

ADEGUAMENTO S.S. n°87 "SANNITICA"

INTERVENTI LOCALIZZATI PER GARANTIRE LA PERCORRIBILITA' IMMEDIATA TRATTO "CAMPOBASSO – BIVIO S.ELIA"

LOTTI A2 E A3

PROGETTO DEFINITIVO

CB-150

A.T.I. di PROGETTAZIONE:

(Mandataria)

bonifica spa

(Mandante)

SOIL Geotechnics Geology Structures Offshore
ENGINEERING

(Mandante)

FRANCHETTI

IL PROGETTISTA:

Ing. Franco Persio Bocchetto - Ordine Ing. Roma n.° 8664-Sez A
Ing. Luigi Albert – Ordine Ing. Milano n.° 14725-Sez A
Ing. Paolo Franchetti – Ordine Ing. Vicenza n.° 2013-Sez A

IL GEOLOGO:

Dott. Geol. Anna Maria Bruna
- Ordine Geol. Lazio n. 1531

RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE
DISCIPLINE SPECIALISTICHE

Ing. Franco Persio Bocchetto - Ordine Ing. Roma n.° 8664-Sez A

COORDINATORE PER LA SICUREZZA:

Ing. Andrea Maria Enea Failla - Ordine Ing. Catania n.°A6701

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:

Ing. CLAUDIO BUCCI

05 OM-OPERE D'ARTE MAGGIORI

05.03 VI03

Relazione tecnica e di calcolo - Impalcato

CODICE PROGETTO

PROGETTO

LIV.PROG. ANNO

D P C B 0 1 5 0 D 2 2

NOME FILE:

T00VI03STRRE01B.DOCX

REVISIONE

SCALA

CODICE ELAB. T 0 0 V I 0 3 S T R R E 0 1

B

-

REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
B	ISTRUTTORIA ANAS	Luglio 2022	Ing. M. Vari	Ing. A. Tosiani	Ing.F.P.Bocchetto
A	EMISSIONE	Aprile 2022	Ing. M. Vari	Ing. A. Tosiani	Ing.F.P.Bocchetto

INDICE

1	INTRODUZIONE	3
1.1	OGGETTO.....	3
1.2	DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	4
2	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	6
3	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	9
3.1	NORMATIVE E RACCOMANDAZIONI.....	9
4	ANALISI STRUTTURALE	10
4.1	CODICI DI CALCOLO	10
4.1.1	Descrizione del programma	10
4.1.2	Sistemi di riferimento	13
4.1.3	Affidabilità dei codici di calcolo.....	14
4.1.4	Modalità di presentazione dei risultati	14
4.1.5	Informazioni generali sull'elaborazione	14
4.1.6	Giudizio motivato di accettabilità dei risultati	14
4.2	MODELLO DI CALCOLO.....	15
4.3	SEZIONI MISTE ACCIAIO-CLS.....	18
4.4	LARGHEZZA COLLABORANTE DELLA SOLETTA.....	20
4.5	CARATTERISTICHE INERZIALI DEGLI ELEMENTI PRINCIPALI DEL MODELLO	22
5	ANALISI DEI CARICHI.....	25
5.1	CARICHI ELEMENTARI.....	25
5.1.1	Peso proprio della struttura g1	25
5.1.2	Carichi permanenti portati g2.....	25
5.1.3	Cedimento differenziale di pile e spalle (ε1).....	26
5.1.4	Ritiro (ε2) e viscosità (ε3).....	26
5.1.5	Carichi mobili q1	27
5.1.6	Incremento dinamico q2.....	33
5.1.7	Forza di frenatura q3	33
5.1.8	Forza centrifuga q4	34
5.1.9	Azione del vento q5	34
5.1.10	Azioni idrodinamiche (q6).....	37
5.1.11	Variazioni termiche (q7).....	37
5.1.12	Azioni parassite per attrito degli apparecchi d'appoggio (q8)	38
5.1.13	Azioni eccezionali (q9)	38
5.1.14	Azione sismica sull'insieme impalcato/pile (q10).....	38
5.2	COMBINAZIONI DEI CARICHI ELEMENTARI.....	45
6	DIAGRAMMI DELLE CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE INTERNA.....	47
7	DIAGRAMMI DELLE DEFORMAZIONI	54
8	CRITERI DI VERIFICA STRUTTURALE.....	57
8.1	CRITERI DI VERIFICA DELLE SEZIONI IN MISTE ACCIAIO CALCESTRUZZO	57
9	VERIFICHE ELEMENTI PRINCIPALI	58
9.1	VERIFICA DI RESISTENZA DELLE MEMBRATURE (TRAVI PRINCIPALI)	58
9.2	VERIFICHE DI STABILITÀ.....	60
9.2.1	Stabilità dei pannelli d'anima (imbozzamento).....	60
9.2.2	Stabilità delle piattabande (verifica globale, flessotorsionale).....	72
9.2.3	Stabilità degli irrigidimenti trasversali in corrispondenza degli appoggi	73
9.3	VERIFICHE A FATICA.....	75

9.4	VERIFICA AGLI STATI LIMITE D'ESERCIZIO DELLA SOLETTA IN DIREZIONE LONGITUDINALE	77
10	VERIFICHE ELEMENTI SECONDARI	79
10.1	VERIFICHE DEI CONNETTORI ACCIAIO CALCESTRUZZO (PIOLI)	79
10.2	VERIFICHE DEI GIUNTI SALDATI TRAVI PRINCIPALI	82
10.3	VERIFICHE DEI DIAFRAMMI E DEI GIUNTI BULLONATI	83
10.3.1	Diaframma intermedio "reticolare"	84
10.3.2	Diaframma d'appoggio trave "AD ANIMA PIENA"	88
10.4	VERIFICHE PER LA SOSTITUZIONE DEGLI APPARECCHI D'APPOGGIO	92
10.5	VERIFICHE DEI GIUNTI SALDATI DIAFRAMMI	99
10.6	VERIFICHE DEGLI IRRIGIDIMENTI LONGITUDINALI E TRASVERSALI	100
10.7	VERIFICHE DELLE ASTE DEI CONTROVENTI	102
11	ESCURSIONI APPARECCHI DI APPOGGIO E GIUNTI	103
12	SCARICHI APPOGGI	107
13	CONTROFRECCIA COSTRUTTIVA	110
14	DIMENSIONAMENTO DEI BAGGIOLI	116
15	GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITA' DEI RISULTATI	119
	SOLETTA	123
16	SOLETTA (direzione trasversale)	124
16.1	FASI COSTRUTTIVE E DI GETTO	124
16.2	COMBINAZIONI DI CARICO	127
16.3	CRITERI DI VERIFICA STRUTTURALE	127
16.3.1	Criteri di verifica delle sezioni in c.a.	127
16.3.2	Verifiche per gli stati limite ultimi a flessione-pressoflessione	127
16.3.3	Verifica agli stati limite ultimi a taglio	127
16.3.4	Verifica agli stati limite d'esercizio	128
16.3.4.1	Stato limite delle tensioni	129
16.3.4.2	Stato limite di fessurazione	129
16.3.4.3	Stato limite di fatica	129
16.4	VERIFICA IN 1°FASE	132
16.4.1	Dati geometrici	132
16.4.2	Rigidità flessionale della lastra	132
16.4.3	Dati di carico	133
16.4.4	Sezioni di verifica	133
16.4.5	Verifica dello stato tensionale	134
16.4.6	Sovrapposizione degli effetti (1+2+3 step)	139
16.4.7	Verifica a fessurazione	140
16.5	VERIFICA IN 2° FASE (SEZIONE CORRENTE)	141
16.5.1	Sbalzo lato cordolo	141
16.5.1.1	Carichi permanenti portati	141
16.5.1.2	Sovraccarichi	141
16.5.1.3	Momento dovuto all'urto di un veicolo in svio	143
16.5.1.4	Riepilogo sollecitazioni	143
16.5.1.5	Verifica dello stato tensionale	143
16.5.1.6	Sovrapposizione degli effetti (1 fase+2 fase)	143
16.5.1.7	Verifica a fessurazione	144
16.5.1.8	Verifica a fatica	144
16.5.1.9	Verifica dello stato limite ultimo	145
16.5.1.10	Verifica a taglio	146

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

16.5.2	Campata.....	147
16.5.2.1	Carichi permanenti	147
16.5.2.2	Sovraccarichi.....	147
16.5.2.3	Riepilogo sollecitazioni mezzeria impalcato.....	150
16.5.2.4	Mezzeria impalcato - Verifica dello stato tensionale	150
16.5.2.5	Mezzeria impalcato - Sovrapposizione degli effetti (1 fase + 2 fase)	150
16.5.2.6	Mezzeria impalcato - Verifica a fessurazione.....	150
16.5.2.7	Mezzeria impalcato - Verifica a fatica	151
16.5.2.8	Mezzeria impalcato - Verifica dello stato limite ultimo	152
16.5.2.9	Mezzeria soletta - Verifica a taglio.....	153
16.6	VERIFICA IN 2° FASE (SEZIONE DI GIUNTO)	154
16.6.1	Sbalzo lato cordolo	154
16.6.1.1	Carichi permanenti portati	154
16.6.1.2	Sovraccarichi.....	154
16.6.1.3	Momento dovuto all'urto di un veicolo in svio	156
16.6.1.4	Riepilogo sollecitazioni.....	156
16.6.1.5	Verifica dello stato tensionale	156
16.6.1.6	Sovrapposizione degli effetti (1 fase+2 fase)	156
16.6.1.7	Verifica a fessurazione	157
16.6.1.8	Verifica a fatica	157
16.6.1.9	Verifica dello stato limite ultimo.....	158
16.6.1.10	Verifica a taglio	159
16.6.2	Campata.....	160
16.6.2.1	Carichi permanenti	160
16.6.2.2	Sovraccarichi.....	160
16.6.2.3	Riepilogo sollecitazioni mezzeria impalcato.....	163
16.6.2.4	Mezzeria impalcato - Verifica dello stato tensionale	163
16.6.2.5	Mezzeria impalcato - Sovrapposizione degli effetti (1 fase + 2 fase)	163
16.6.2.6	Mezzeria impalcato - Verifica a fessurazione.....	163
16.6.2.7	Mezzeria impalcato - Verifica a fatica	164
16.6.2.8	Mezzeria impalcato - Verifica dello stato limite ultimo	165
16.6.2.9	Mezzeria soletta - Verifica a taglio.....	166

1 INTRODUZIONE

1.1 OGGETTO

La presente relazione riporta i calcoli, e le relative verifiche, dell'impalcato del Viadotto n. 3. L'opera in esame è prevista nell'ambito dell'adeguamento della SS87 in direzione di Campobasso per un'estesa di circa 3.400 m in comune di Campolieto.

Il viadotto in oggetto è realizzato in sistema misto acciaio-calcestruzzo con schema statico a travata continua con 6 campate di luce di 42+60+60+60+60+42 m.

La lunghezza complessiva del viadotto, misurata in asse appoggi spalle, è pari a circa 324 m.

I carichi agenti sulle strutture sono stati valutati con riferimento al caso di "ponti di prima categoria" secondo la normativa vigente in materia di ponti stradali.

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione, secondo quanto previsto dal D.M. 17-01-2018.

Con riferimento alla destinazione d'uso della costruzione e alla modalità d'impiego, la struttura in oggetto viene considerata appartenente al tipo di costruzione 2: "Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale", per le quali è prevista una vita nominale $V_N = 50$ anni.

La classe d'uso dell'opera si pone al tipo IV: "Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità"; da cui discende che il periodo di riferimento per l'azione sismica è $V_R = V_N \times C_U = 100$ anni.

1.2 DESCRIZIONE DELL'OPERA

La sezione trasversale dell'impalcato prevede due travi principali in acciaio a doppio T di altezza 3.00m; le travi principali sono collegate trasversalmente principalmente da traversi di tipo reticolare con aste costituite da profilati ad L opportunamente accoppiati con imbottiture. Sulle spalle sono previsti traversi ad anima piena a doppio T.

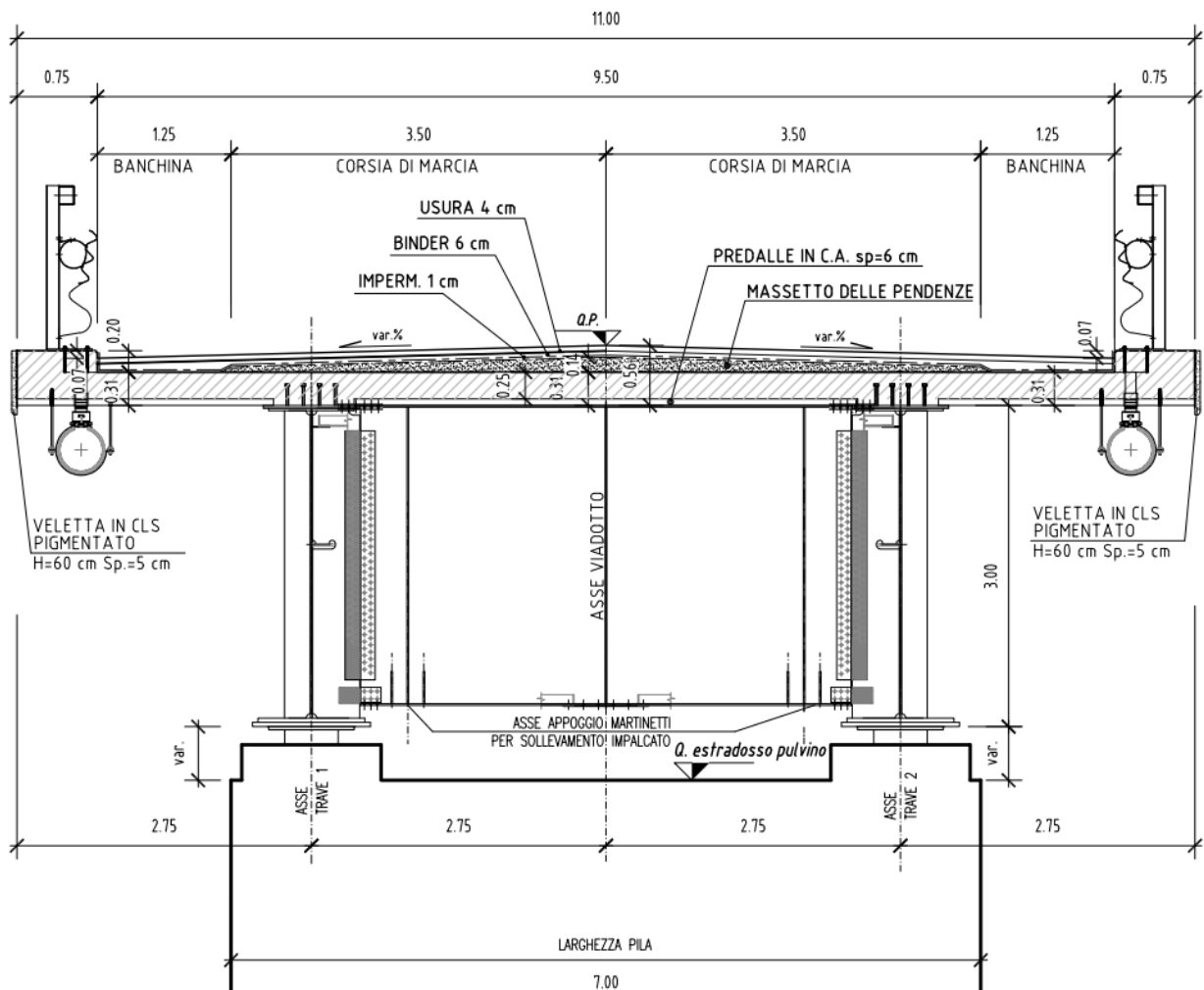
L'altezza della soletta è costante e pari a 31 cm, di cui 6 cm sono costituiti da predalle autoportanti e i restanti gettati in opera. La pendenza trasversale dell'impalcato viene ottenuta con un massetto delle pendenze variabile da 0 cm a 14 cm in asse carreggiata. La geometria della sezione prevede una dimensione costante degli sbalzi laterali di soletta (2.75 m) ed un interasse fra le travi costante pari a 5.50 m.

La larghezza complessiva dell'impalcato è di 11.00 m, di cui 9.50 costituiscono la piattaforma stradale ed i restanti gli elementi marginali di larghezza pari a 0.75 m in destra e 0.75 m in sinistra.

Completando l'impalcato le finiture, la pavimentazione di spessore di 11 cm, le velette laterali in cls e le barriere di sicurezza.

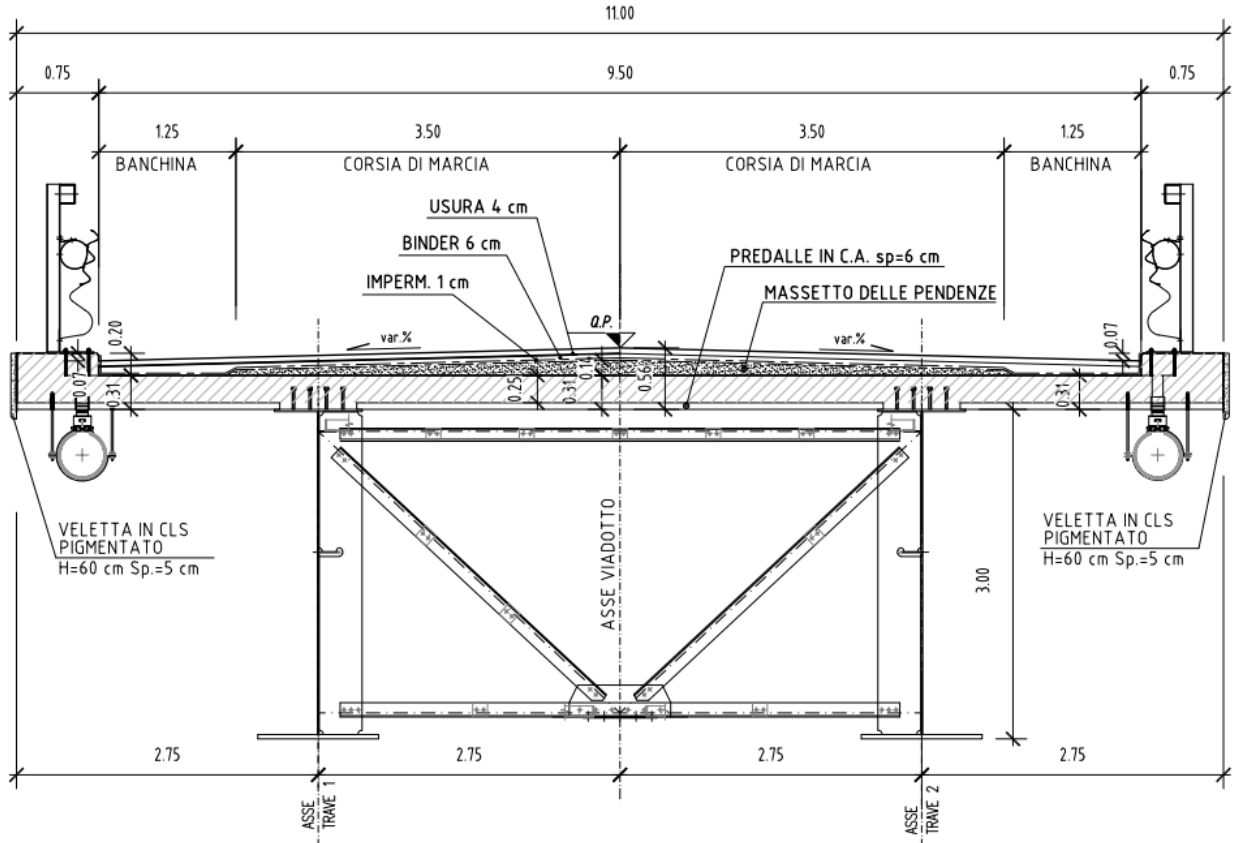
SEZIONE TIPO IN ASSE APPOGGI

Scala 1:50



SEZIONE TIPO IN CAMPATA

Scala 1:50



2 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Si riportano qui di seguito le caratteristiche prestazionali dei materiali che saranno impiegati per la realizzazione delle opere provvisorie di imbocco, secondo la normativa in vigore e con riferimento al metodo di calcolo agli stati limite.

Calcestruzzo per soletta gettata in opera e predalles:

Tipo (secondo UNI EN 206-1):	C35/45
Resistenza cubica caratteristica (t=28 gg):	$f_{ck, cube} \geq 45 \text{ N/mm}^2$
Resistenza cilindrica caratteristica (t=28 gg):	$f_{ck} \geq 35 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico secante:	$E_{cm} = 34.625 \text{ N/mm}^2$
Classe di consistenza:	S4-S5
Rapporto massimo acqua / cemento	$A/C \leq 0.45$
Diametro massimo inerti:	20 mm
Classe di esposizione ambientale:	XC4
Copriferro minimo getti in opera	40 mm
Copriferro minimo predalles	25 mm

Calcestruzzo per Baggioli:

Tipo (secondo UNI EN 206-1):	C32/40
Resistenza cubica caratteristica (t=28 gg):	$f_{ck, cube} \geq 40 \text{ N/mm}^2$
Resistenza cilindrica caratteristica (t=28 gg):	$f_{ck} \geq 32 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico secante:	$E_{cm} = 33.642 \text{ N/mm}^2$
Classe di consistenza:	S5
Rapporto massimo acqua / cemento	$A/C \leq 0.50$
Diametro massimo inerti:	30 mm
Classe di esposizione ambientale:	XC4
Copriferro minimo getti in opera	45 mm

La scelta del copriferro minimo di progetto c_{min} dei getti in opera inteso come lo spessore minimo del ricoprimento dello strato di calcestruzzo a protezione dei ferri d'armatura è stata determinata in base a quanto indicato nella circolare Esplicativa, tenendo conto della classe di esposizione ambientale e della classe del Calcestruzzo prevista.

Nello specifico, tenendo conto della classe di esposizione ambientale desunta dalle analisi specifiche condotte nei riguardi dell'attacco chimico, che hanno evidenziato una Classe di Esposizione XC4 e pertanto Condizioni Ambientali "Aggressive".

In relazione a quanto riportato in tabella 4.1.III del DM 17.01.18 e in tabelle C4.1.IV della circolare applicativa, per le classi di calcestruzzo previste è prescritto un copriferro minimo $c_{min} \geq 30 \text{ mm}$. A tale valore va aggiunta una tolleranza di posa di 10 mm.

In definitiva ai fini progettuali si è assunto $c=(30+10)=40 \text{ mm}$ per le fondazioni così come riportato all'interno della tabella materiali (C35/45 - barre da c.a. con elementi a piastra).

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Tab 4.1.III – DM 17.01.18

Tabella C4.1.IV - Copriferrini minimi in mm

C _{min}	C _o	ambiente	barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
			C ≥ C _o	C _{min} < C < C _o	C ≥ C _o	C _{min} < C < C _o	C ≥ C _o	C _{min} < C < C _o	C ≥ C _o	C _{min} < C < C _o
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C30/37	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

Tab C4.1.IV – Circolare n° 7/19

Acciaio per cemento armato

Tipo: B 450 C

Tensione caratteristica di rottura a trazione: $f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$
Tensione ammissibile: $\sigma_{amm} = 260 \text{ N/mm}^2$
Tensione di calcolo ($\gamma=1.15$): $f_{yd} = 450 / 1.15 = 391 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico: $E = 210'000 \text{ N/mm}^2$

Acciaio per carpenteria metallica

I profili metallici e il piastrame sono realizzati con l'impiego di acciaio strutturale per carpenteria nelle qualità sotto indicate, in accordo con la norma UNI EN 10025.

- Lamiere per piattabande, anime, irrigidimenti ed elementi saldati Secondo UNI EN 10025 Acciaio S355J2

t ≤	40	mm (spessore lamiera)
f _{tk} =	510	N/mm ² resistenza caratteristica alla rottura
f _{yk} =	355	N/mm ² resistenza caratteristica allo snervamento
g ₀ =	1.05	coeff. di sicurezza per resistenza
g ₁ =	1.10	coeff. di sicurezza per instabilità
g ₂ =	1.25	coeff. di sicurezza per frattura
g _f =	1.35	coeff. di sicurezza per fatica
f _{yd} =	338.1	N/mm ² resistenza sezioni agli SLU
f _{yd} =	322.7	N/mm ² resistenza instabilità agli SLU
E _s =	210 000	N/mm ² Modulo Elastico
n =	0.300	coefficiente di Poisson
G =	80 769	N/mm ² Modulo di Taglio

- Profili commerciali ed elementi non saldati
Secondo UNI EN 10025
Acciaio S355J0

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

- Bulloni di carpenteria metallica
Secondo UNI EN 14399-1
Viti classe 10.9.

ftb =	1 000	N/mm ²	resistenza caratteristica alla rottura
fyb =	900	N/mm ²	resistenza caratteristica allo snervamento
Es =	200 000	N/mm ²	
g2 =	1.25	coeff. di sicurezza per resistenza	

- Saldature

t ≤	40	mm (spessore lamiera)
ftk =	510	N/mm ² resistenza caratteristica alla rottura
fyk =	355	N/mm ² resistenza caratteristica allo snervamento
g2 =	1.25	coeff. di sicurezza per resistenza
β =	0.90	coeff. di sicurezza per resistenza
fvw,d =	N/mm ² resistenza a taglio di calcolo agli SLU	

- Connettori a piolo

f_{tb} = 450 N/mm² resistenza caratteristica alla rottura
f_{yb} = 350 N/mm² resistenza caratteristica allo snervamento
g₂ = 1.25 coeff. di sicurezza per resistenza

3 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

3.1 NORMATIVE E RACCOMANDAZIONI

La redazione della presente relazione è stata condotta nel rispetto della normativa in vigore, in particolare:

- D. Min. Infrastrutture 17 gennaio 2018 "Aggiornamento delle nuove norme tecniche per le costruzioni";
- Circolare 21 gennaio 2019 n. 7: Istruzioni per l'applicazione dell' "Aggiornamento delle nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17 gennaio 2018;
- CNR 10011/97, "Costruzioni di acciaio. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione";
- CNR 10016/2000, "Strutture composte di acciaio e calcestruzzo. Istruzioni per l'impiego nelle costruzioni";
- CNR 10018/1999, "Apparecchi d'appoggio per le costruzioni – Istruzioni per l'impiego";
- CNR 10030/93, "Anime irrigidite di travi a parete piena";
- UNI EN 1991-1-5:2004 "Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-5: Azioni in generale - Azioni termiche";
- UNI EN 1992-1-1:2005, "Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo - parte 1 - Regole generali e regole per edifici";
- UNI EN 1993-1-1:2005, "Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici";
- UNI EN UNI EN 1993-1-5:2007, "Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra";
- UNI EN 1994-2:2006, "Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 2: Regole generali e regole per i ponti";
- UNI EN 1998-2:2006, "Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 2: Ponti";
- Model Code 1990, CEB-FIP;
- Capitolato ANAS: "Norme tecniche per l'esecuzione del contratto", 2018.

4 ANALISI STRUTTURALE

L'analisi strutturale dell'impalcato in oggetto è condotta per le azioni statiche e sismiche illustrate nei paragrafi precedenti. Il seguente paragrafo descrive i metodi di analisi adottati, i codici di calcolo automatico per il calcolo e la verifica delle strutture ed il modello agli elementi finiti utilizzato per la valutazione delle sollecitazioni.

La ricerca dei parametri di sollecitazione è fatta secondo le disposizioni di carico più gravose, avvalendosi di codici di calcolo automatico per l'analisi strutturale.

4.1 CODICI DI CALCOLO

Tutti i codici di calcolo automatico utilizzati per il calcolo e la verifica delle strutture sono di sicura ed accertata validità e sono impiegati conformemente alle loro caratteristiche.

Per i calcoli e le modellazioni di cui alla presente relazione sono impiegati i codici di calcolo brevemente descritti di seguito.

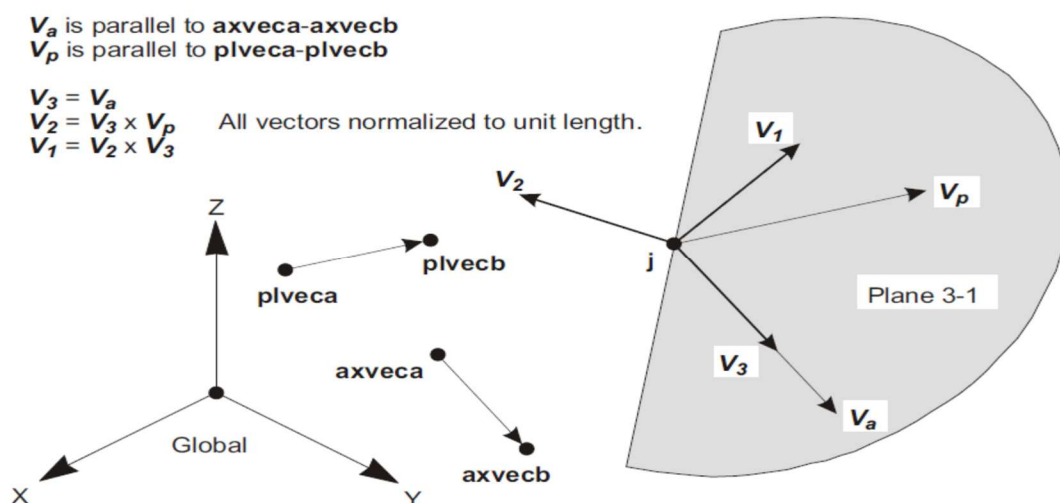
- SAP2000, prodotto dalla "CSI Computer and Structures Inc." – Berkeley (CA) – USA ;
Codice di calcolo F.E.M. (Finite Element Method) capace di gestire il calcolo e le verifiche delle strutture miste acciaio-calcestruzzo durante tutte le fasi realizzative.

4.1.1 Descrizione del programma

Il programma è un solutore agli E.F. (Elementi Finiti) capace di modellare strutture di forma qualunque, comunque caricate e vincolate, nell'ambito del comportamento lineare e non.

Sono disponibili i seguenti tipi di oggetto elencati in ordine di dimensione geometrica:

- "Point":
 - comune oggetti: sono automaticamente creati in angoli o estremità di tutti gli altri tipi di oggetti, e possono essere aggiunti in modo esplicito
 - collegamento a terra: sono utilizzate per modellare il comportamento di un sostegno speciale ad esempio isolatori, smorzatori, gap, molle multi-lineari
 - il sistema di riferimento per determinare l'orientamento di un elemento punto è:



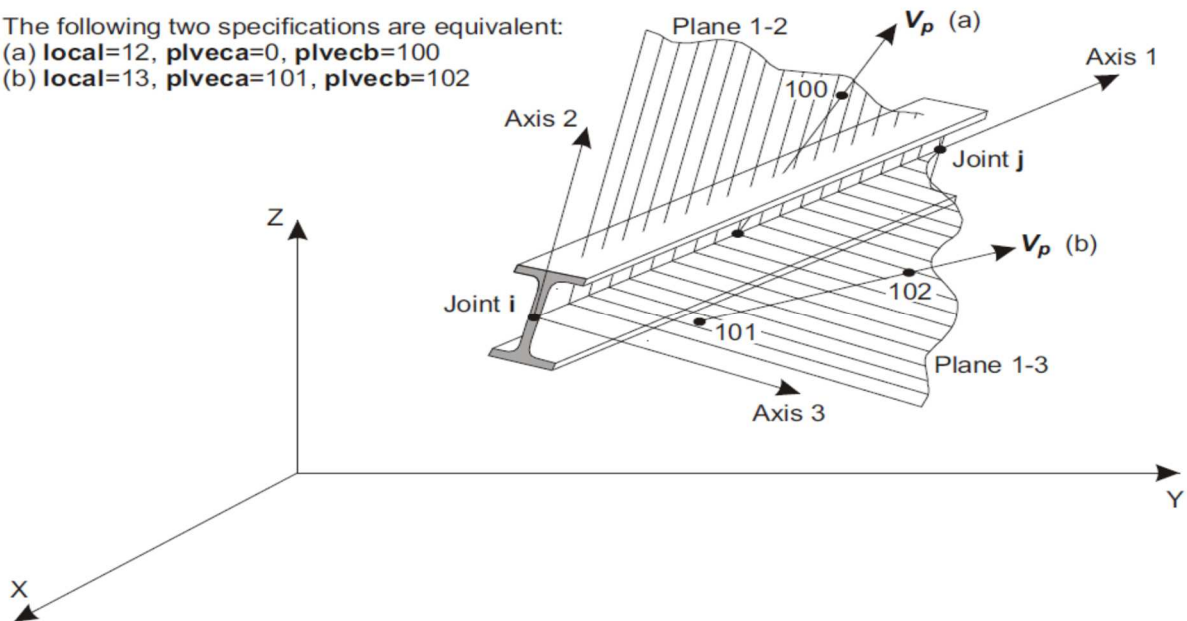
RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

- "Line":
 - frame/cable/tendon: sono utilizzate per modellare le travi, colonne, braces, trusses, cavi e tiranti
 - collegamento tra oggetti: sono utilizzate per modellare il comportamento di un membro speciali ad esempio isolatori, smorzatori, gap, molle multi-lineari. A differenza degli oggetti o frame/cable/tendon, questi oggetti possono avere lunghezza zero.
 - il sistema di riferimento per determinare l'orientamento di un elemento linea è:

The following two specifications are equivalent:

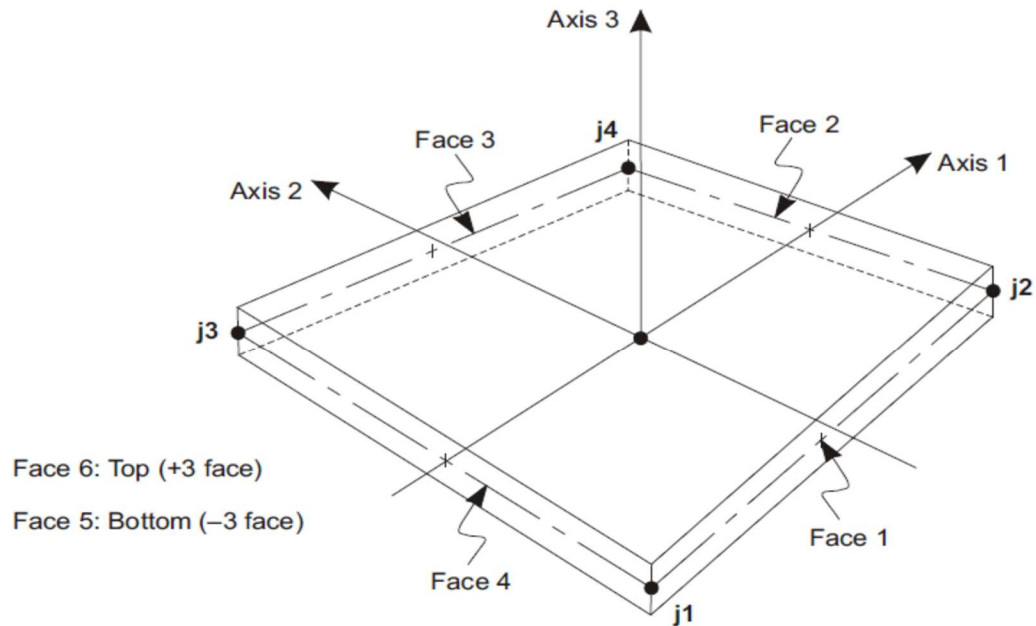
(a) **local=12, plveca=0, plvecb=100**

(b) **local=13, plveca=101, plvecb=102**

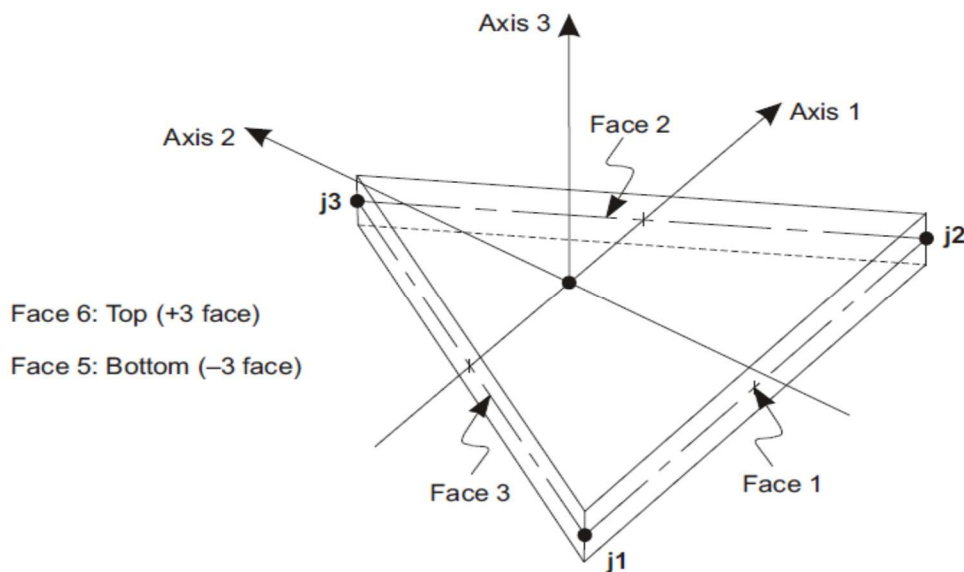


- "Area": vengono utilizzate per modellare le pareti, pavimenti e altri membri dotati di spessore, nonché solidi bidimensionali (plane stress, plane strain, and axisymmetric solids). Il sistema di riferimento per determinare l'orientamento di un elemento area è:

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO



Four-node Quadrilateral Shell Element



Three-node Triangular Shell Element

- **"Solid"**: sono utilizzate per la modellazione tridimensionale solida

Il programma SAP2000 permette di svolgere analisi atte a definire la risposta in conseguenza dell'applicazione di carichi mobili, analisi del dominio di frequenza (sia steady-state che power-spectral-density), del dominio del tempo e analisi di instabilità.

Mediante il programma si possono implementare nel modello di calcolo elementi a comportamento particolare quali:

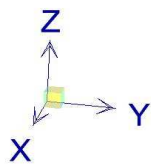
- non linear link element (gaps, hooks, isolators, dampers, and multi-linear plasticity)
- a multi-linear plastic hinge
- catenary cable element
- nonlinear shell element

Il programma SAP2000 permette inoltre di condurre analisi tipo non lineare statica , analisi tipo pushover e analisi non lineari tipo time-history mediante l'utilizzo di analisi modale o integrazione diretta. software contempla la presenza di elementi bidimensionali (piani - shell) in grado di rappresentare sia il comportamento di lastra (effetti flessionali) quanto quello di membrana (sforzi di compressione e trazione), ed elementi tipo trave (beam).

4.1.2 Sistemi di riferimento

Il sistema di riferimento nei modelli di calcolo viene assunto con origine coincidente con lo spigolo sinistro basso della struttura schematizzata.

La disposizione degli assi segue la "regola della mano destra":

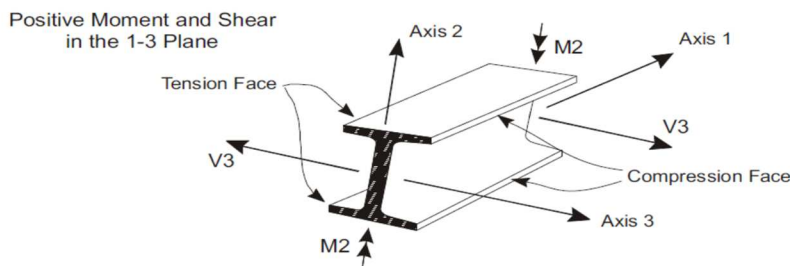
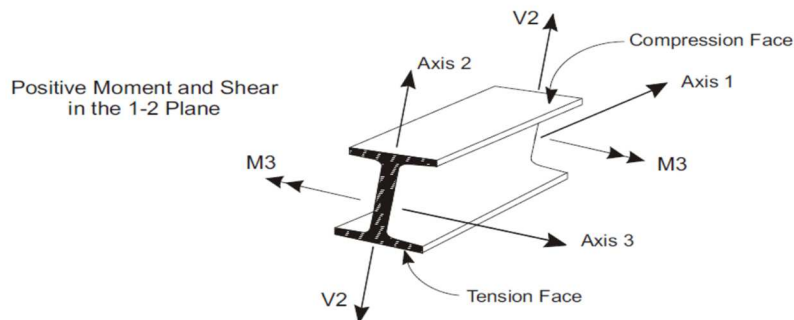
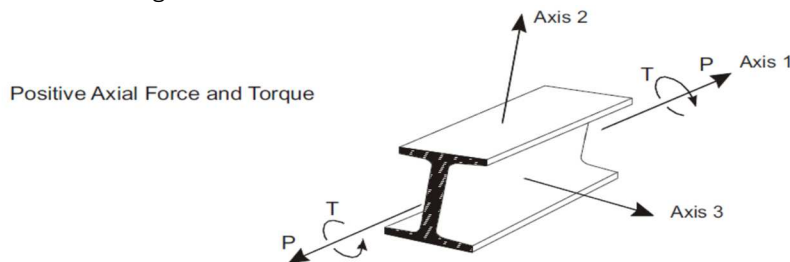


l'asse X è diretto secondo l'asse longitudinale della struttura;

l'asse Y è diretto secondo l'asse trasversale della struttura;

l'asse Z è diretto verso l'alto, positivo verso l'alto.

Si definiscono positive le azioni e sollecitazioni secondo la convenzione riportata nella figura successiva.



4.1.3 Affidabilità dei codici di calcolo

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore del software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego. La società produttrice Aztec Informatica srl ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

4.1.4 Modalità di presentazione dei risultati

La relazione di calcolo strutturale presenta i dati di calcolo tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. La relazione di calcolo illustra in modo esaustivo i dati in ingresso ed i risultati delle analisi in forma tabellare.

4.1.5 Informazioni generali sull'elaborazione

Il software prevede una serie di controlli automatici che consentono l'individuazione di errori di modellazione, di non rispetto di limitazioni geometriche e di armatura e di presenza di elementi non verificati. Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabellare, i dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale.

4.1.6 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli dal sottoscritto utente del software. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali. Inoltre, sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni. In base a quanto sopra, si asserisce che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, pertanto i risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili (si veda il cap. 15).

4.2 MODELLO DI CALCOLO

Il modello schematizza la struttura attraverso un grigliato di travi (fig. 4.1 e 4.2). Esse sono tra loro collegate da elementi trasversali di rigidezza e configurazione tale (fig. 4.3) da essere rappresentativi dei ritegni torsionali realmente presenti sulla struttura (diaframmi e soletta). I diaframmi in corrispondenza delle pile e spalle sono pieni a sezione a doppio "T". I diaframmi intermedi tra le pile sono reticolari e sono stati applicati degli svincoli flessionali agli elementi diagonali e correnti superiore ed inferiori, essi, cioè, non sono in grado di trasmettere la caratteristica di momento flettente nel piano verticale. La soletta è schematizzata con elementi "beam" di larghezza unitaria e altezza pari allo spessore della soletta (31 cm).

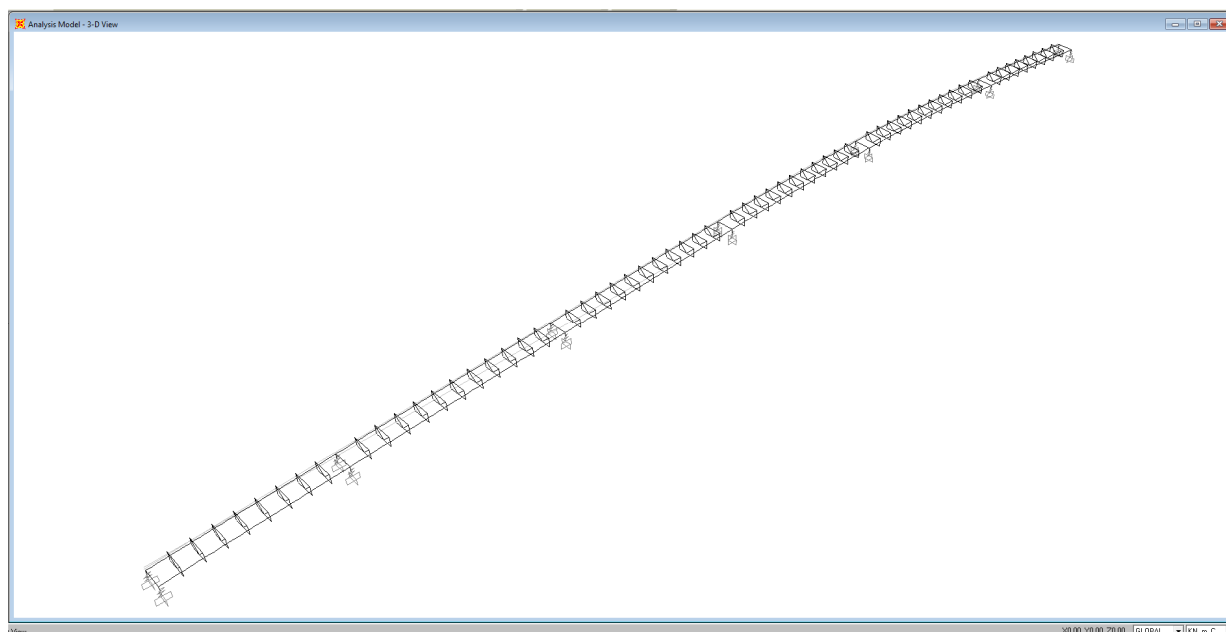


Figura 4-1 – vista assometrica del modello per il viadotto senza la soletta non collaborante

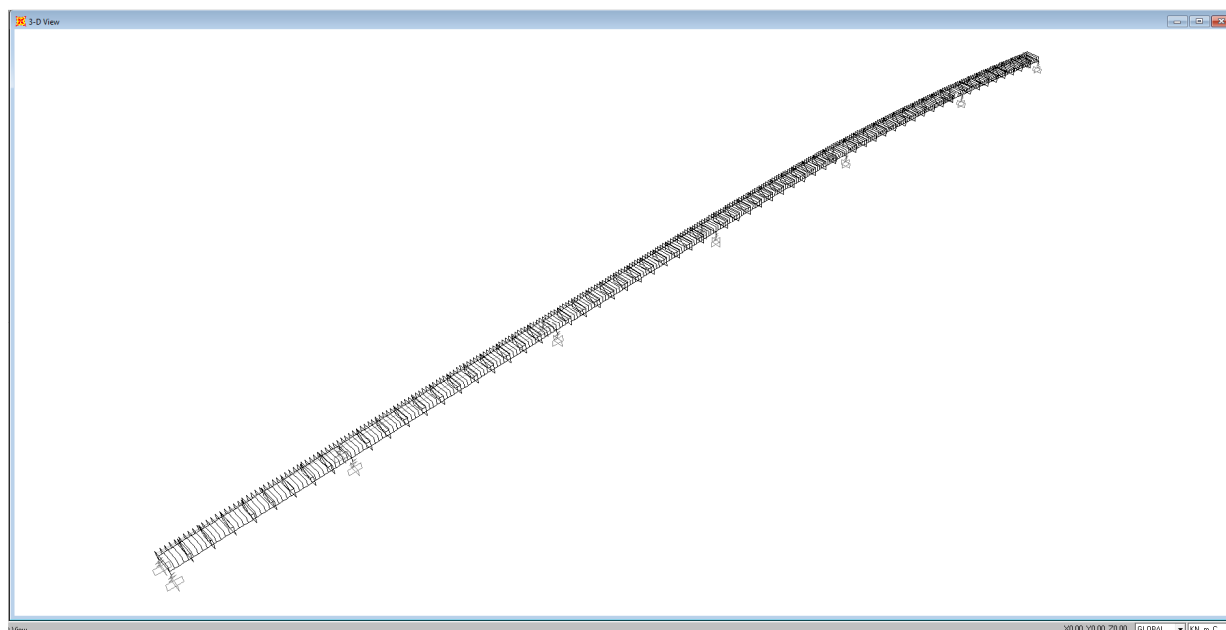


Figura 4-2 – vista assometrica del modello per il viadotto con la soletta collaborante

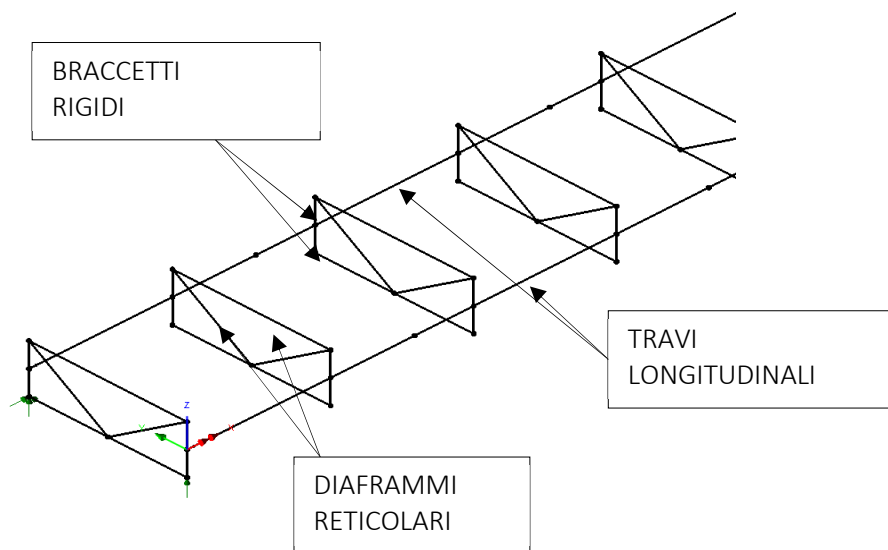


Figura 4-3 – vista assonometrica dei diaframmi

Nelle sezioni in corrispondenza degli appoggi sono stati utilizzati degli elementi rigidi opportunamente svincolati, per rappresentare la presenza degli apparecchi d'appoggio. Essi a loro volta sono collegati attraverso dei 'bracci rigidi' all'estradosso del pulvino.

Per effettuare tutte le analisi previste sono stati realizzati tre modelli aventi le caratteristiche meccaniche variabili in ragione delle varie fasi considerate:

- fase di costruzione con caratteristiche meccaniche dei soli conci in acciaio. Considera il peso proprio della struttura metallica, delle lastre prefabbricate e del getto della soletta che, in questa fase, è ancora meccanicamente non reagente. La struttura d'impalcato è dunque sottoposta al peso proprio della carpenteria metallica e al carico distribuito della soletta di calcestruzzo. Quest'ultimo è ripartito fra le travi componenti l'impalcato in egual misura.
- fase a tempo T_0 con caratteristiche meccaniche della trave in acciaio e della soletta in c.a. omogeneizzata in acciaio con $n = E_{acc}/E_{cls} = 6.06$. Si considerano i carichi permanenti non strutturali applicati all'impalcato quali pavimentazione, cordoli, barriere, ecc. e variabili quali vento e carichi mobili.
- fase a tempo T_{∞} con caratteristiche meccaniche della trave in acciaio e della soletta in c.a. omogeneizzata in acciaio con $n = E_{acc}/E_{cls} = 13.55$ (azioni lente da carichi permanenti) e 14.12 (azioni lente da effetti primari e secondari da ritiro). Quest'ultimo è applicato al modello F.E.M. come una variazione equivalente alla deformazione del calcestruzzo per ritiro a tempo infinito.

Il riferimento globale è una terna cartesiana destrorsa con l'asse Z verticale e l'asse X orientato lungo le estremità del viadotto.

Il modello è stato realizzato ed analizzato con l'ausilio del programma SAP2000, con successiva elaborazione dei dati di output mediante l'utilizzo del foglio elettronico EXCEL© della Microsoft.

In ciascuno dei file di input sono presenti 10 gruppi di elementi:

1. Trave 1 omogeneizzata a rigidezza variabile
2. Trave 2 omogeneizzata a rigidezza variabile
3. Traversi (bracci rigidi, diagonali, correnti e soletta trasversale)
4. Appoggi (bracci rigidi, apparecchi d'appoggio)
5. Vincoli in direzione longitudinale
6. Vincoli in direzione trasversale
7. Vincoli in direzione verticali
8. Vincoli rotazionali intorno all'asse longitudinale
9. Vincoli rotazionali intorno all'asse trasversale
10. Vincoli rotazionali intorno all'asse verticale

Sono stati analizzati i seguenti modelli elementari:

M1_PP Peso proprio della sola trave in acciaio+ peso soletta (senza fasi di montaggio).

M2_T₀ (1) Carichi permanenti portati a tempo t₀
(2) Carico mobile viaggiante a tempo t₀
(3) Azione del vento a tempo t₀

M21_T₀ (1) variazione di temperatura uniforme a tempo t₀
(2) variazione di temperatura differenziale a tempo t₀

M3_T₀₀ (1) carichi permanenti portati a tempo t₀₀
(2) Cedimenti differenziali pile a tempo t₀₀

M31_T₀₀ (1) variazione di temperatura uniforme a tempo t₀₀
(2) Ritiro soletta a tempo t₀₀

Le sollecitazioni rappresentative del passaggio del carico mobile sono state ottenute attraverso opportune combinazioni del passaggio del suddetto carico mobile:

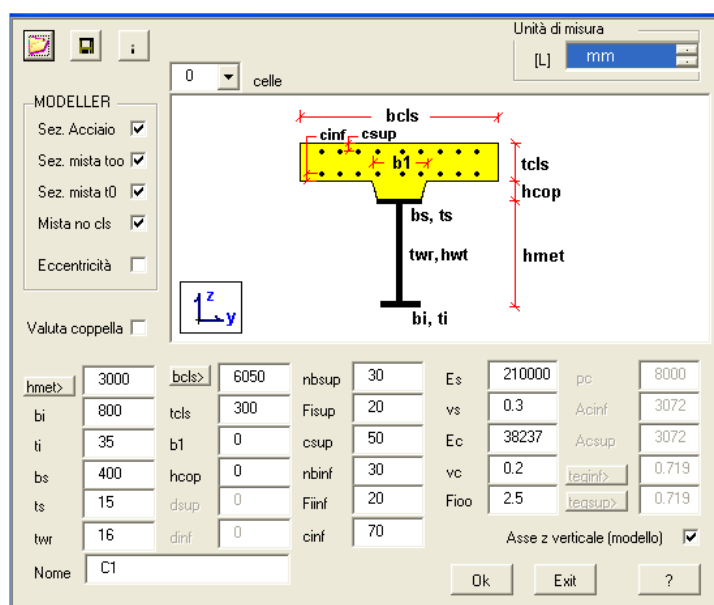
Per ottenere l'involuppo delle sollecitazioni del passaggio della colonna di carico Q₁, per ogni sollecitazione è stato considerato, quando sfavorevole, il corrispondente contributo a sinistra e/o a destra degli assi, più l'eventuale contributo relativo alle campate intere.

4.3 SEZIONI MISTE ACCIAIO-CLS

Le caratteristiche geometriche delle travi in acciaio unitamente alla larghezza collaborante calcolata al paragrafo successivo sono state utilizzate per il calcolo delle inerzie utilizzate nel modello di calcolo, riportate negli allegati alla presente relazione.

Le caratteristiche geometriche sono calcolate per:

- sezione di solo acciaio
- la sezione mista a tempo t_0
- la sezione mista a tempo t_{00}
- la sezione mista con calcestruzzo non resistente a trazione (per le zone soggette a momento negativo)



In cui:

- hmet** altezza delle travi di acciaio
- bi, ti** base e spessore delle piattabande inferiori delle travi di acciaio
- bs, ts** base e spessore delle piattabande superiori delle travi di acciaio
- twr** spessore delle anime (se inclinate è misurato perpendicolarmente ad esse)
- bcls, tcls** base e spessore della porzione di soletta collaborante; la soletta collaborante può essere calcolata cliccando sul bottone "bcls"
- b1** base superiore della coppella; la base inferiore è assunta uguale alla base della piattabanda superiore della trave di acciaio.
- hcop** altezza della coppella
- dsup, dinf** interasse superiore ed inferiore fra le anime esterne dei cassoni

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

- nbsup, Fisup, csup** armatura superiore: numero di tondini, diametro e copriferro, misurato dall'estradosso della soletta al baricentro delle armature
- nbinf, Fiinf, cinf** armatura inferiore: numero di tondini, diametro e copriferro, misurato dall'intradosso della soletta al baricentro delle armature
- Es, vs, Ec, vc** moduli di Young e di Poisson dell'acciaio e del calcestruzzo. Sono solo utilizzati per la definizione dei coefficienti di omogeneizzazione e non per la definizione delle caratteristiche meccaniche dell'acciaio e del calcestruzzo.
- Fi_∞** coefficiente di viscosità al tempo infinito per una messa in carico al tempo 0
- pc, Acsup, Acinf** passo dei controventi orizzontali e sezioni trasversali delle aste superiori ed inferiori
- teqsup, teqinf** spessori equivalenti di una lamiera piena; possono essere calcolati automaticamente con un click sui bottoni "teqsup" e "teqinf".
- Asse z verticale** indica la direzione dell'asse z verticale degli elementi finiti rispetto alla sezione trasversale processata dal wizard.

Nell'omogeneizzazione della sezione, ai fini del calcolo delle sollecitazioni sull'impalcato, si è considerato il contributo dello spessore della soletta e delle predalles.

I controventi, superiori lungo tutto lo sviluppo dell'impalcato ed inferiori solo in corrispondenza degli appoggi, vengono considerati solo ai fini del montaggio dell'impalcato.

4.4 LARGHEZZA COLLABORANTE DELLA SOLETTA

La larghezza della soletta collaborante può essere calcolata automaticamente con le formule del DM18. Nell'analisi globale della struttura, ossia per il calcolo delle sollecitazioni e delle deformazioni, si può assumere un valore costante della larghezza collaborante b_{eff} sull'intera lunghezza di ciascuna campata della trave, valutato nella mezzeria della campata per le travi appoggiate o continue ed all'incastro per le travi a mensola. Nelle verifiche delle sezioni trasversali si dovrebbero utilizzare valori delle larghezze collaboranti differenziati per le zone soggette a momento positivo o negativo, assumendo le lunghezze L_0 riportate in figura.

Il calcolo è effettuato in una delle seguenti ipotesi:

- | | |
|---------------------------------------|------------------------|
| 1) travi continue, campata di bordo | $L_0 = 0.85 L_1$ |
| 2) travi continue, campate intermedie | $L_0 = 0.7 L_2$ |
| 3) travi continue, appoggi | $L_0 = 0.25 (L_1+L_2)$ |
| 4) travi continue, sbalzi | $L_0 = 2 L_3$ |
| 5) trave semplicemente appoggiate | $L_0 = L_1$ |

Gli altri dati richiesti sono:

L_1, L_2, L_3 luci delle varie tipologie di campata
 bc larghezza impegnata direttamente dai connettori

$bsx \max, bdx \max$ metà interasse tra travi oppure distanza tra il bordo libero della soletta e l'asse della trave

Per il calcolo di b_{eff} si ha:

$$be_1 = be_2 = 1/8 L_0$$

$$b_{eff} = be_1 + be_2 + bc$$

Per gli appoggi di estremità la formula diviene:

$$b_{eff} = \beta_1 be_1 + \beta_2 be_2 + bc$$

dove $\beta_i = (0.55 + 0.025 L_0 / be_i) \leq 1$

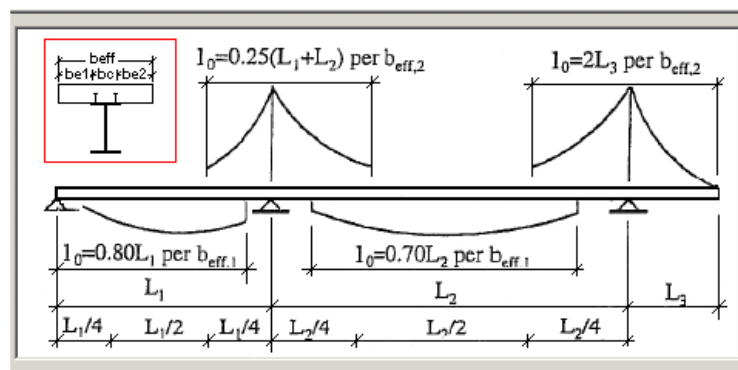


Tabella 4-1 – larghezza collaborante

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

Per tener conto dell'influenza di fessurazioni del calcestruzzo nelle zone a momento negativo nel calcolo della rigidità dell'impalcato non vanno considerate le zone di soletta la cui tensione risultasse maggiore di $0.15f_{ck}$ (4.98MPa).

Più semplicemente si può tener conto della fessurazione trascurando il contributo del calcestruzzo alla rigidità dell'elemento per un tratto pari al 15% della luce delle campate da ciascun lato dell'appoggio intermedio.

CONCI	LARGHEZZA COLLABORANTE SOLETTA [mm]
C1_app	5125
C1	5500
C2	5500
C3	5500
C4	5500
C5	5500
C6	5500
C7	5500
C8	5500
C9	5500
C10	5500

4.5 CARATTERISTICHE INERZIALI DEGLI ELEMENTI PRINCIPALI DEL MODELLO

Di seguito si riportano le caratteristiche inerziali, calcolate con le modalità sopra descritte, per gli elementi trave (conci c1, c2,...c10), gli elementi traversi (diaframmi pieni D1 e reticolari D2) e della soletta:

		acc	mista too	mista t0	no_cls			acc	mista too	mista t0	no_cls
c1	A (m ²)	0.0932	0.225113	0.385581	0.104459	c6	A (m ²)	0.11488	0.246793	0.407261	0.126139
	Kt (m ⁴)	2.38E-17	3.75E-15	8.7E-15	8.7E-15		Kt (m ⁴)	3.47E-05	0.004222	0.00979	0.00979
	Jxx(m ⁴)	0.118613	0.275089	0.322075	0.147288		Jxx(m ⁴)	0.175405	0.400366	0.478484	0.212883
	Jyy(m ⁴)	0.00207	0.3346	0.739115	0.030454		Jyy(m ⁴)	0.005718	0.338248	0.742763	0.034101
	WT_x (m ²)	0.050247	0.053205	0.052095	0.052526		WT_x (m ²)	0.042819	0.046261	0.04575	0.044488
	WT_y (m ²)	0.050247	0.053205	0.052095	0.052526		WT_y (m ²)	0.042819	0.046261	0.04575	0.044488
c2	A (m ²)	0.10704	0.238953	0.399421	0.118299	c7	A (m ²)	0.10704	0.28962	0.450089	0.168967
	Kt (m ⁴)	2.96E-05	0.004217	0.009785	0.009785		Kt (m ⁴)	2.96E-05	0.004217	0.009785	0.009785
	Jxx(m ⁴)	0.150234	0.396297	0.477455	0.192562		Jxx(m ⁴)	0.150234	0.42476	0.486916	0.301879
	Jyy(m ⁴)	0.005291	0.337821	0.742336	0.033674		Jyy(m ⁴)	0.005291	0.465545	0.87006	0.161399
	WT_x (m ²)	0.041692	0.04641	0.045815	0.044123		WT_x (m ²)	0.041692	0.045848	0.045518	0.045599
	WT_y (m ²)	0.041692	0.04641	0.045815	0.044123		WT_y (m ²)	0.041692	0.045848	0.045518	0.045599
c3	A (m ²)	0.11488	0.246793	0.407261	0.126139	c8	A (m ²)	0.11488	0.246793	0.407261	0.126139
	Kt (m ⁴)	3.47E-05	0.004222	0.00979	0.00979		Kt (m ⁴)	3.47E-05	0.004222	0.00979	0.00979
	Jxx(m ⁴)	0.175405	0.400366	0.478484	0.212883		Jxx(m ⁴)	0.175405	0.400366	0.478484	0.212883
	Jyy(m ⁴)	0.005718	0.338248	0.742763	0.034101		Jyy(m ⁴)	0.005718	0.338248	0.742763	0.034101
	WT_x (m ²)	0.042819	0.046261	0.04575	0.044488		WT_x (m ²)	0.042819	0.046261	0.04575	0.044488
	WT_y (m ²)	0.042819	0.046261	0.04575	0.044488		WT_y (m ²)	0.042819	0.046261	0.04575	0.044488
c4	A (m ²)	0.2088	0.340713	0.501181	0.220059	c9	A (m ²)	0.11488	0.246793	0.407261	0.126139
	Kt (m ⁴)	0.000332	0.004519	0.010088	0.010088		Kt (m ⁴)	3.47E-05	0.004222	0.00979	0.00979
	Jxx(m ⁴)	0.359648	0.613072	0.74226	0.393085		Jxx(m ⁴)	0.175405	0.400366	0.478484	0.212883
	Jyy(m ⁴)	0.011814	0.344343	0.748859	0.040197		Jyy(m ⁴)	0.005718	0.338248	0.742763	0.034101
	WT_x (m ²)	0.05518	0.058279	0.058324	0.055997		WT_x (m ²)	0.042819	0.046261	0.04575	0.044488
	WT_y (m ²)	0.05518	0.058279	0.058324	0.055997		WT_y (m ²)	0.042819	0.046261	0.04575	0.044488
c5	A (m ²)	0.11488	0.246793	0.407261	0.126139	c10	A (m ²)	0.18335	0.315263	0.475731	0.194609
	Kt (m ⁴)	3.47E-05	0.004222	0.00979	0.00979		Kt (m ⁴)	0.000191	0.004378	0.009947	0.009947
	Jxx(m ⁴)	0.175405	0.400366	0.478484	0.212883		Jxx(m ⁴)	0.305037	0.562458	0.683939	0.340571
	Jyy(m ⁴)	0.005718	0.338248	0.742763	0.034101		Jyy(m ⁴)	0.010138	0.342668	0.747183	0.038521
	WT_x (m ²)	0.042819	0.046261	0.04575	0.044488		WT_x (m ²)	0.054768	0.058266	0.058112	0.055837
	WT_y (m ²)	0.042819	0.046261	0.04575	0.044488		WT_y (m ²)	0.054768	0.058266	0.058112	0.055837

In cui:

- acc** caratteristiche inerziali della sola trave in acciaio;
- mista t0** caratteristiche inerziali della sezione mista acciaio-cls a breve termine;
- mista too** caratteristiche inerziali della sezione mista acciaio-cls a lungo termine;
- no_cls** caratteristiche inerziali della sezione in acciaio e l'area delle armature longitudinale presenti in soletta

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

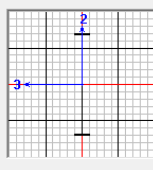
Diaframma D1

I/Wide Flange Section

Nome Sezione [D1]
Note Sezione [Mostra/Modifica Note]

Proprietà [Proprietà Sezione...] Modifica Proprietà [Modificatori...] Materiale [+ STEEL]

Dimensioni:
 Altezza totale (t3) [2.8]
 Larghezza ala sup (t2) [0.4]
 Spessore ala sup (tf) [0.025]
 Spessore anima (tw) [0.027]
 Larghezza ala inf (t2b) [0.4]
 Spessore ala inf (tfb) [0.025]



Colore []

[OK] [Annulla]

Dati Proprietà

Nome Sezione [D1]

Proprietà

Area Sezione (Assiale)	0.0943	Modulo Resistenza asse 3	0.0609
Costante di Torsione	2.193E-05	Modulo Resistenza asse 2	1.356E-03
Momento Inerzia asse 3	0.0853	Modulo Plastico asse 3	0.0788
Momento Inerzia asse 2	2.712E-04	Modulo Plastico asse 2	2.501E-03
Area Taglio in direzione 2	0.0756	Raggio d'Inerzia asse 3	0.9513
Area Taglio in direzione 3	0.0167	Raggio d'Inerzia asse 2	0.0536

[OK]

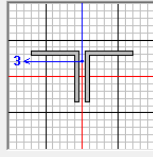
Diaframma D2

Double Angle Section

Nome Sezione [COR-INF_2x130x12]
Note Sezione [Mostra/Modifica Note]

Proprietà [Proprietà Sezione...] Modifica Proprietà [Modificatori...] Materiale [+ STEEL]

Dimensioni:
 Altezza totale (t3) [0.13]
 Larghezza totale (t2) [0.25]
 Spessore lato orizzontale (tf) [0.012]
 Spessore lato verticale (tw) [0.012]
 Distanza dorso a dorso (dis) [0.016]



Colore []

[OK] [Annulla]

Dati Proprietà

Nome Sezione [COR-INF_2x130x12]

Proprietà

Area Sezione (Assiale)	5.760E-03	Modulo Resistenza asse 3	1.022E-04
Costante di Torsione	2.663E-07	Modulo Resistenza asse 2	1.397E-04
Momento Inerzia asse 3	9.404E-06	Modulo Plastico asse 3	1.846E-04
Momento Inerzia asse 2	1.816E-05	Modulo Plastico asse 2	2.417E-04
Area Taglio in direzione 2	3.120E-03	Raggio d'Inerzia asse 3	0.0404
Area Taglio in direzione 3	2.928E-03	Raggio d'Inerzia asse 2	0.0562

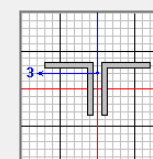
[OK]

Double Angle Section

Nome Sezione [COR-SUP_2x100x10]
Note Sezione [Mostra/Modifica Note]

Proprietà [Proprietà Sezione...] Modifica Proprietà [Modificatori...] Materiale [+ STEEL]

Dimensioni:
 Altezza totale (t3) [0.1]
 Larghezza totale (t2) [0.2]
 Spessore lato orizzontale (tf) [0.01]
 Spessore lato verticale (tw) [0.01]
 Distanza dorso a dorso (dis) [0.016]



Colore []

[OK] [Annulla]

Dati Proprietà

Nome Sezione [COR-SUP_2x100x10]

Proprietà

Area Sezione (Assiale)	3.640E-03	Modulo Resistenza asse 3	4.988E-05
Costante di Torsione	1.164E-07	Modulo Resistenza asse 2	6.982E-05
Momento Inerzia asse 3	3.505E-06	Modulo Plastico asse 3	9.020E-05
Momento Inerzia asse 2	6.982E-06	Modulo Plastico asse 2	1.228E-04
Area Taglio in direzione 2	2.000E-03	Raggio d'Inerzia asse 3	0.031
Area Taglio in direzione 3	1.840E-03	Raggio d'Inerzia asse 2	0.0438

[OK]

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

Double Angle Section

Nome Sezione:

Note Sezione:

Proprietà: Modifica Proprietà: Materiale:

Dimensioni:

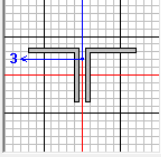
Altezza totale (t3):

Larghezza totale (t2):

Spessore lato orizzontale (tf):

Spessore lato verticale (tw):

Distanza dorso a dorso (dis):



Colore:

Dati Proprietà

Nome Sezione:

Proprietà:

Area Sezione (Assiale)	5.760E-03	Modulo Resistenza asse 3	1.022E-04
Costante di Torsione	2.663E-07	Modulo Resistenza asse 2	1.397E-04
Momento Inerzia asse 3	9.404E-06	Modulo Plastico asse 3	1.846E-04
Momento Inerzia asse 2	1.816E-05	Modulo Plastico asse 2	2.417E-04
Area Taglio in direzione 2	3.120E-03	Raggio d'Inerzia asse 3	0.0404
Area Taglio in direzione 3	2.926E-03	Raggio d'Inerzia asse 2	0.0562

Soletta

Rectangular Section

Nome Sezione:

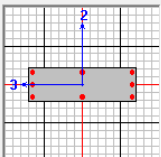
Note Sezione:

Proprietà: Modifica Proprietà: Materiale:

Dimensioni:

Altezza (t3):

Larghezza (t2):



Colore:

Dati Proprietà

Nome Sezione:

Proprietà:

Area Sezione (Assiale)	0.31	Modulo Resistenza asse 3	0.016
Costante di Torsione	7.992E-03	Modulo Resistenza asse 2	0.0517
Momento Inerzia asse 3	2.483E-03	Modulo Plastico asse 3	0.024
Momento Inerzia asse 2	0.0258	Modulo Plastico asse 2	0.0775
Area Taglio in direzione 2	0.2583	Raggio d'Inerzia asse 3	0.0895
Area Taglio in direzione 3	0.2583	Raggio d'Inerzia asse 2	0.2887

5 ANALISI DEI CARICHI

Si riporta nel seguito una descrizione delle azioni agenti sulle strutture, considerate per il dimensionamento degli elementi all'oggetto.

5.1 CARICHI ELEMENTARI

Le azioni di progetto, in accordo con quanto prescritto da D.M. de 17/01/2018, vengono di seguito elencate:

- g1 = peso proprio della struttura;
- g2 = carichi permanenti portati;
- g3 = altri carichi permanenti;
- ε1 = distorsioni di progetto;
- ε2 = ritiro del calcestruzzo;
- ε3 = viscosità;
- q1 = carichi mobili;
- q2 = effetto dinamico dei carichi mobili;
- q3 = azioni longitudinali di frenamento;
- q4 = azione centrifuga;
- q5 = azione del vento;
- q6 = spinta idrodinamica;
- q7 = variazioni termiche;
- q8 = resistenze di attrito agli appoggi;
- q9 = azioni sui parapetti: urto di un veicolo in svio;
- q10 = azioni sismiche.

5.1.1 Peso proprio della struttura g1

Il peso proprio degli elementi strutturali (travi longitudinali, trasversi e soletta) è computato considerando un peso specifico pari a $\gamma_{cls} = 25.0$ kN/mc per il calcestruzzo e pari a $\gamma_{acciaio} = 78.5$ kN/mc per l'acciaio. Il peso della carpenteria metallica è pari a 9666 kN.

Carp. metallica:	$9666 \text{ kN} / 325.2 \text{ ml} =$	30.00 kN/ml
Soletta in c.a.:	$11.00 \times 0.31 \times 25.00 \text{ kN/ml} =$	85.25 kN/ml
Peso della carpenteria sulla singola trave: Carp. Metallica/2=		15.00 kN/ml
Peso della soletta sulla singola trave: Soletta in c.a./2=		42.63 kN/ml

5.1.2 Carichi permanenti portati g2

Cordoli in c.a.:	$(0.75 + 0.75) \times 0.20 \times 25.00 \text{ kN/mc} =$	6.50 kN/ml
Pavimentazione:	$(9.50) \times 0.11 \times 26.67 (*) \text{ kN/mq} =$	27.87 kN/ml
Massetto pendenze	$0.14 / 2 \times 20 = \text{ kN/mc} =$	1.40 kN/ml
Guardrail:	$2 \times 1.5 \text{ kN/ml} =$	3.00 kN/ml
Velette in c.a. sp=5cm:	$2 \times 0.05 \times 0.6 \times 25 \text{ kN/mc} =$	1.50 kN/ml
Sommano:		40.27 kN/ml

(*) il peso di volume della pavimentazione è pari a 24 kN/m^3 , poiché per tale carico si utilizza un coefficiente di combinazione pari a 1.5, maggiore rispetto a quello di progetto pari a 1.35.
Pertanto, si ha:

$$\gamma_{p_{av}} = 1.5/1.35 * 24 = 26.67 \text{ kN/m}^3$$

Peso dei permanenti portati sulla singola trave: Perm./2= 20.14 kN/ml

5.1.3 Cedimento differenziale di pile e spalle ($\epsilon 1$)

Si è valutato l'effetto prodotto dal cedimento isolato di ogni singolo appoggio della trave continua (pile e spalle).

Il cedimento viene calcolato in funzione della distanza tra gli appoggi considerati (1/5000 Luce):

- Luce di 42 m, il cedimento è pari a 0.84 cm;
- Luce di 42-60 m, il cedimento è pari a 1.02 cm;
- Luce di 60 m, il cedimento è pari a 1.2 cm;

5.1.4 Ritiro ($\epsilon 2$) e viscosità ($\epsilon 3$)

Gli effetti della viscosità sulla soletta sono valutati mediante l'adozione di un modulo elastico del calcestruzzo corretto.

$$E^*_c = \frac{E_c}{1 + \phi(t)}$$

dove:

- E^*_c è il valore medio del modulo elastico del calcestruzzo;
- $\phi(t, t_0) = \phi_0 \cdot \beta_c(t - t_0)$ è il coefficiente di viscosità definito nell'Appendice B della norma UNI EN 1992-1-1:2005;
- t_0 è l'età del calcestruzzo in giorni al momento dell'applicazione del carico (per i carichi permanenti è assunto $t_0 = 28 \text{ gg}$);
- t è l'età del calcestruzzo in giorni all'istante considerato;
- ϕ_0 e $\beta_c(t - t_0)$ sono coefficienti funzioni della resistenza media a compressione del calcestruzzo f_{cm} , dell'umidità relativa ambientale RH e della dimensione convenzionale della sezione $h_0 = 2A_c / u$ (A_c è l'area della sezione trasversale di calcestruzzo ed u è il perimetro esposto ad essiccamento).

Nel caso in oggetto la dimensione convenzionale della sezione vale $h_0 = 688 \text{ mm}$ e, assumendo un'umidità relativa $RH = 75\%$, si ottiene per $t_0 = 28 \text{ gg}$ e $t = 10000 \text{ gg}$ $\phi(t, t_0) = 1.21$ (azioni lente da carichi permanenti) e per $t_0 = 1 \text{ gg}$ e $t = 10000 \text{ gg}$ $\phi(t, t_0) = 2.25$ (azioni lente da effetti primari e secondari da ritiro).

Le caratteristiche geometriche di una sezione trasversale composta sono definite omogeneizzando la soletta alla trave metallica. Per le azioni di breve durata, si utilizza il modulo elastico del calcestruzzo a 28 giorni. Per le azioni di lunga durata, si definiscono i rapporti modulari corretti in funzione del tipo di azione, mediante l'espressione:

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

$$n = \frac{E_s}{E_c^*} = \frac{E_s}{\frac{E_c}{1 + \psi_L \cdot \varphi(t, t_0)}} = n_0 \cdot (1 + \psi_L \cdot \varphi(t, t_0))$$

avendo indicato con $n_0 = \frac{E_s}{E_c}$ il rapporto modulare per azioni di breve durata ed essendo $\psi_L = 1.1$ il coefficiente moltiplicativo di viscosità da usare per carichi permanenti e $\psi_L = 0.55$ il coefficiente moltiplicativo della viscosità da usare per azioni lente da ritiro.

Nella relazione da ora in poi si adotterà la dizione "a tempo t_0 o a tempo t_{00} " intendendo che il modulo elastico del calcestruzzo è rispettivamente E_c o E_c -viscoso o equivalentemente che il coefficiente di omogeneizzazione vale rispettivamente 6.06 o 14.12 (azioni lente da carichi permanenti) e 13.55 (azioni lente da effetti primari e secondari da ritiro).

La deformazione da ritiro $\epsilon_{cs}(t, t_s)$ è calcolato secondo quanto prescritto nell'Appendice B della norma UNI EN 1992-1-1:2005:

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

dove:

- $\epsilon_{ca}(t)$ è la deformazione del calcestruzzo per ritiro autogeno al tempo t ;
- $\epsilon_{cd}(t, t_s)$ è la deformazione di base dovuta a ritiro per essiccamento.

Nel caso in oggetto, per una dimensione convenzionale della sezione $h_0 = 688 \text{ mm}$ e un'umidità relativa $RH = 75\%$, si ottiene (per $t_s = 1 \text{ gg}$ e $t = 10000 \text{ gg}$) $\epsilon_{ca} = 6.25 \cdot 10^{-5}$ e $\epsilon_{cd}(t) = 2.7 \cdot 10^{-4}$, da cui:
 $\epsilon_{cs}(t, t_s) = 3.35 \cdot 10^{-4}$.

$$\Delta t_{eq} = \epsilon_{roo}/\alpha = 34.0^\circ \quad \text{Variazione termica equivalente}$$

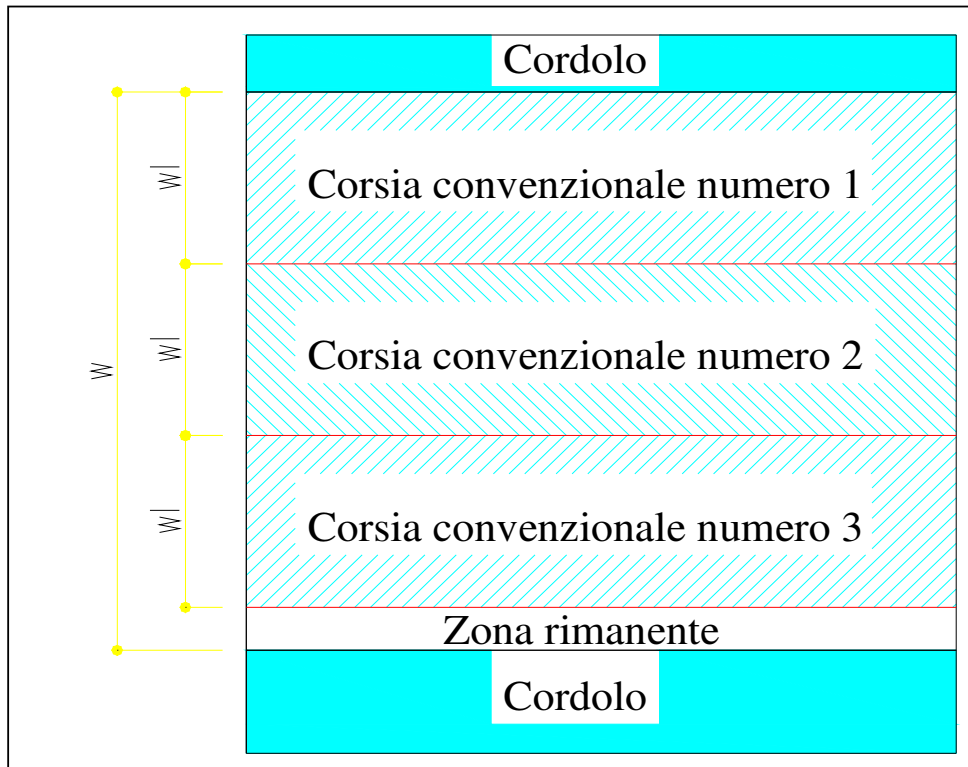
5.1.5 Carichi mobili q_1

Questi sono i carichi stabiliti convenzionalmente dalla normativa specifica per il calcolo dei ponti. I carichi vanno applicati su una "corsia convenzionale" avente un ingombro trasversale stabilito in 3,00m, e sulla "zona rimanente" avente un ingombro trasversale pari a $w - (3.00 \times nl)$, dove "w" è la larghezza della carreggiata e "nl" è il numero di corsie convenzionali. Nel caso specifico, considerata la variabilità della larghezza della carreggiata, si ha:

$$w = 9.50 \text{ m}$$

$$nl = \text{Int}(w/3) = \text{Int}(9.50)/3 = 3$$

$$\text{Larghezza della zona rimanente} = w - (3.00 \times nl) = 0.50 \text{ m}$$

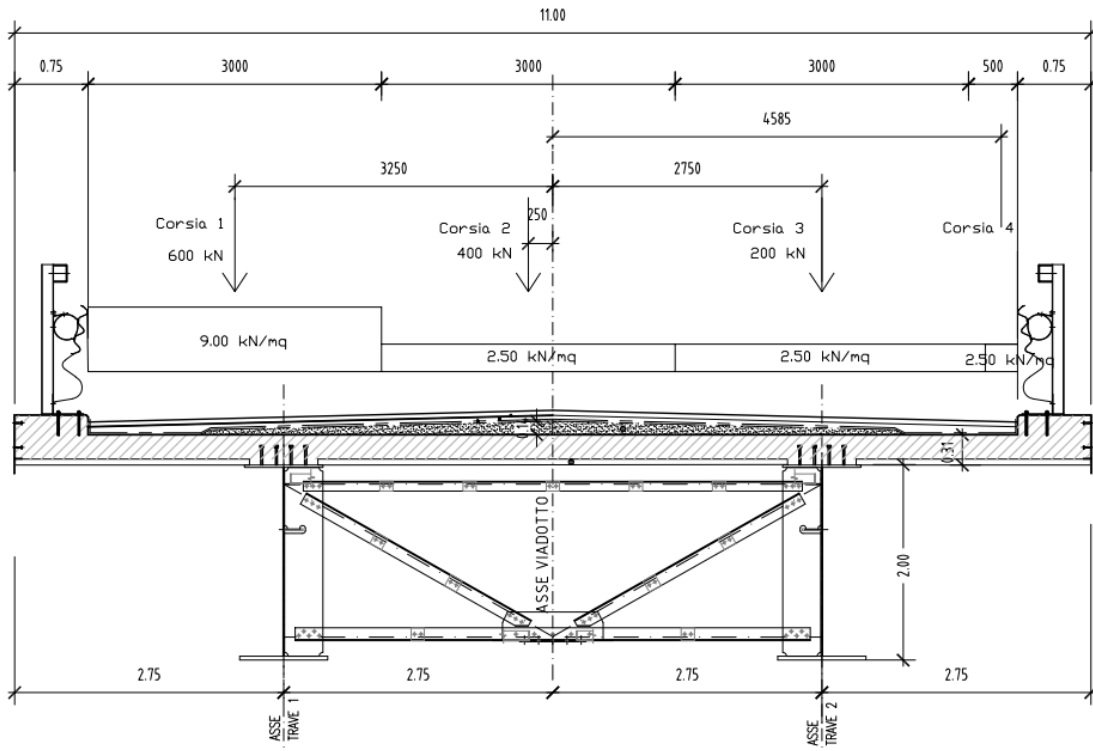


Carico Q1k: mezzo convenzionale a due assi: 600,00 kN
 Carico q1k: carico ripartito: 9 kN/m²
 Carico Q2k : mezzo convenzionale a due assi: 400,00 kN
 Carico q2k: carico ripartito: 2,5 kN/ m²
 Carico Q3k : mezzo convenzionale a due assi: 200,00 kN
 Carico q3k: carico ripartito: 2,5 kN/ m²
 Carico q4k : zona rimanente: 2,5 kN/ m²
 Carico q1e : folla compatta sui marciapiedi: 2.5 kN/ m²

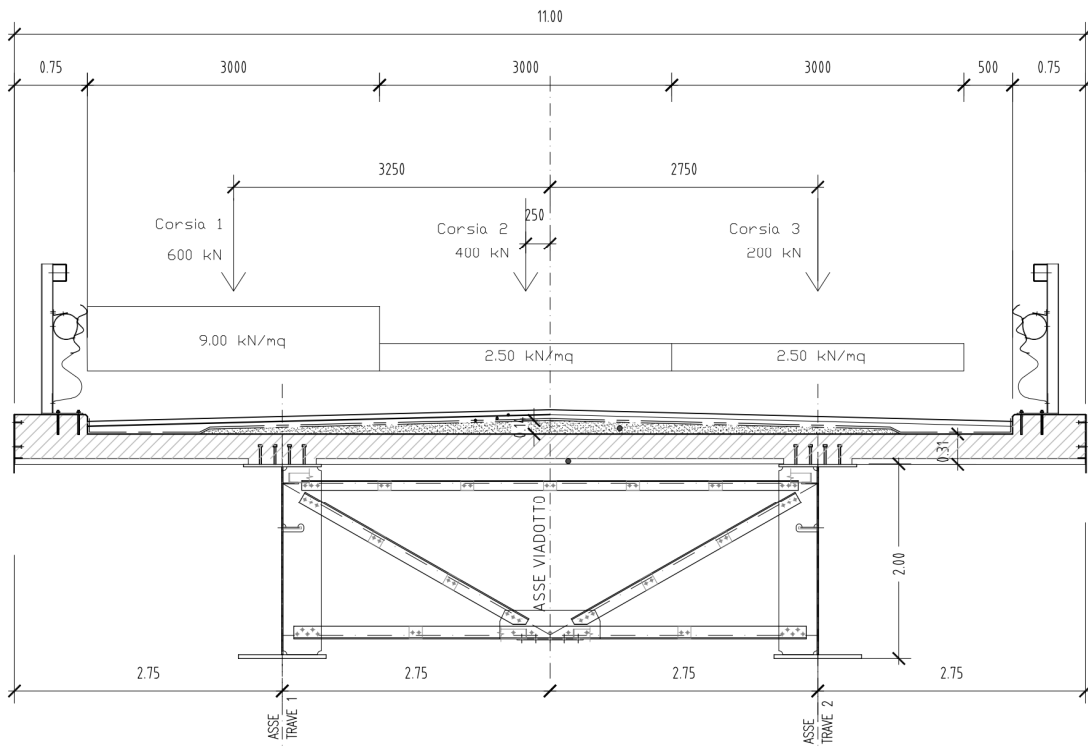
Compatibilmente con la larghezza complessiva della piattaforma carrabile, vengono considerati:
 Una colonna di carico costituita da un solo mezzo Q1k (600 kN) e da uno o più tratti di carico q1k (9 kN/mq),
 disposti ai fini del calcolo delle strutture principali, lungo l'asse della corsia più sfavorevole;
 Una seconda colonna di carico analoga alla precedente ma con intensità dei carichi ridotta (Q1k=400 kN;
 q1k=2.5 kN/mq);
 Una terza e una quarta colonna di carico analoga alla precedente ma con intensità dei carichi ridotta
 (Q1k=200 kN; q1k=2.5 kN/mq);
 Una quarta colonna di carico pari a 2.5 kN/ mq (zona rimanente);

Compatibilmente con la larghezza complessiva della piattaforma carrabile, viene considerata la seguente
 distribuzione dei carichi:

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO



Disposizione A

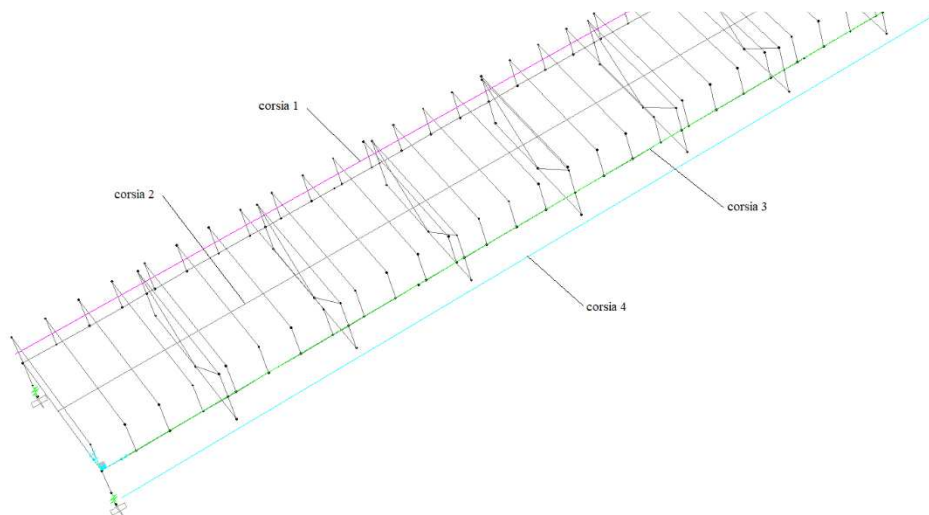


Disposizione B

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

Tali carichi in direzione longitudinale sono considerati viaggianti sull'intero impalcato e in direzione trasversale considerati nelle configurazioni che massimizzano le sollecitazioni di verifica delle sottostrutture.

In particolare, avremo due configurazioni: la prima che massimizza il momento trasversale sulle sottostrutture con i carichi disposti in maniera più eccentrica possibile rispetto all'asse delle pile e la seconda che massimizza lo sforzo normale con tutti i carichi mobili presenti sull'impalcato.



Corsie di carico

Dati Veicolo Generico

Nome veicolo: Q1K Unità: KN, m, C

Carichi Assali Flottanti

Per M. di Corsia: Valore: 0 Tipo di Larghezza: One Point Larghezza: []

Per Altre Risposte: Valore: 0 Tipo di Larghezza: One Point Larghezza: []

Raddoppia il Carico Corsia quando Calcoli i Mom di Campata Negativi

Uso

Momenti Negativi Corsia agli Appoggi
 Forze Appoggio Verticale Interno
 Altre Risposte

Min Dist Permissa Da Carico Asse

Bordo Esterno Corsia: 0.3048
Bordo Interno Corsia: 0.6096

Effetti Lunghezza

Assale: None Mod/Mostra
Uniforme: None Mod/Mostra

Carico	Minimo Distanza	Massimo Distanza	Uniforme Carico	Uniforme Tipo di Larghezza	Uniforme Larghezza	Assale Carico	Assale Tipo di Larghezza	Assale Larghezza
Leading Load	Infinite		27	Zero Width		300	One Point	
Leading Load	Infinite		27	Zero Width		300	One Point	
Fixed Length	1.2		27	Zero Width		300	One Point	
Trailing Load	Infinite		27	Zero Width				

Agg. Inserisci Modif. Canc.

Il Veicolo si Applica Solo alle Corsie di Scambio Fatt di Riduzione Scambio: []

Il Veicolo Rimane Totalmente In Corsia (In Direzione Long Corsia)

OK Annulla

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

Dati Veicolo Generico

Nome veicolo: Q2K Unità: KN, m. C

Carichi Assali Flottanti

	Valore	Tipo di Larghezza	Larghezza
Per M. di Corsia	0.	One Point	
Per Altre Risposte	0.	One Point	

Raddoppia il Carico Corsia quando Calcoli i Mom di Campata Negativi

Uso

Momenti Negativi Corsia agli Appoggi
 Forze Appoggio Verticale Interno
 Altre Risposte

Min Dist Permissa Da Carico Asse

Bordo Esterno Corsia: 0.3048
Bordo Interno Corsia: 0.6096

Effetti Lunghezza

Assale: None Mod/Mostra
Uniforme: None Mod/Mostra

Carichi

Carico	Minimo Distanza	Massimo Distanza	Uniforme Carico	Uniforme Tipo di Larghezza	Uniforme Larghezza	Assale Carico	Assale Tipo di Larghezza	Assale Larghezza
Leading Load	Infinite		7.5	Zero Width		200.	One Point	
Leading Load	Infinite		7.5	Zero Width		200.	One Point	
Fixed Length	1.2		7.5	Zero Width		200.	One Point	
Trailing Load	Infinite		7.5	Zero Width				

Agg. Inserisci Modif. Canc.

Il Veicolo si Applica Solo alle Corsie di Scambio Fatt di Riduzione Scambio:

Il Veicolo Rimane Totalmente In Corsia (In Direzione Long Corsia)

OK Annulla

Dati Veicolo Generico

Nome veicolo: Q3K Unità: KN, m. C

Carichi Assali Flottanti

	Valore	Tipo di Larghezza	Larghezza
Per M. di Corsia	0.	One Point	
Per Altre Risposte	0.	One Point	

Raddoppia il Carico Corsia quando Calcoli i Mom di Campata Negativi

Uso

Momenti Negativi Corsia agli Appoggi
 Forze Appoggio Verticale Interno
 Altre Risposte

Min Dist Permissa Da Carico Asse

Bordo Esterno Corsia: 0.3048
Bordo Interno Corsia: 0.6096

Effetti Lunghezza

Assale: None Mod/Mostra
Uniforme: None Mod/Mostra

Carichi

Carico	Minimo Distanza	Massimo Distanza	Uniforme Carico	Uniforme Tipo di Larghezza	Uniforme Larghezza	Assale Carico	Assale Tipo di Larghezza	Assale Larghezza
Leading Load	Infinite		7.5	Zero Width		100.	One Point	
Leading Load	Infinite		7.5	Zero Width		100.	One Point	
Fixed Length	1.2		7.5	Zero Width		100.	One Point	
Trailing Load	Infinite		7.5	Zero Width				

Agg. Inserisci Modif. Canc.

Il Veicolo si Applica Solo alle Corsie di Scambio Fatt di Riduzione Scambio:

Il Veicolo Rimane Totalmente In Corsia (In Direzione Long Corsia)

OK Annulla

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

Dati Veicolo Generico

Nome veicolo: Unità:

Carichi Assali Flottanti

	Valore	Tipo di Larghezza	Larghezza
Per M. di Corsia	<input type="text" value="0."/>	<input type="text" value="One Point"/>	<input type="text"/>
Per Altre Risposte	<input type="text" value="0."/>	<input type="text" value="One Point"/>	<input type="text"/>

Raddoppia il Carico Corsia quando Calcoli i Mom di Campata Negativi

Uso

Momenti Negativi Corsia agli Appoggi
 Forze Appoggio Verticale Interno
 Altre Risposte

Min Dist Permissa Da Carico Asse

Bordo Esterno Corsia:
Bordo Interno Corsia:

Effetti Lunghezza

Assale:
Uniforme:

Carichi

Carico	Minimo Distanza	Massimo Distanza	Uniforme Carico	Uniforme Tipo di Larghezza	Uniforme Larghezza	Assale Carico	Assale Tipo di Larghezza	Assale Larghezza
Leading Load	Infinite		1.25	Zero Width		0.	One Point	
Leading Load	Infinite		1.25	Zero Width		0.	One Point	
Trailing Load	Infinite		1.25	Zero Width				

Il Veicolo si Applica Solo alle Corse di Scambio Fatti di Riduzione Scambio:
 Il Veicolo Rimane Totalmente In Corsia (In Direzione Long Corsia)

Veicoli

5.1.6 Incremento dinamico q2

I carichi mobili includono gli effetti dinamici per pavimentazioni di media rugosità.

5.1.7 Forza di frenatura q3

La forza di frenatura è pari a:

$$180\text{kN} \leq q_3 = 0,6 \cdot (2 \cdot Q_{1k}) + 0,10 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900\text{kN}$$

essendo "w1" ed "L" rispettivamente la larghezza e la lunghezza totale della prima corsia di carico del viadotto.

Nel nostro caso si ha:

$$q_3 = 0.6 \cdot 2 \cdot 300 + 0.1 \cdot 3 \cdot 9 \cdot 324 = 1235 \text{ kN} > 900 \text{ kN}$$

Si adotta il valore di 900 kN.

L'azione di frenatura non è rilevante ai fini del dimensionamento dell'impalcato.

5.1.8 Forza centrifuga q4

Nel nostro caso il raggio di curvatura è pari a 865 m, pertanto la forza centrifuga sarà la seguente:

$$q_4 = 40 \cdot Q_v / R = 40 \cdot 2400 / 865 = 111 \text{ kN}$$

in cui:

$Q_v = 2 \cdot 1200$ è il carico tandem dello schema 1.

$R = 865 \text{ m}$ è il raggio di curvatura dell'impalcato.

L'azione distribuita su tratto in curva dell'impalcato (162 m) è pari a:

$$q_{4,u} = 111 / 162 = 0.68 \text{ kN/m}$$

L'azione centrifuga non è rilevante ai fini del dimensionamento dell'impalcato.

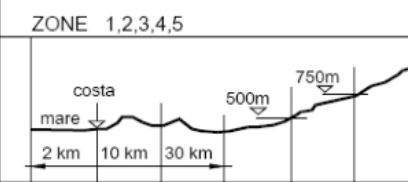
5.1.9 Azione del vento q5

Il vento, la cui direzione si considera generalmente orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando, in generale, effetti dinamici.

Per le costruzioni usuali tali azioni sono convenzionalmente ricondotte ad azioni statiche equivalenti dirette secondo due assi principali della struttura, tali azioni esercitano normalmente all'elemento di parete o di copertura, pressioni e depressioni p (indicate rispettivamente con segno positivo e negativo) di intensità calcolate con la seguente espressione:

$$P = q_b c_e c_p c_d$$

- q_b = pressione cinetica di riferimento;
- c_e = coefficiente di esposizione;
- c_p = coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico);
- c_d = coefficiente dinamico.

	ZONE 1,2,3,4,5					
						
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5						
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1						

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

Categoria di esposizione del sito	k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

Il valore di c_e può essere ricavato mediante la relazione:

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \left[7 + c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \right] \quad \text{per } z > z_{min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{min}) \quad \text{per } z < z_{min}$$

3) Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
3	27	500	0.02
a_s (altitudine sul livello del mare [m])			850
T_R (Tempo di ritorno)			100
$v_b = v_{b,0}$ per $a_s \leq a_0$			
$v_b = v_{b,0} + k_a (a_s - a_0)$ per $a_0 < a_s \leq 1500$ m			
v_b ($T_R = 50$ [m/s])			34.000
α_R (T_R)			1.03924
v_b (T_R) = $v_b \times \alpha_R$ [m/s]			35.334

p (pressione del vento [N/mq]) = $q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$
q_b (pressione cinetica di riferimento [N/mq])
c_e (coefficiente di esposizione)
c_p (coefficiente di forma)
c_d (coefficiente dinamico)



Pressione cinetica di riferimento

$$q_b = 1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad (\rho = 1,25 \text{ kg/mc})$$

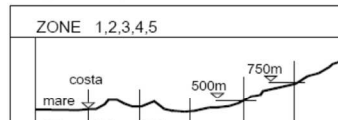
q_b [N/mq]	780.31
--------------	--------

Coefficiente di esposizione

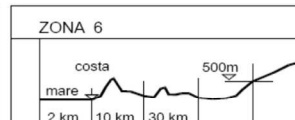
Classe di rugosità del terreno

C) Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,.....); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D

Categoria di esposizione


ZONE 1,2,3,4,5					
					
A	--	IV	IV	V	V
B	--	III	III	IV	IV
C	--	*	III	III	IV
D	I	II	II	III	**

* Categoria II in zona 1,2,3,4
Categoria III in zona 5
** Categoria III in zona 2,3,4,5
Categoria IV in zona 1

ZONA 6					
					
A	--	III	IV	V	V
B	--	II	III	IV	IV
C	--	II	III	III	IV
D	I	I	II	II	III

ZONE 7,8			
			
A	--	--	IV
B	--	--	IV
C	--	--	III
D	I	II	*

* Categoria II in zona 8
Categoria III in zona 7

ZONA 9		
		
A	--	I
B	--	I
C	--	I
D	I	I

Zona	Classe di rugosità	a_s [m]
3	C	850

$$C_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

$$C_e(z) = C_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

Cat. Esposiz.	k_r	z_0 [m]	z_{\min} [m]	c_t
IV	0.22	0.3	8	1

z [m]	c_e
$z = 11$	1.848

Per Z si è assunto l'altezza massima dell'impalcato da p.c.

qb	0.781	kN/mq	
Ce	1.848		Coefficiente di esposizione
Cp	1.4		Coefficiente di forma
Cd	1		Coefficiente dinamico
p	2.10	kN/mq	Pressione del vento

Nel nostro caso avremo:

$$H_{\text{imp,max}} = (3.00 + 0.31 + 0.11 + 3.00) \text{ m} = 6.42 \text{ m}$$

Dove:

3.00 m rappresenta l'altezza delle travi in acciaio;

0.31 m rappresenta l'altezza max della soletta in c.a.;

0.11 m rappresenta l'altezza della pavimentazione;

3.00 m rappresenta l'altezza della superficie esposta al vento.

$$\text{Risultante: } R_v = 2.10 \cdot 6.42 = 13.48 \text{ kN/m} \quad M_v = 13.48 \cdot (6.42/2 - 1.5) = 23.05 \text{ kNm/m}$$

Con:

R_v risultante della forza dovuta al vento

M_v risultante del momento dovuto al vento rispetto al baricentro della trave

2.10 kN/mq la pressione del vento

6.42 l'altezza su cui agisce il vento

6.42/2 - 1.0 è la distanza tra il baricentro di applicazione della pressione del vento e il baricentro della trave.

Oltre alla forza orizzontale è prevista anche una forza verticale agente sull'impalcato che nel nostro è trascurabile.

5.1.10 Azioni idrodinamiche (q6)

Non sono presenti azioni idrodinamiche sulle pile.

5.1.11 Variazioni termiche (q7)

Sono state considerate variazioni di temperatura pari a:

I valori caratteristici della variazione termica uniforme per la massima espansione/contrazione si possono esprimere con la seguente formulazione:

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

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

- $T_{e,max}$ e $T_{e,min}$ sono rispettivamente la massima e minima temperatura uniforme del ponte ricavabili, come indicato nel Capitolo 6 delle UNI EN 1991-1-5, in funzione della T_{min} e T_{max} dell'aria esterna di cui al § 3.5 delle NTC:

Zona III

Marche, Abruzzo, Molise, Puglia:

$$T_{min} = -8 - 7 \cdot a_s / 1000 \quad [3.5.5]$$

$$T_{max} = 42 - 0.3 \cdot a_s / 1000 \quad [3.5.6]$$

Nel nostro caso con a_s (altitudine di riferimento) pari a 1000 m avremo:

($T_{max}=42^\circ\text{C}$; $T_{min} = -15^\circ\text{C}$)

- T_0 è la temperatura iniziale all'atto della regolazione degli appoggi del ponte di cui al § 3.5.4 delle NTC (pari a 15°C in assenza di determinazioni più precise).

Quindi:

$$\Delta T_{exp} = 42 - 15 = 27^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_{con} = -15 - 15 = 30^\circ\text{C}$$

Pertanto, in favore di sicurezza si considera lo stesso valore di variazione uniforme di temperatura sia in allungamento che in accorciamento della struttura:

Variazione termica uniforme di $\pm 30^\circ\text{C}$

Accanto alla variazione termica uniforme, si considera anche una variazione termica differenziale tra estradosso ed intradosso variabile linearmente pari a $DT = \pm 10^\circ\text{C}$.

Per quanto concerne la variazione termica differenziale tra la trave d'acciaio e la soletta si adotta il gradiente di $\pm 5^\circ\text{C}$.

5.1.12 Azioni parassite per attrito degli apparecchi d'appoggio (q8)

Per effetto degli spostamenti orizzontali dell'impalcato in corrispondenza degli appoggi scorrevoli dovuti a variazioni termiche, ritiro della soletta in c.a etc., si sviluppano azioni orizzontali di attrito, funzione delle caratteristiche degli appoggi impiegati.

Sulla struttura sono presenti come apparecchi di appoggio degli isolatori elastomerici.

A causa della tipologia di appoggio adottata le azioni parassite sono in realtà di forze di richiamo elastiche e dipendono quindi dalle deformazioni assiali dell'impalcato e dalla rigidezza elastica dell'apparecchio.

Detta k la rigidezza orizzontale dell'isolatore, ΔT (27°) la variazione termica uniforme dell'impalcato, ΔTr (34°) la variazione termica uniforme equivalente al ritiro, indicando con α il coeff. dilatazione termica e con "d" la distanza dell'appoggio dall'asse di simmetria longitudinale del viadotto (Asse pila P3: asse rispetto a cui avvengono le deformazioni), si ha per la forza orizzontale $F_{res.passive}$ esercitata sul singolo allineamento:

$$F_{res.passive_allineamento_spalla,A-B} = k \cdot d \cdot \alpha \cdot (\Delta T + \Delta Tr) = 6340 \cdot 162 \cdot 0.00001 \cdot (27 + 34) = 626.5 \text{ kN}$$

$$F_{res.passive_allineamento_P1-P5} = k \cdot d \cdot \alpha \cdot (\Delta T + \Delta Tr) = 6340 \cdot 120 \cdot 0.00001 \cdot (27 + 34) = 464.1 \text{ kN}$$

$$F_{res.passive_allineamento_P2-P4} = k \cdot d \cdot \alpha \cdot (\Delta T + \Delta Tr) = 6340 \cdot 60 \cdot 0.00001 \cdot (27 + 34) = 232.05 \text{ kN}$$

$$F_{res.passive_allineamento_P3} = k \cdot d \cdot \alpha \cdot (\Delta T + \Delta Tr) = 6340 \cdot 0 \cdot 0.00001 \cdot (27 + 34) = 0.0 \text{ kN}$$

Tali azioni sono ininfluenti ai fini del calcolo dell'impalcato essendo azioni orizzontali applicate a quota baggioli.

5.1.13 Azioni eccezionali (q9)

I sicurvia e gli elementi strutturali ai quali sono collegati devono essere dimensionati per un'azione orizzontale trasversale non inferiore a 100 kN, distribuita su 0,50 m ed applicata ad una quota h , misurata dal piano viario, pari alla minore delle dimensioni h_1 , h_2 , dove $h_1 = (\text{altezza della barriera} - 0,10 \text{ m})$, $h_2 = 1,00 \text{ m}$.

5.1.14 Azione sismica sull'insieme impalcato/pile (q10)

Come anticipato in premessa, i viadotti in oggetto sono progettati per una vita nominale V_N pari a 50 anni. Gli si attribuisce inoltre una classe d'uso IV ("Ponti e reti ferroviarie di importanza critica") ai sensi del D. Min. 17/01/2018, da cui scaturisce un coefficiente d'uso $CU = 2.0$.

L'azione sismica di progetto è definita per lo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) e per lo stato limite di collasso (SLC). 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 (SLV), 1950 anni (SLC) e 101 anni (SLD).

Essa, conformemente a quanto prescritto dalle Nuove Norme Tecniche, non è definita in funzione dell'appartenenza dell'opera ad una zona sismica bensì 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.

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

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 situata nelle coordinate: Lat 41.638768 - Long 14.755156.

V_N	C_U	V_R	T_R	Località	$a_{g,orizz}$	F_0	$a_{g,vert}$	F_v	T_C^*
[anni]		[anni]	[anni]	-	[g]		[g]		[s]
50	2	100	949.00	Viadotto 3	0.282	2.463	0.202	1.765	0.362

Tabella 5.2: Parametri per la definizione della massima accelerazione locale – SLV

V_N	C_U	V_R	T_R	Località	$a_{g,orizz}$	F_0	$a_{g,vert}$	F_v	T_C^*
[anni]		[anni]	[anni]	-	[g]		[g]		[s]
50	2	100	1950.00	Viadotto 3	0.364	2.443	0.295	1.987	0.378

Tabella 5.2: Parametri per la definizione della massima accelerazione locale – SLC

V_N	C_U	V_R	T_R	Località	$a_{g,orizz}$	F_0	$a_{g,vert}$	F_v	T_C^*
[anni]		[anni]	[anni]	-	[g]		[g]		[s]
50	2	100	101.00	Viadotto 3	0.112	2.484	0.051	1.122	0.320

Tabella 5.3: Parametri per la definizione della massima accelerazione locale – SLD

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; F_0 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 nelle tabelle seguenti per un terreno di tipo C.

Suolo	S_s	S_T	S	C_C	T_B	T_C	T_D
C	1.284	1	1.284	1.469	0.177	0.531	2.726

Tabella 5.4: Parametri per la definizione dello spettro elastico orizzontale – SLV

Suolo	S_s	S_T	S	C_C	T_B	T_C	T_D
C	1.168	1	1.168	0.1449	0.182	0.546	3.052

Tabella 5.5: Parametri per la definizione dello spettro elastico orizzontale – SLC

Suolo	S _S	S _T	S	C _C	T _B	T _C	T _D
C	1.5	1	1.5	1.529	0.163	0.489	2.048

Tabella 5.6: Parametri per la definizione dello spettro elastico orizzontale – SLD

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 corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante dello spettro della componente orizzontale; T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità; T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante. Tale spettro è descritto dalle espressioni seguenti.

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

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

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

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

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

Suolo	S _S	S _T	S	T _B	T _C	T _D
C	1	1	1	0.05	0.15	1

Tabella 5.7: Parametri per la definizione dello spettro elastico verticale

In quest'ultima S_S ed S_T, S e C_C hanno i significati prima descritti; T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante dello spettro per la componente verticale; T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante; T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante. Tale spettro è descritto dalle espressioni seguenti.

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

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

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

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

Visto lo schema di vincolo adottato per l'impalcato, l'azione sismica orizzontale si trasmette dall'impalcato agli appoggi elastomerici.

Gli isolatori elastomerici sono dispositivi d'appoggio in elastomero armato, cioè costituiti da strati alterni di acciaio e di elastomero collegati mediante vulcanizzazione.

La dissipazione di energia consente di ottenere un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente nel nostro caso pari a 15%.

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

Il tipico ciclo isteretico forza-spostamento di un isolatore schematizzabile con una relazione lineare, mediante la rigidezza equivalente K_e ed il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ_e che dipendono dallo spostamento massimo d_2 (corrispondente allo SLC) e dalla forza corrispondente F_2 (corrispondente allo SLV) cui sono riferiti.

Nel nostro caso abbiamo:

$$P_{eso,imp} = 50181 \text{ kN}$$

$$k_e = 6340 \text{ kN/m}$$

$$\xi_e = 15\%$$

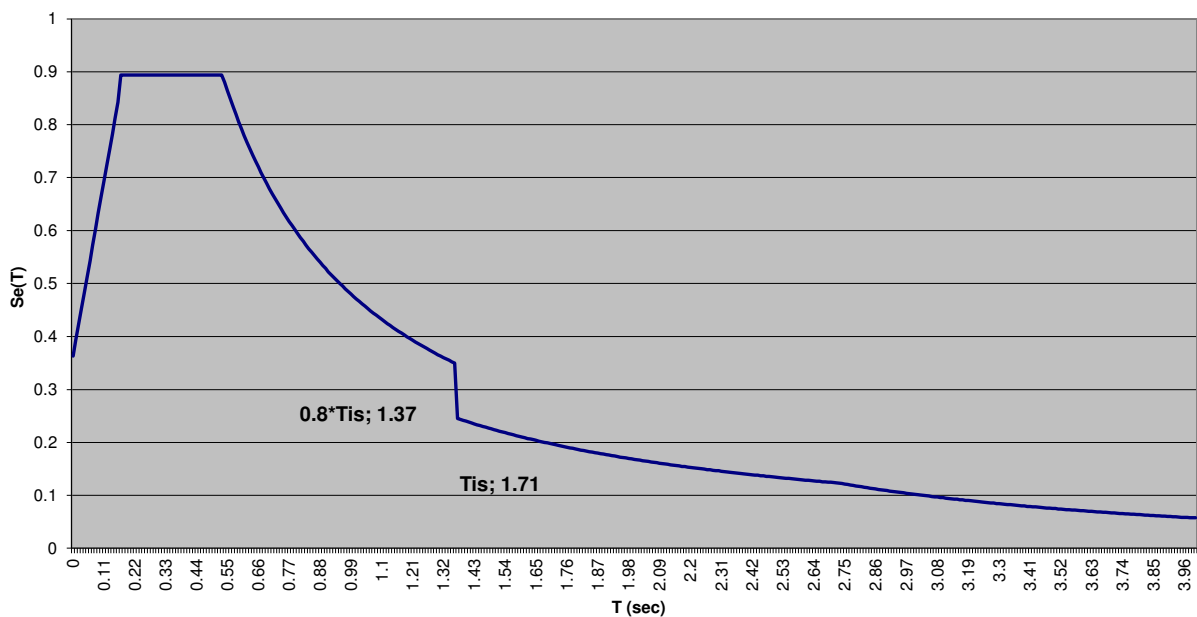
$$d_{2,long} = \pm 0.40 \text{ m}$$

$$d_{2,trasv} = \pm 0.40 \text{ m}$$

Con smorzamento viscoso equivalente al 15 %. Con tale valore si calcola il fattore h con cui si scala lo spettro per periodi superiori a 0.8 volte il periodo della struttura isolata.

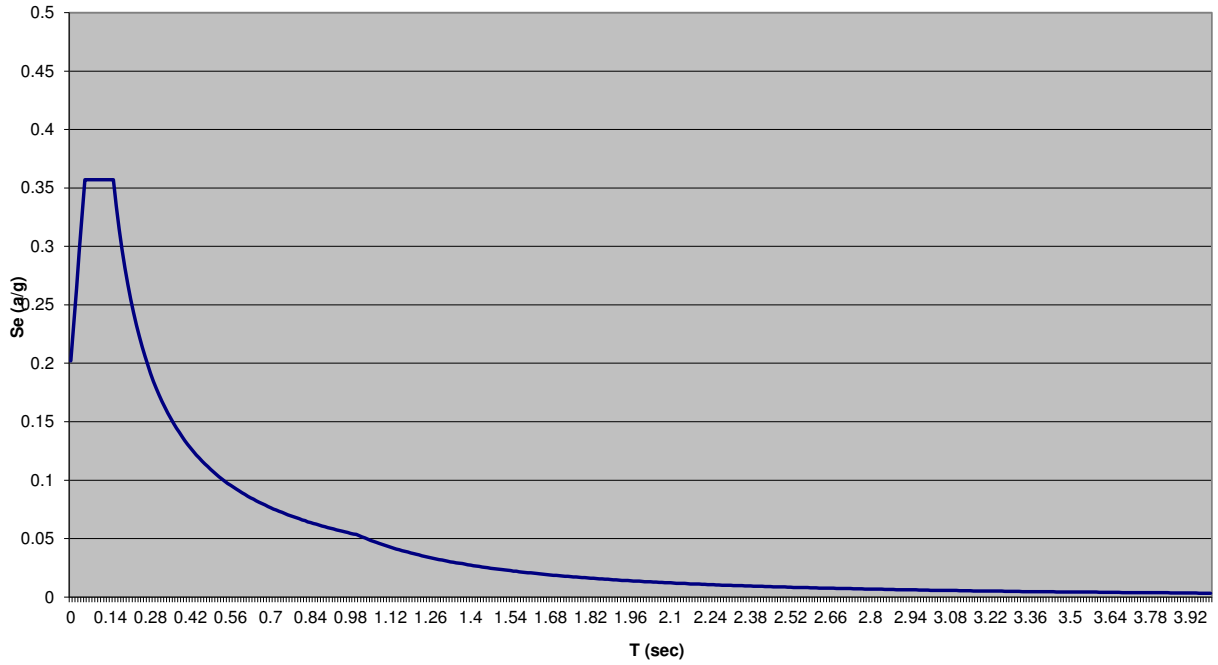
Con riferimento al caso specifico, si riporta nella figura seguente lo spettro elastico isolato per la componente orizzontale e per la componente verticale.

Spettro di risposta elastico orizzontale isolato - SLV

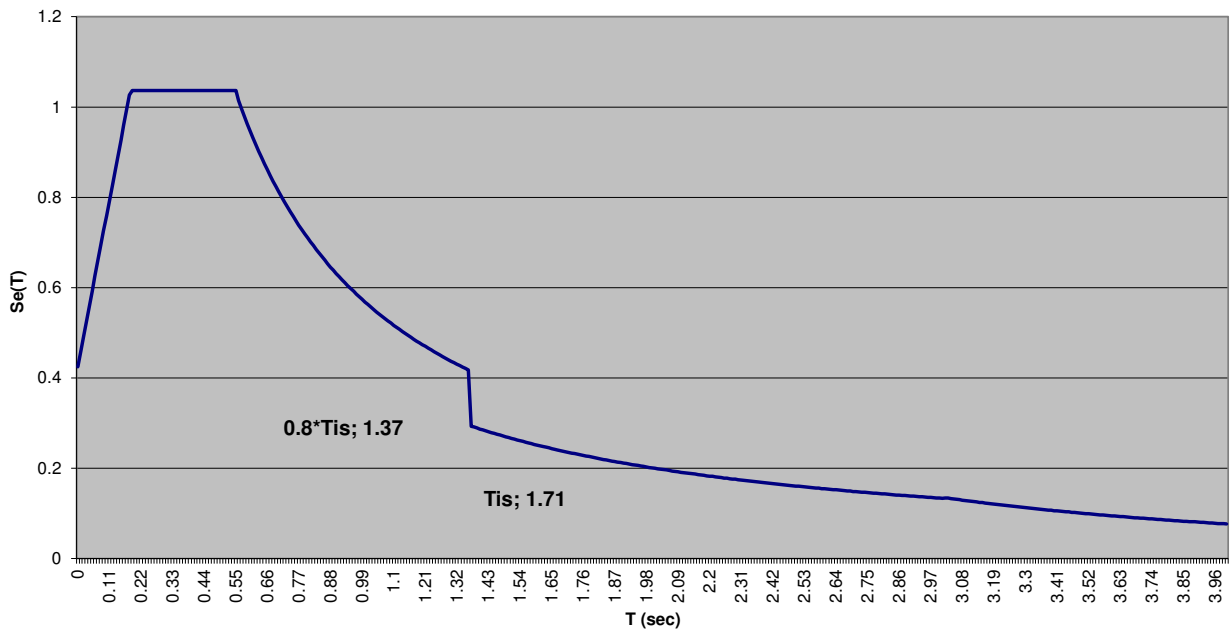


RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

Spettro di risposta elastico verticale - SLV

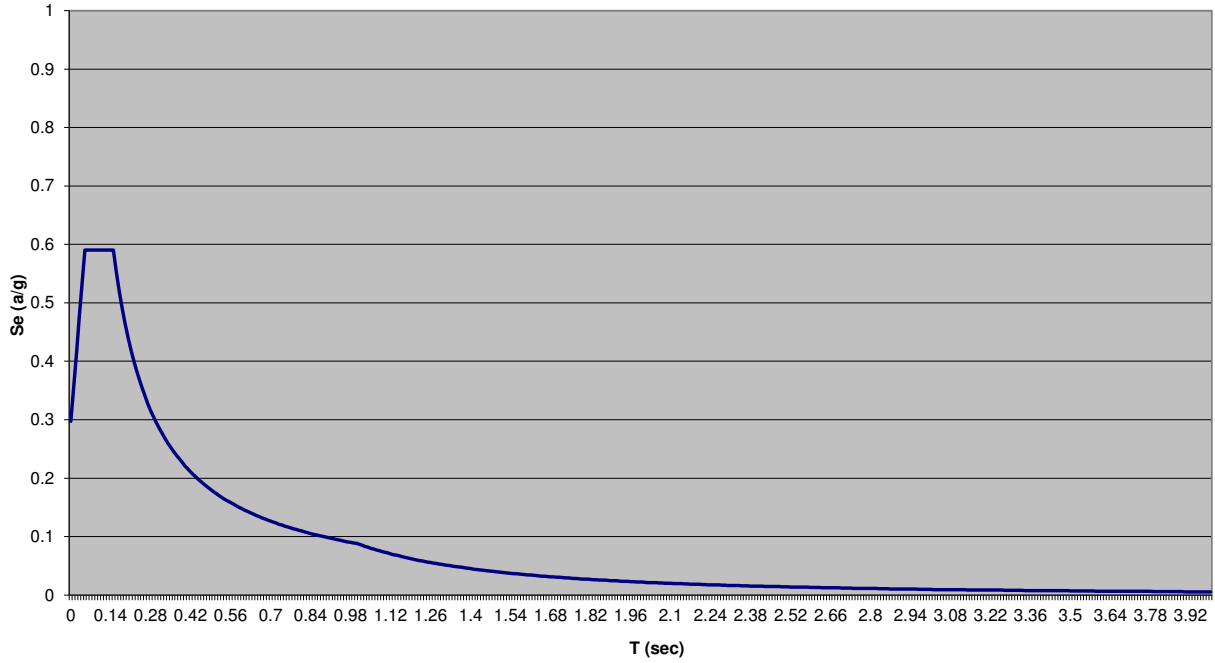


Spettro di risposta elastico orizzontale isolato - SLC

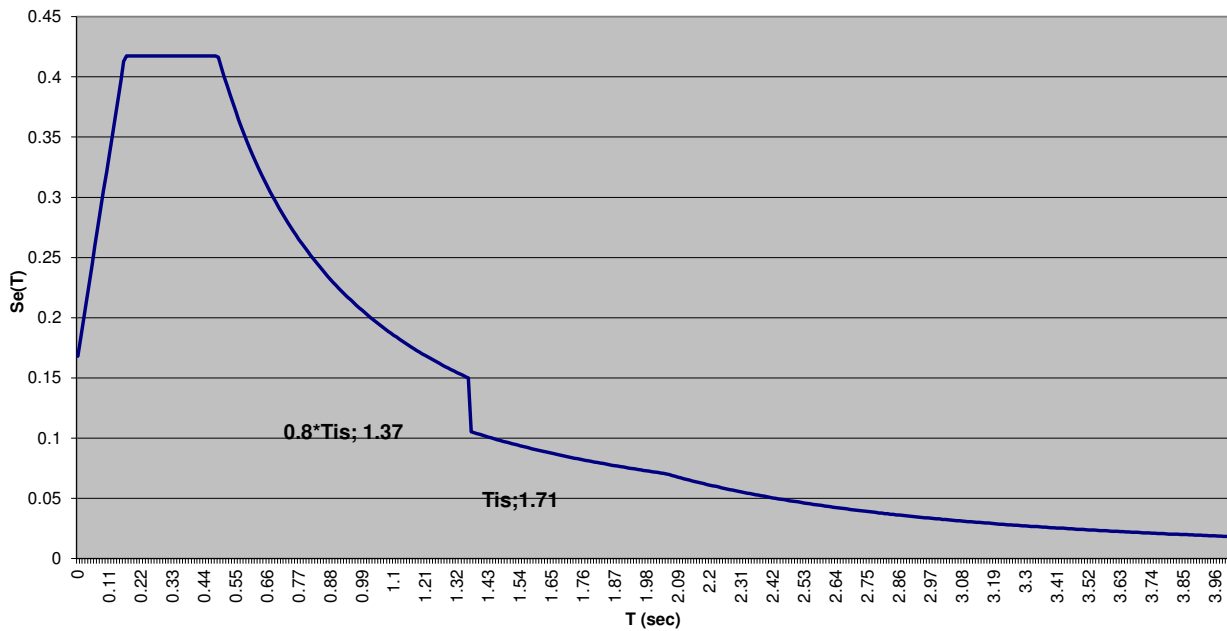


RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

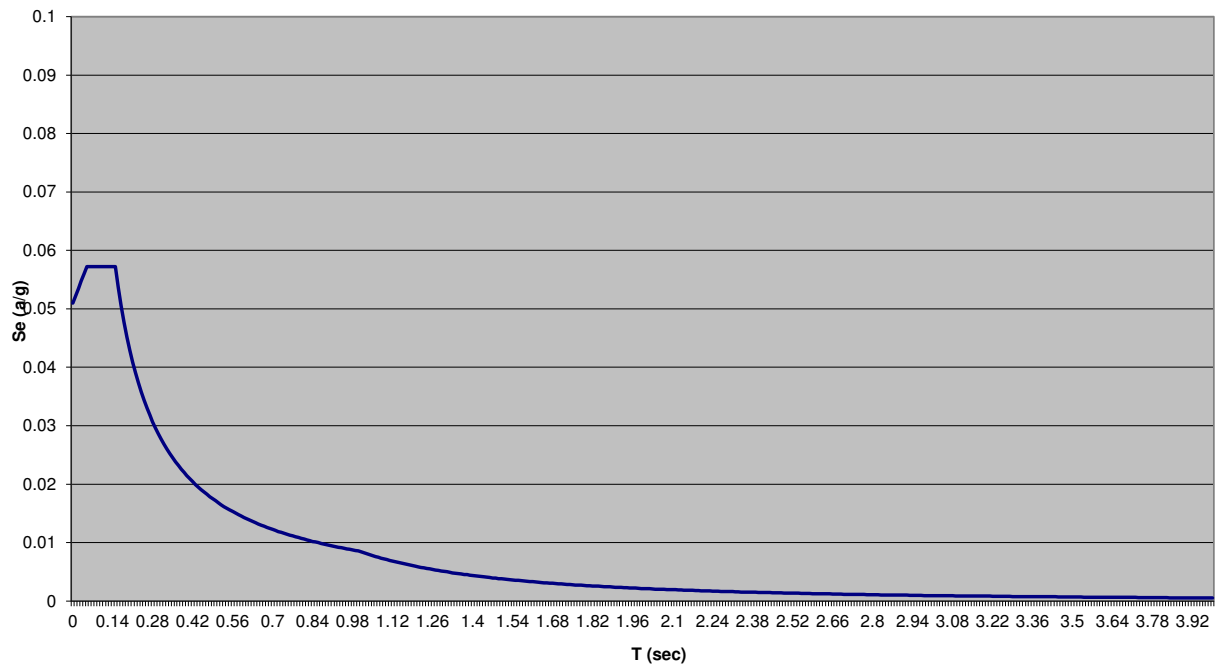
Spettro di risposta elastico verticale - SLC



Spettro di risposta elastico orizzontale isolato - SLD



Spettro di risposta elastico verticale - SLD



La risposta sismica della struttura è calcolata mediante analisi dinamica lineare, a causa della presenza dei dispositivi antisismici a comportamento elastico.

Ai fini del calcolo dell'impalcato l'azione risulta ininfluente, pertanto non viene considerata.

5.2 COMBINAZIONI DEI CARICHI ELEMENTARI

Le azioni di cui ai paragrafi precedenti sono combinate tra loro, al fine di ottenere le sollecitazioni di progetto utili alle verifiche di stabilità e alle verifiche di resistenza dei singoli elementi strutturali considerando le seguenti combinazioni e i seguenti coefficienti γ e Ψ :

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

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

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.1]$$

– Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.2]$$

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

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.3]$$

Tab. 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾ g_2	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50
Azioni variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

Tab. 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

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

Le combinazioni di carico considerate sono riportate nella seguente tabella:

		SLE		FR		SLU	
fase 1	PP (imp.acciaio + soletta)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35
fase 2	PERM_TO	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35
	CAR_MOB_verticali	1.00	1.00	0.75	0.75	1.35	1.35
	Vento	0.60	0.00	0.20	0.00	0.90	0.00
	VAR_TERM_TO	0.60	-0.60	0.60	-0.60	1.50	-1.50
fase 3	PERM_T00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35
	CEDIM. VINCOLARI	0.60	0.00	0.60	0.00	1.20	0.00
	RITIRO	0.60	0.00	0.60	0.00	1.20	0.00

SLE: Combinazione di carico per le verifiche di instabilità delle membrature in acciaio e per le verifiche tensionali della soletta;

FR: Combinazione di carico per le verifiche a fessurazione della soletta;

SLU: Combinazione per le verifiche di resistenza delle membrature in acciaio

6 DIAGRAMMI DELLE CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE INTERNA

L'analisi delle caratteristiche della sollecitazione interna dei modelli di calcolo appena elencati, come già anticipato, è stata eseguita con l'ausilio del codice di calcolo agli elementi finiti sap2000, in allegato sono riportati i tabulati di output.

Di seguito, per ciascuna fase strutturale analizzata, si riportano i diagrammi delle sollecitazioni di verifica della singola trave esterno curva (momento e taglio) relativi alle condizioni di carico elementari.

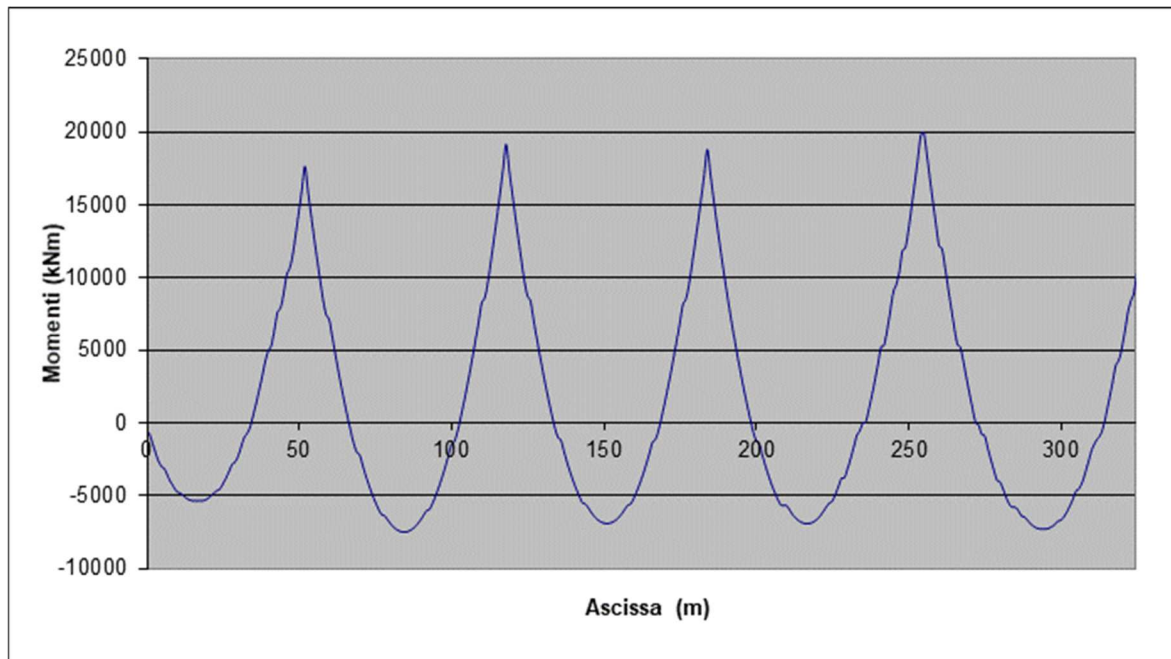


Fig. 6.1 – Diagramma dei momenti relativo al peso proprio travi+ peso soletta

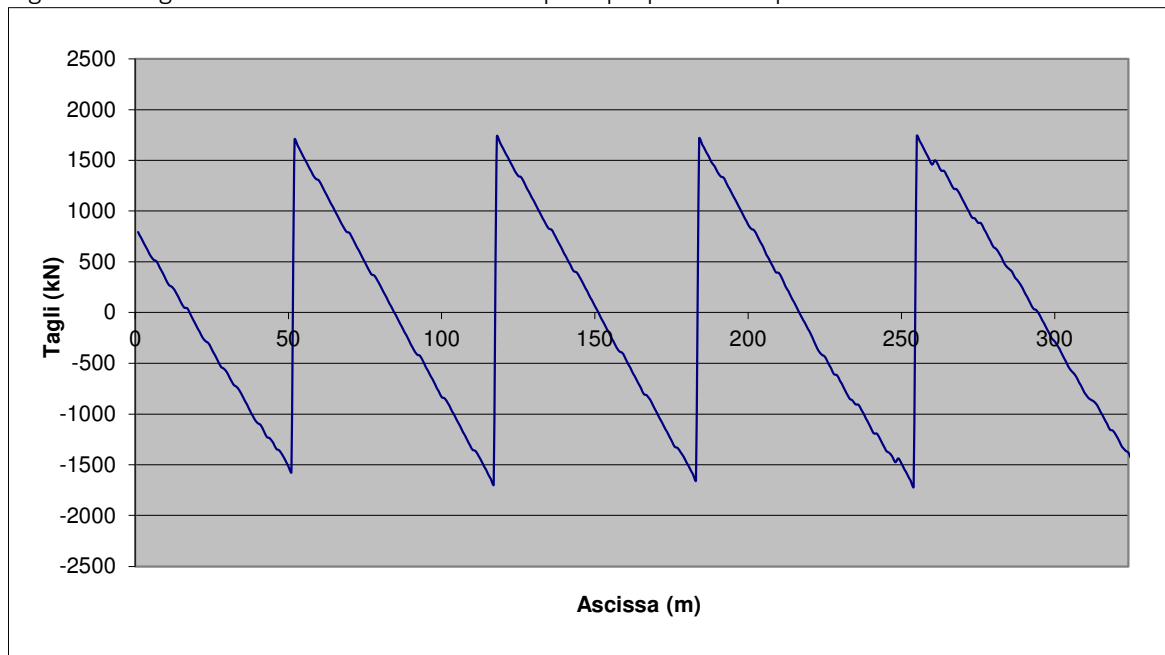


Fig. 6.2 – Diagramma dei tagli relativo al peso proprio travi+ peso soletta

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

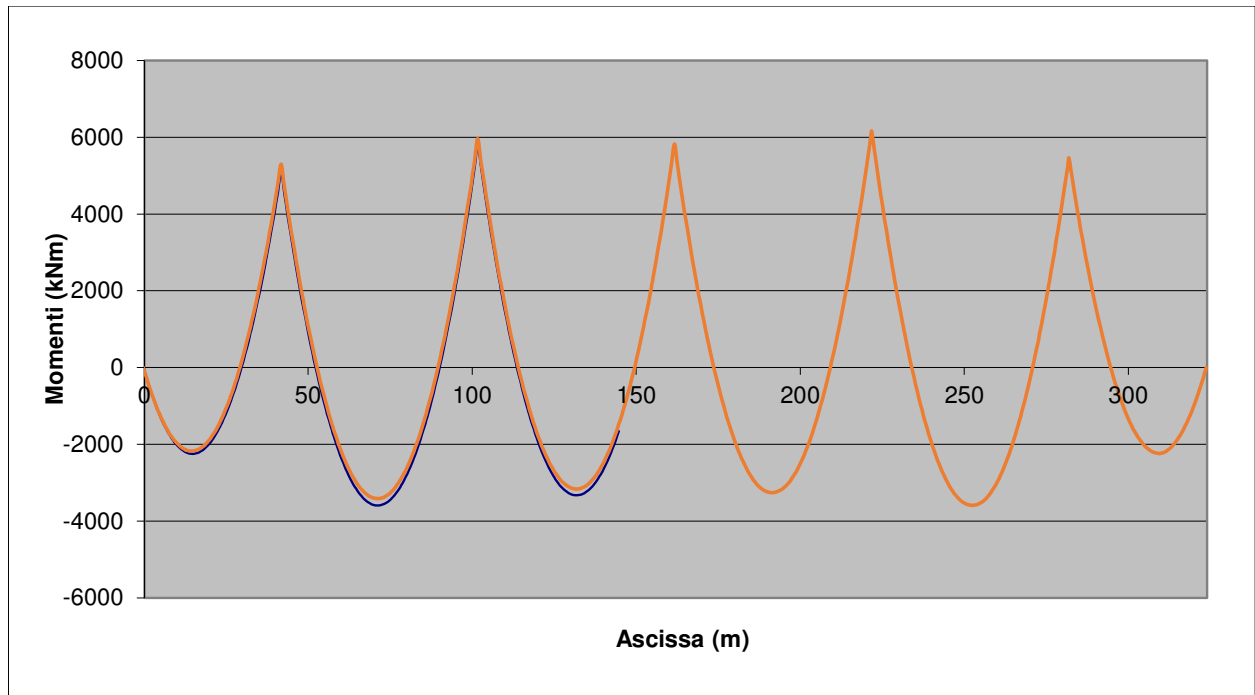


Fig. 6.3 – Diagramma dei momenti relativo al permanente portato a tempo iniziale e a tempo infinito

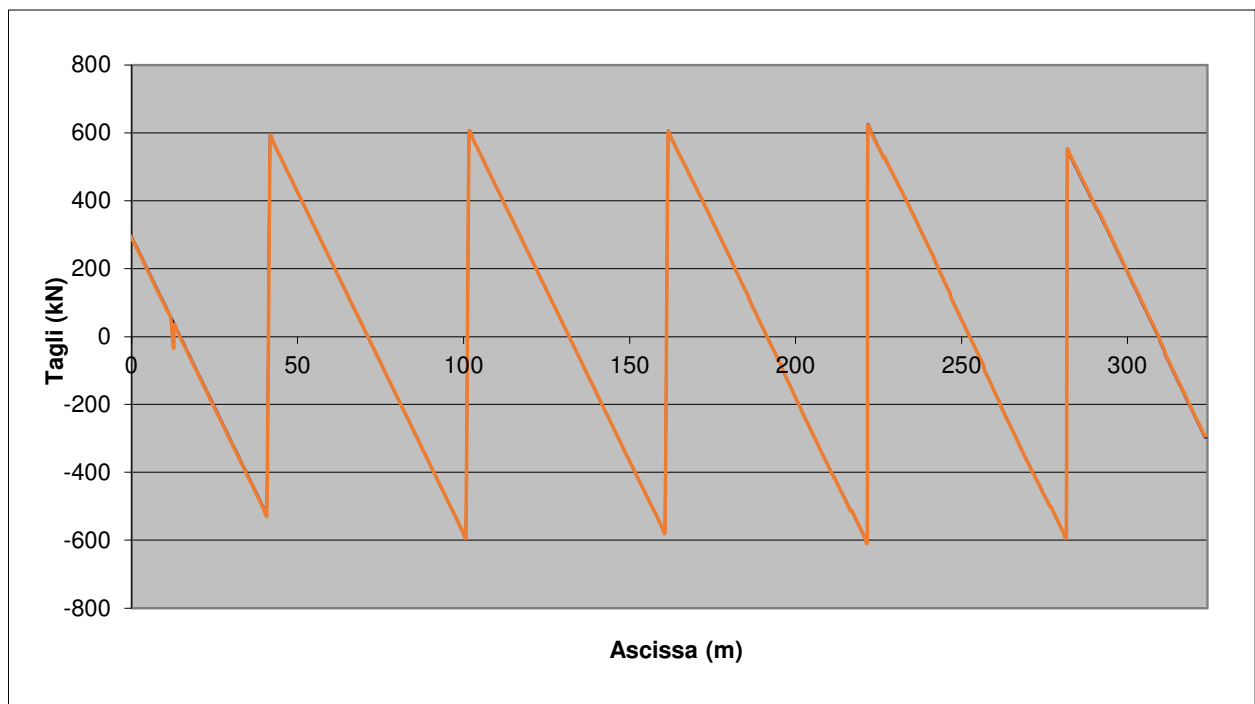


Fig. 6.4 – Diagramma dei tagli relativo al permanente portato a tempo iniziale e a tempo infinito

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

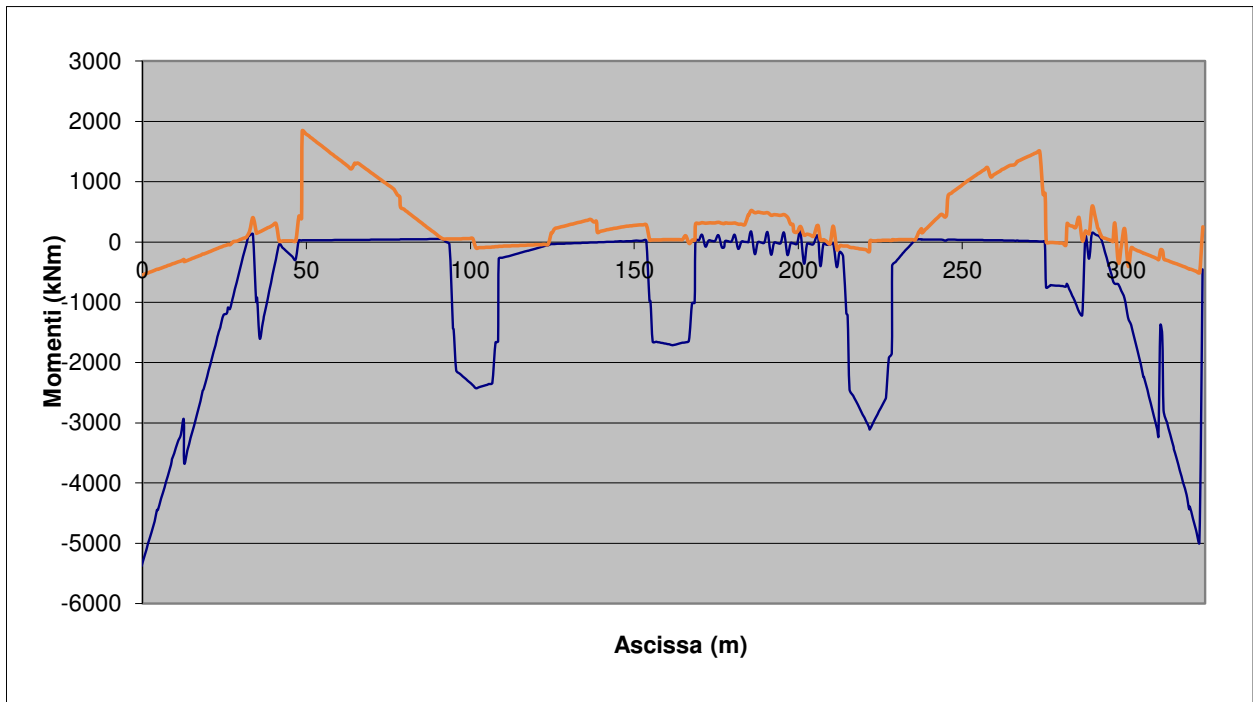


Fig. 6.5 – Diagramma dei momenti relativo al ritiro differenziale tra soletta e trave (-) e alla variazione uniforme di temperatura (\pm) a t_{00}

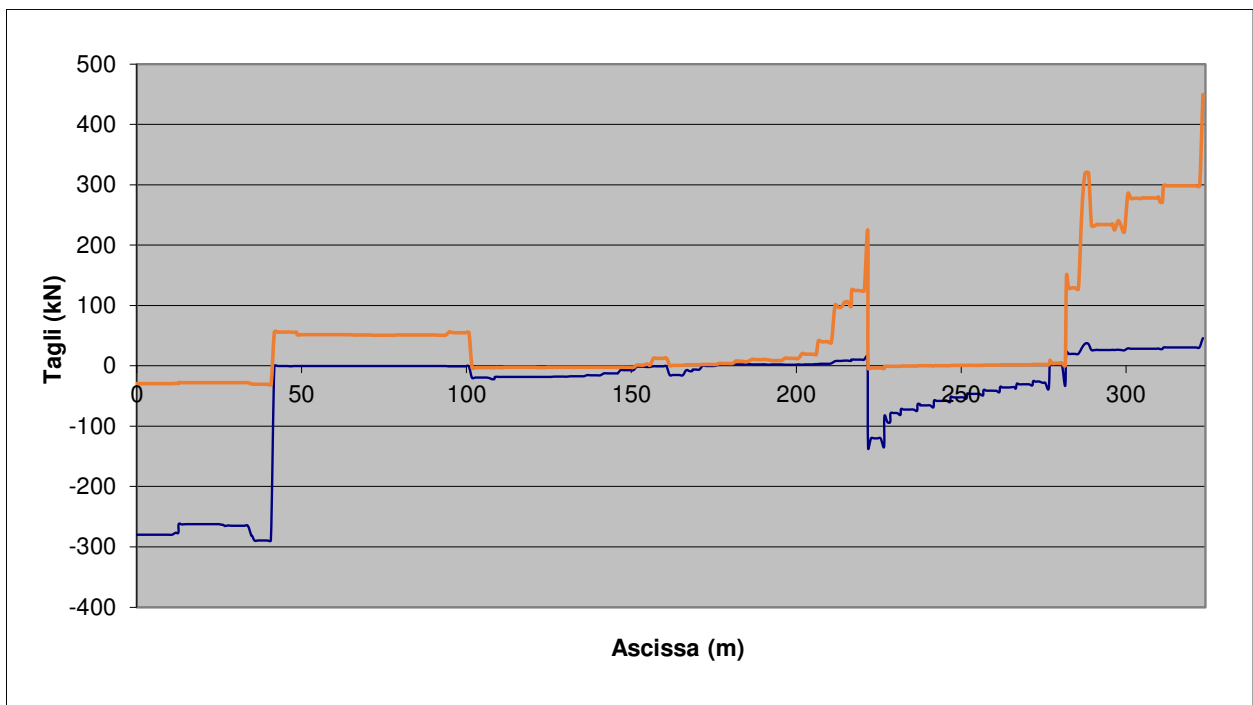


Fig. 6.6 – Diagramma dei tagli relativo al ritiro differenziale tra soletta e trave (-) e alla variazione uniforme di temperatura (\pm) a t_{00}

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

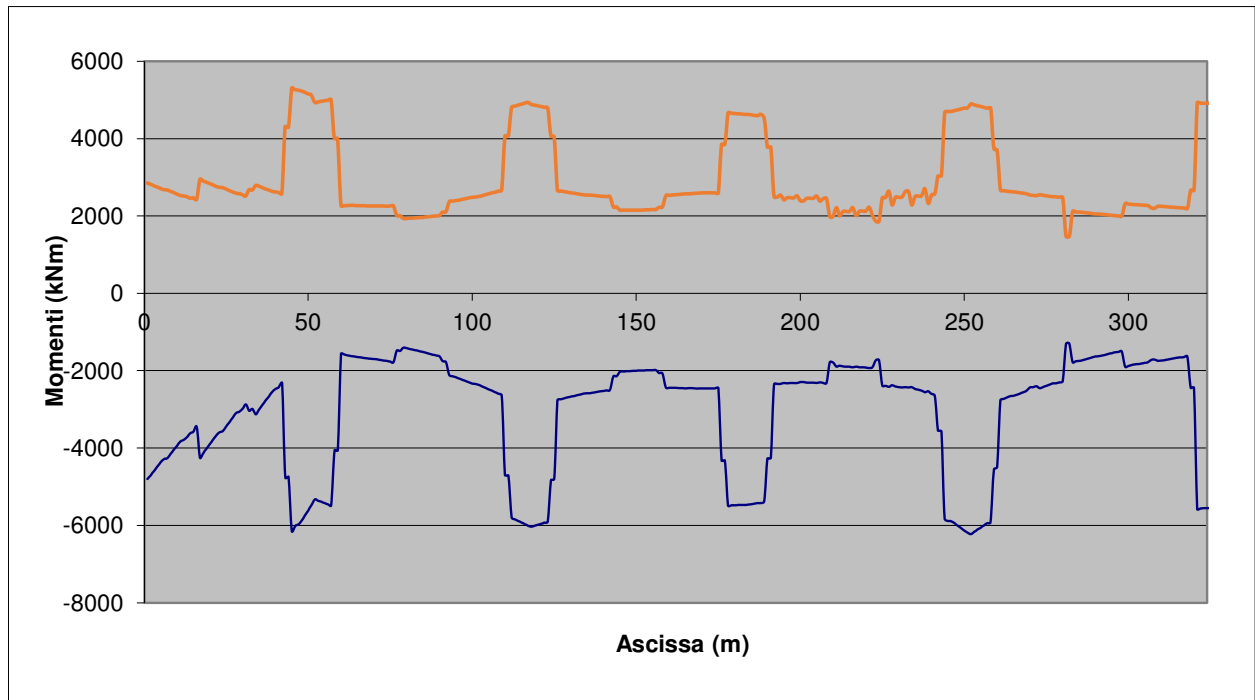


Fig. 6.7 – Diagramma dei momenti relativo alla variazione termica differenziale nella soletta ($\pm 5^{\circ}\text{C}$), alla variazione uniforme di temperatura ($\pm 27^{\circ}\text{C}$) a t_0 e alla variazione termica variabile linearmente ($\pm 10^{\circ}\text{C}$)

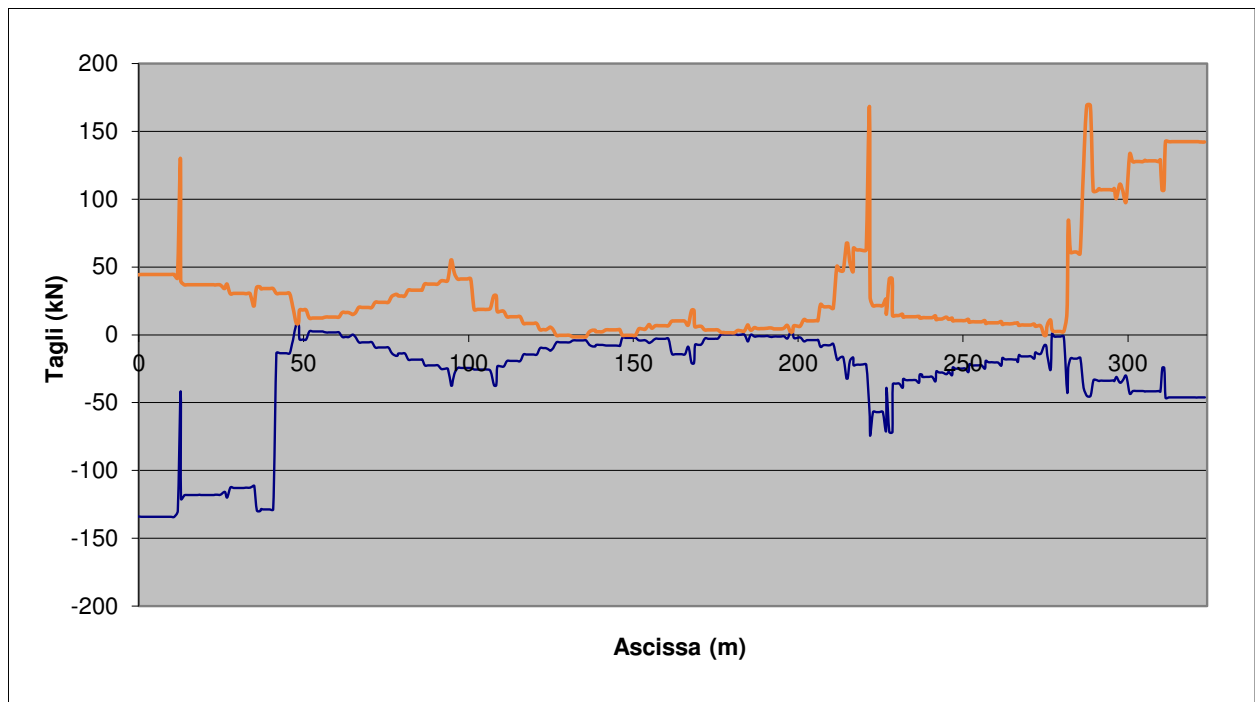


Fig. 6.8 – Diagramma dei tagli relativo alla variazione termica differenziale nella soletta ($\pm 5^{\circ}\text{C}$), alla variazione uniforme di temperatura ($\pm 27^{\circ}\text{C}$) a t_0 e alla variazione termica variabile linearmente ($\pm 10^{\circ}\text{C}$)

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

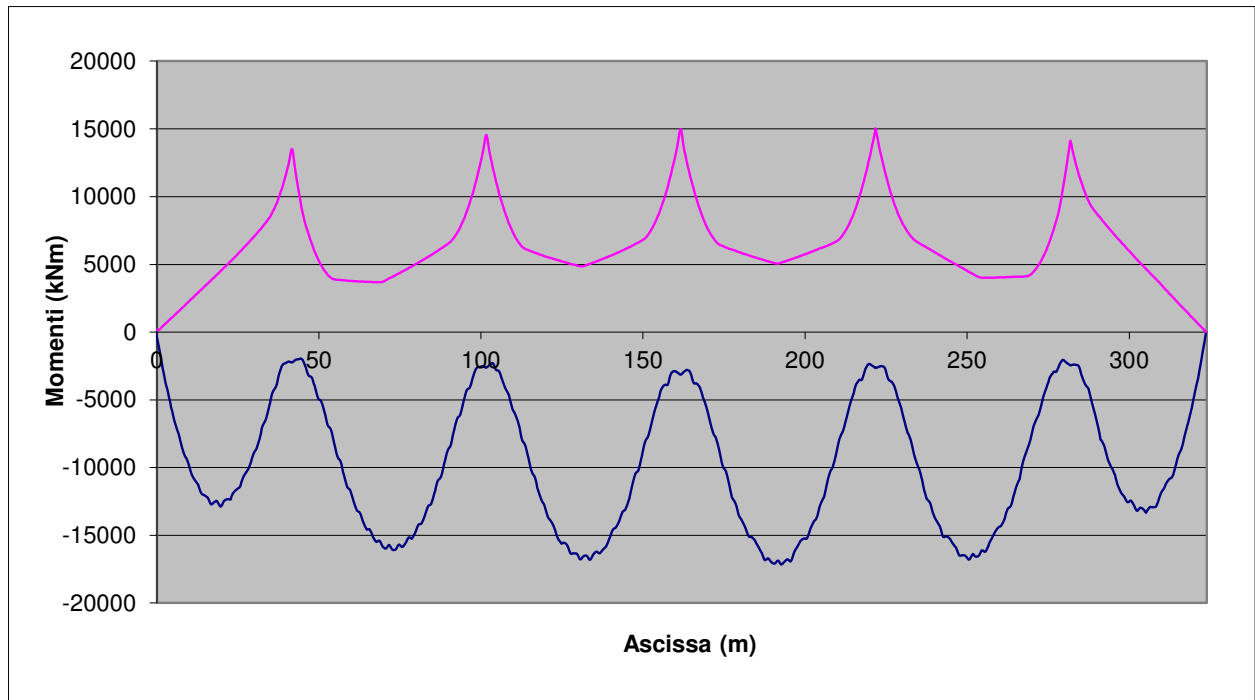


Fig. 6.9 – Diagramma dei momenti relativo ai carichi mobili massimi e minimi

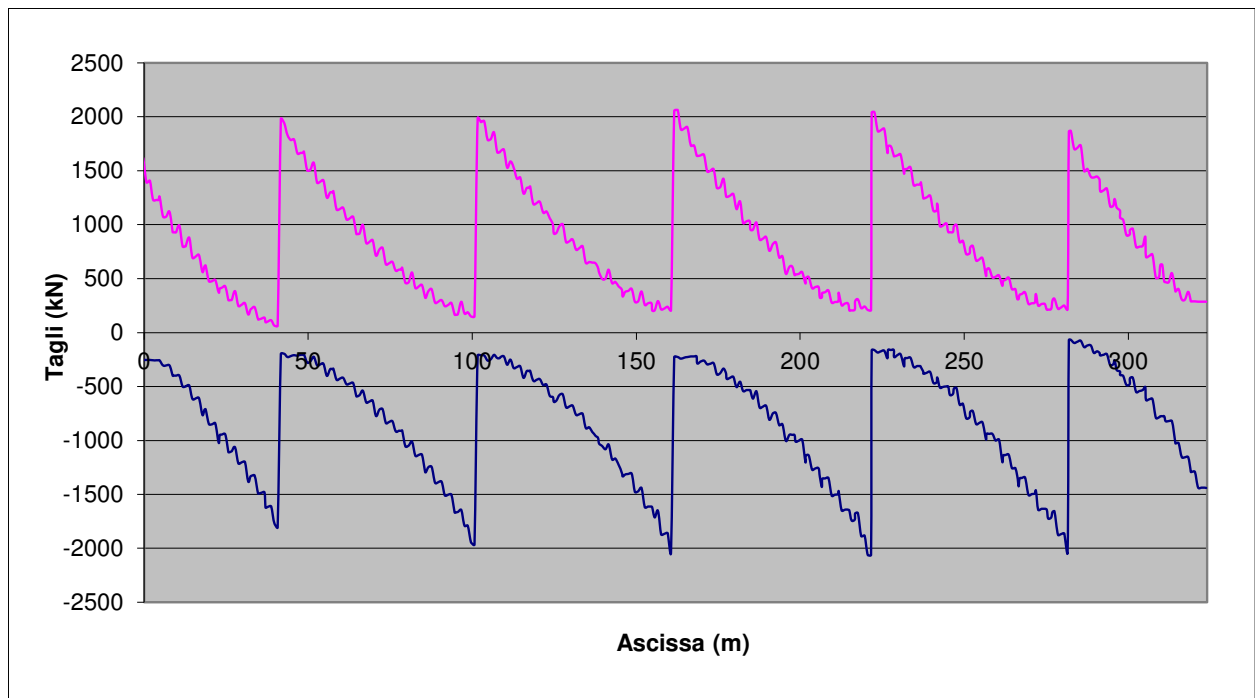


Fig. 6.10 – Diagramma dei tagli relativo ai carichi mobili massimi e minimi

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

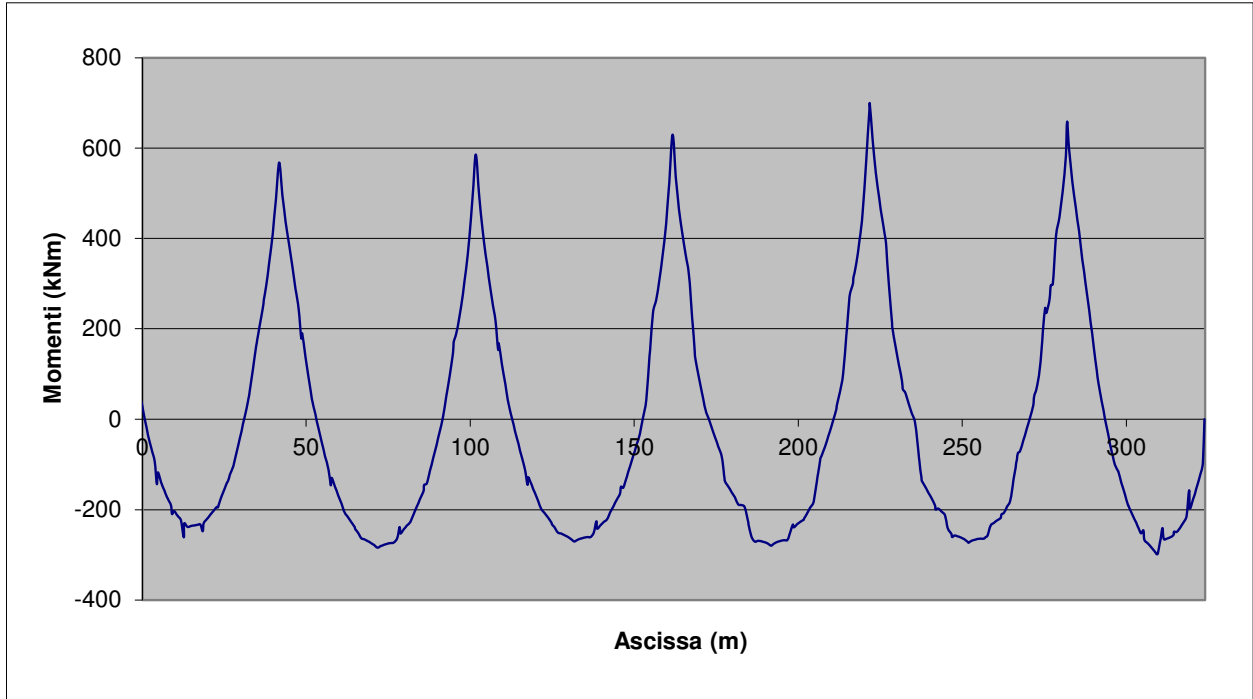


Fig. 6.11 – Diagramma dei momenti relativo al vento

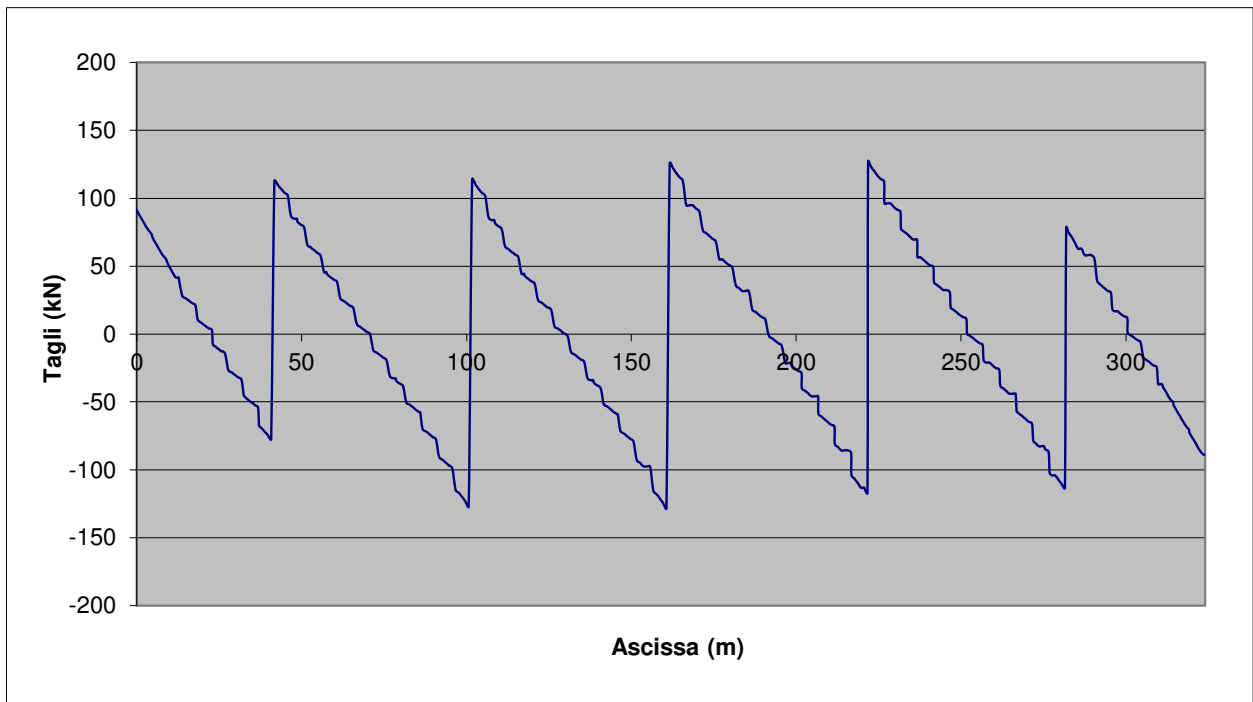


Fig. 6.12 – Diagramma dei tagli relativo al vento

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

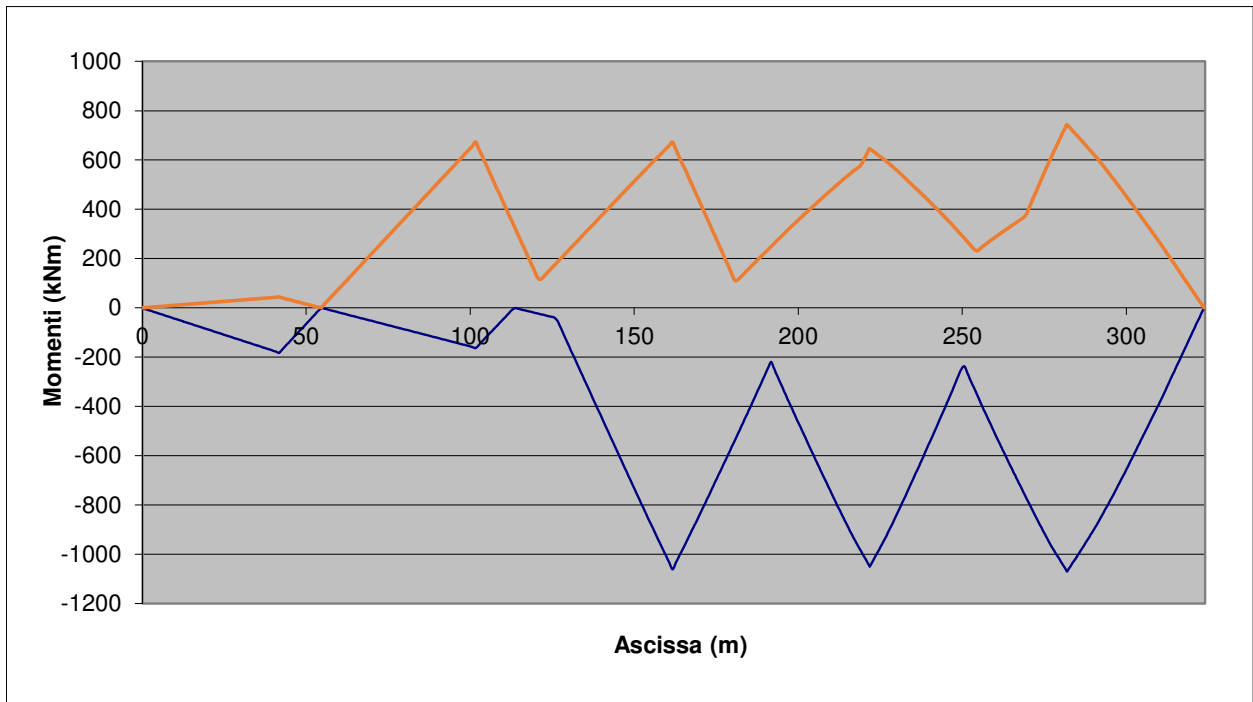


Fig. 6.13 – Diagramma dei momenti relativo ai cedimenti differenziali

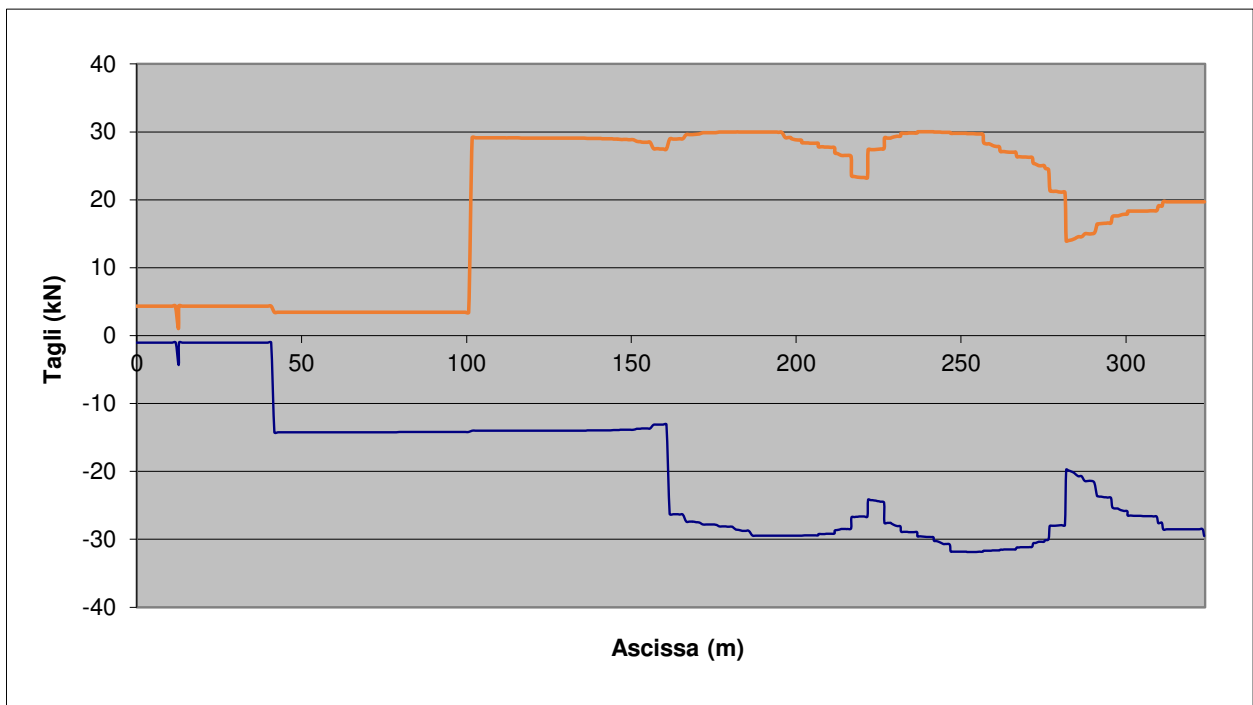


Fig. 6.14 – Diagramma dei tagli relativo ai cedimenti differenziali

7 DIAGRAMMI DELLE DEFORMAZIONI

Le frecce, espresse in millimetri, sono calcolate tenendo conto dei fenomeni viscosi (a tempo T_{00}) e sono relative alla freccia massima delle due travi.

Le condizioni di carico che contribuiscono alla deformata sono le seguenti:

- fp** peso proprio della struttura metallica e della soletta dell'impalcato
- ff** peso delle opere di finitura
- fr** effetti del ritiro della soletta ed effetto viscoso
- fa** effetti del traffico veicolare
- fv** effetti trasversali in esercizio

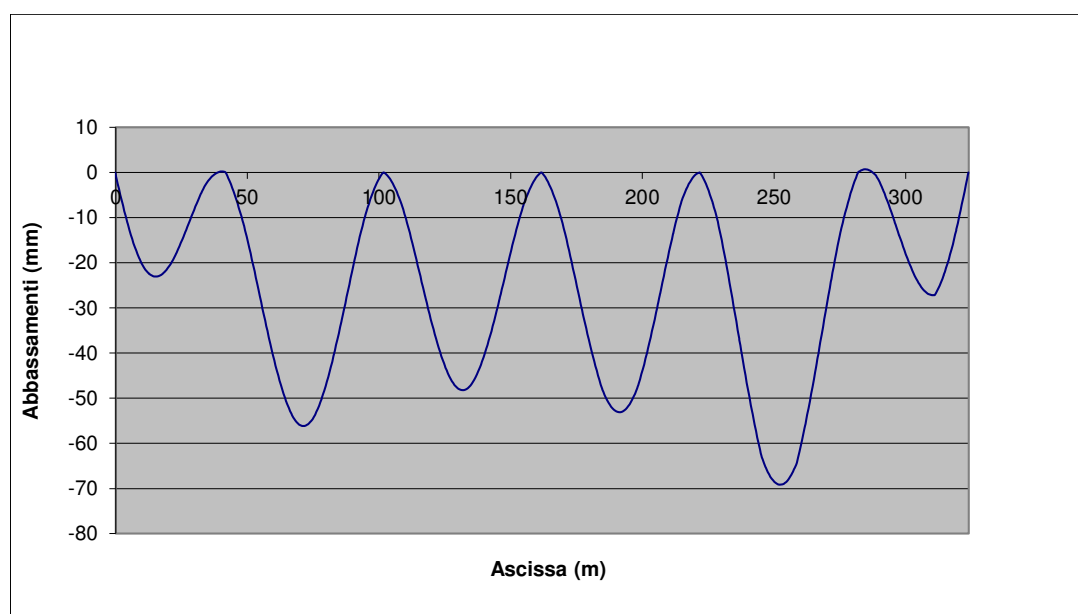


Fig. 7.1 – Abbassamenti verticali per il peso proprio della struttura (acciaio+ soletta)

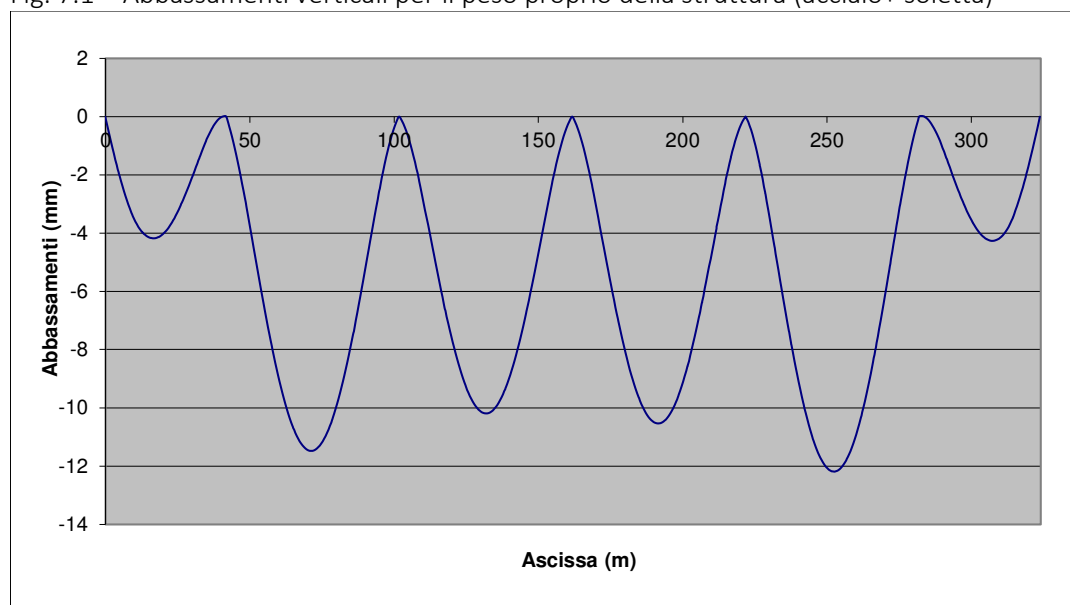


Fig. 7.2 – Abbassamenti verticali per il peso delle finiture

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

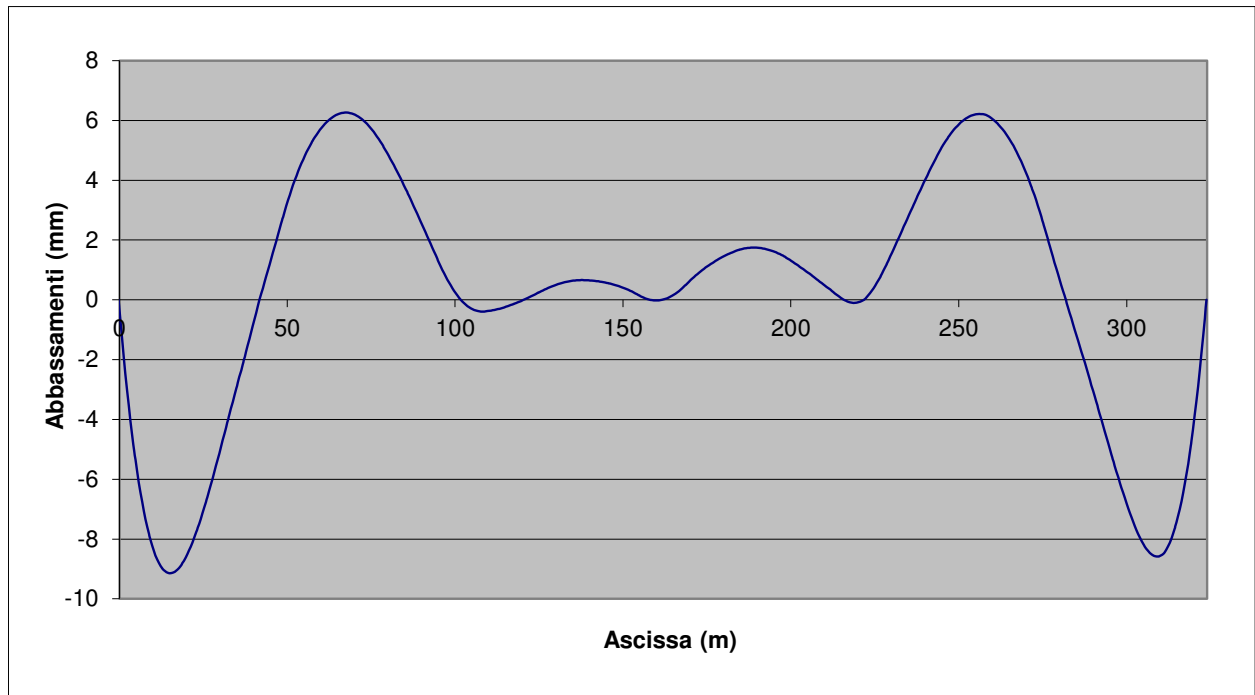


Fig. 7.3 – Abbassamenti verticali per gli effetti del ritiro della soletta ed effetti viscosi

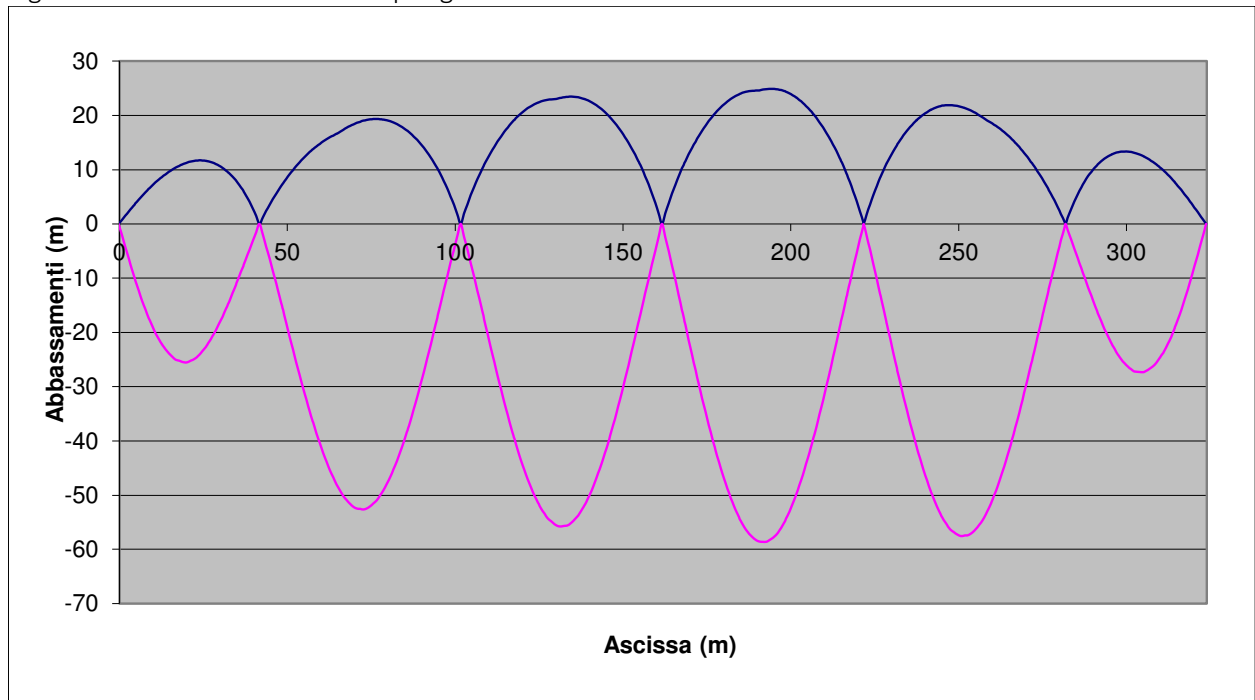


Fig. 7.4 – Abbassamenti verticali per gli effetti del traffico veicolare

La freccia massima del traffico veicolare è pari a $57.60 \text{ mm} < L/500 = 60000/500 = 120 \text{ mm}$.

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

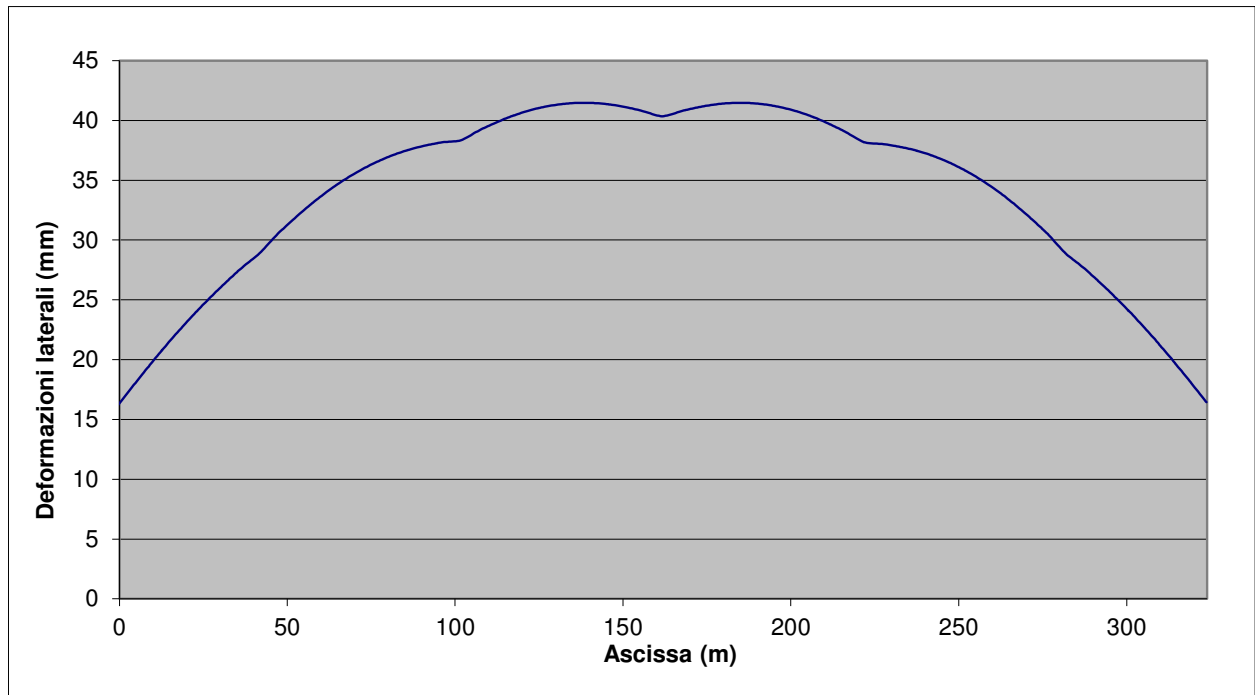


Fig. 7.5 – Deformazioni laterali in esercizio

8 CRITERI DI VERIFICA STRUTTURALE

La presente relazione di calcolo strutturale illustra il progetto nei suoi aspetti generali. Essa comprende solo una parte dei calcoli strutturali: le verifiche non riportate sono condotte analogamente a quelle descritte.

Le verifiche di resistenza delle sezioni sono eseguite secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite. I coefficienti di sicurezza adottati sono i seguenti:

- coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo: 1.50;
- coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio in barre: 1.15;
- coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di resistenza per l'acciaio da carpenteria: 1.05;
- coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di stabilità per l'acciaio da carpenteria: 1.10.
- coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche di resistenza delle sezioni in acciaio indebolite dai fori e per le unioni: 1.25.

Il paragrafo in oggetto illustra nel dettaglio i criteri generali adottati per le verifiche strutturali e geotecniche condotte nel progetto. Ulteriori dettagli di carattere specifico, laddove impiegati, sono dichiarati e motivati nelle relative risultanze delle verifiche.

8.1 CRITERI DI VERIFICA DELLE SEZIONI IN MISTE ACCIAIO CALCESTRUZZO

Per le sezioni miste acciaio calcestruzzo si effettuano:

Verifiche degli elementi principali:

- verifiche di resistenza delle membrature;
- verifiche di stabilità: dei pannelli d'anima delle membrature inflesse (imbozzamento), delle piattabande compresse (stabilità a flessione-torsionale) e degli irrigidimenti in corrispondenza degli appoggi;
- verifiche a fatica;
- verifiche in esercizio della soletta in direzione longitudinale;

Verifiche degli elementi secondari:

- verifiche di resistenza e di scorrimento delle connessioni acciaio-calcestruzzo (pioli);
- verifiche delle unioni delle travate principali;
- verifiche di resistenza dei diaframmi pieni;
- verifiche di resistenza e di stabilità dei diaframmi reticolari e dei controventi;
- verifiche degli irrigidimenti trasversali e longitudinali.

9 VERIFICHE ELEMENTI PRINCIPALI

9.1 VERIFICA DI RESISTENZA DELLE MEMBRATURE (TRAVI PRINCIPALI)

Le verifiche in campo elastico, per gli stati di sforzo piani tipici delle travi, si eseguono con riferimento al seguente criterio:

$$\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{z,Ed}^2 - \sigma_{z,Ed} \sigma_{x,Ed} + 3\tau_{Ed}^2 \leq (f_{yk} / \gamma_{M0})^2$$

Dove:

- $\sigma_{x,Ed}$ è il valore di calcolo della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione parallela all'asse della membratura;
- $\sigma_{z,Ed}$ è il valore di calcolo della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione ortogonale all'asse della membratura;
- τ_{Ed} è il valore di calcolo della tensione tangenziale nel punto in esame, agente nel piano della sezione della membratura;

Facendo riferimento ad una procedura di comprovata validità, come consentito ai punti 4.2.4.1.2 e 4.2.4.1.3.4 del DM2018 e C4.2.4.1.3.4 della circolare applicativa, le verifiche saranno eseguite facendo riferimento al limite elastico degli elementi (stato limite ultimo elastico), indipendentemente dalla classificazione delle sezioni.

In tali ipotesi le verifiche di resistenza e stabilità saranno svolte con il metodo tensionale facendo riferimento alle istruzioni CNR 10011. In sostanza ciò significa considerare tutte le sezioni in classe 4 verificandone la stabilità locale senza impiegare il metodo delle larghezze efficaci.

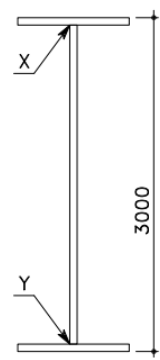
CONCIO TIPO	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9	C10		
ALTEZZA TOTALE (TRAVI)	3000	3000	3000	3000	3000	3000	3000	3000	3000	3000		
PIATTABANDA SUPERIORE	800x20	800x30	800x30	900x40	800x30	800x30	800x30	800x30	800x30	900x40		
Radd. interno PIATTABANDA SUP.	-----	-----	-----	800x40	-----	-----	-----	-----	-----	800x40		
ANIMA VERTICALE (TRAVI)	20	16	16	20	16	16	16	16	16	20		
PIATTABANDA INFERIORE	900x40	1200x40	1200x40	1200x40	1100x40	1100x40	1100x40	1100x40	1200x40	1300x40		
Radd. interno PIATTABANDA INF.	-----	-----	-----	1100x40	-----	-----	-----	-----	-----	1200x40		
SALDATEURE	X	10x10	8x8	8x8	10x10	8x8	8x8	8x8	8x8	8x8		10x10
	Y	10x10	8x8	8x8	10x10	8x8	8x8	8x8	8x8	8x8		10x10

Fig. 9.1 Caratteristiche geometriche dei conchi di trave

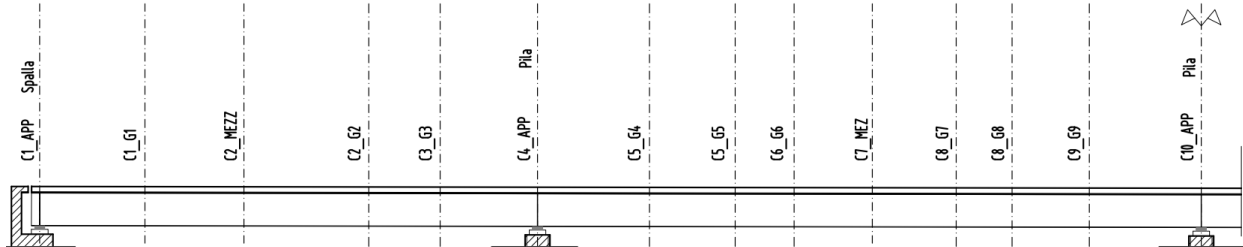
Si riportano di seguito il riepilogo delle verifiche delle sezioni più significative dell'impalcato (vedi figura seguente) per le combinazioni di carico di normativa. L'unità di misura utilizzata per le tensioni sono i N/mm² (MPa).

Tali verifiche vengono condotte con le sollecitazioni massime in base alle combinazioni di carico di normativa.

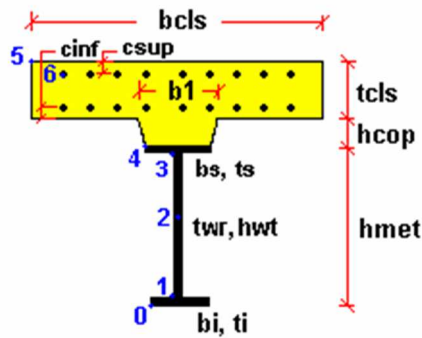
RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

I tabulati completi sono presenti nella relazione degli allegati:

Schema delle sezioni di calcolo



Per la localizzazione delle tensioni di verifica che compaiono nelle tabelle seguenti si veda la figura seguente:



Sezione	Max Fz							Min Fz						
	σ_{id0}	σ_{id1}	σ_{id2}	σ_{id3}	σ_{id4}	σ_{cls}	σ_f	σ_{id0}	σ_{id1}	σ_{id2}	σ_{id3}	σ_{id4}	σ_{cls}	σ_f
C1_APP	60	65	40	89	87	-1	36	60	110	127	118	99	-1	34
C1_G1	119	115.9	22.5	152.2	153.7	-0.5	42.1	104.6	108.9	53.4	173.5	172.0	-1.3	23.8
C2_MEZZ	153	150.2	36.8	183.1	185.1	-1.8	62.4	140.6	140.9	49.5	200.0	200.6	-2.6	46.6
C3_G2	106	131.7	112.3	113.4	84.4	-0.7	111.5	108.2	110.1	41.6	90.1	89.5	-1.0	106.0
C3_G3	282	283.5	122.0	213.9	210.4	0.0	132.0	290.8	316.2	194.7	232.7	204.2	0.0	125.5
C4_APP	287	314.5	190.8	256.5	220.8	0.0	134.5	283.6	283.1	119.0	223.4	219.7	0.0	133.1
C5_G4	218	229.0	135.4	146.0	131.4	-1.6	28.8	195.5	239.7	213.7	201.9	135.1	-3.2	20.3
C5_G5	98	107.1	87.8	129.6	124.5	-5.9	60.4	121.8	155.7	151.5	170.2	132.4	-5.4	58.2
C6_G6	180	175.1	23.3	189.2	193.0	-5.1	59.5	182.4	185.8	84.2	239.4	234.7	-6.2	66.2
C7_MEZZ	183	179.7	46.4	228.5	230.1	-2.0	32.2	174.9	171.9	46.5	233.7	235.4	-2.4	27.0
C8_G7	112	127.5	83.1	143.5	132.8	-3.0	48.6	121.4	117.7	19.9	170.7	173.9	-3.4	41.9
C8_G8	100	105.8	51.5	97.1	93.5	-3.8	81.7	104.9	142.0	135.5	147.3	112.2	-4.6	64.0
C9_G9	307	309.6	133.5	239.5	234.8	0.0	135.8	315.6	346.9	218.7	264.1	229.4	0.0	130.0
C10_APP	272	311.0	203.6	276.8	235.8	0.0	141.1	269.9	271.6	116.9	237.0	233.4	0.0	138.3

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

Sezione	Max My							Min My						
	σ_{id0}	σ_{id1}	σ_{id2}	σ_{id3}	σ_{id4}	σ_{cls}	σ_f	σ_{id0}	σ_{id1}	σ_{id2}	σ_{id3}	σ_{id4}	σ_{cls}	σ_f
C1_APP	60	65	40	89	87	-1	36	60	110	127	118	99	-1	34
C1_G1	118.9	115.9	22.5	152.2	153.7	-0.5	42.1	246.1	242.5	52.3	211.2	211.4	-6.3	47.5
C2_MEZZ	152.5	150.2	36.8	183.1	185.1	-1.8	62.4	260.9	256.1	49.5	235.9	237.9	-7.5	47.1
C3_G2	105.0	131.0	111.6	109.8	79.8	-0.5	116.3	214.3	211.3	42.7	159.9	163.1	-7.2	43.0
C3_G3	286.8	288.6	126.3	211.7	207.8	0.0	129.6	164.7	204.2	186.8	174.5	120.6	-3.7	17.9
C4_APP	286.9	314.5	190.8	256.5	220.8	0.0	134.5	205.4	213.1	118.2	148.9	133.6	-3.1	33.8
C5_G4	221.5	233.0	140.2	143.9	127.2	-1.9	24.7	192.7	235.4	208.7	195.3	132.6	-3.0	18.7
C5_G5	99.0	107.5	87.7	129.4	124.3	-5.9	60.2	176.3	199.0	151.5	181.3	147.7	-10.2	84.6
C6_G6	180.1	175.1	23.3	189.2	193.0	-5.1	59.5	321.2	308.7	84.2	257.4	254.9	-12.3	99.4
C7_MEZZ	186.0	183.1	45.5	222.8	224.3	-1.7	38.2	328.5	331.5	47.5	261.5	265.3	-8.8	55.8
C8_G7	117.5	131.5	82.5	136.0	124.8	-2.7	56.9	272.7	266.5	22.1	193.4	198.3	-10.5	80.6
C8_G8	100.4	105.8	51.5	97.1	93.5	-3.8	81.7	238.9	253.0	135.5	204.2	178.3	-10.6	86.7
C9_G9	312.2	315.0	138.6	237.8	232.4	0.0	133.6	199.4	241.9	209.7	207.9	148.1	-3.4	25.3
C10_APP	271.9	311.0	203.6	276.8	235.8	0.0	141.1	192.4	203.6	116.5	158.0	142.2	-2.8	33.5

9.2 VERIFICHE DI STABILITÀ

9.2.1 Stabilità dei pannelli d'anima (imbozzamento)

La verifica di instabilità viene condotta in accordo alla [CNR10011] §7.6.2.

I tabulati di verifica completi sono presenti in allegato.

Di seguito vengono riportati i tabulati di riepilogo delle suddette verifiche nelle sezioni precedentemente definite con le seguenti convenzioni:

"P1; P2" e "P3" sono i pannelli dell'anima della trave delimitati lateralmente dagli irrigidimenti trasversali dell'anima, superiormente o inferiormente dalla piattabanda e dagli irrigidimenti longitudinali;

C1_APP

Verifica a imbozzamento dei pannelli d'anima

Interasse degli irrigidimenti trasversali a	2333 mm	
Distanza netta fra le piattabande h	2940 mm	
Distanza piattabanda superiore - 1° irrigidimento longitudinale	2940 mm	
Distanza piattabanda superiore - 2° irrigidimento longitudinale	2940 mm	
Spessore dell'anima tweb	20 mm	
Pannello 1: h=2940 alfa=0,79	Pannello 2: h=0 alfa=0,00	Pannello 3: h=0 alfa=0,00

C1_G1

Verifica a imbozzamento dei pannelli d'anima

Interasse degli irrigidimenti trasversali a	2333 mm	
Distanza netta fra le piattabande h	2940 mm	
Distanza piattabanda superiore - 1° irrigidimento longitudinale	1000 mm	
Distanza piattabanda superiore - 2° irrigidimento longitudinale	2940 mm	
Spessore dell'anima tweb	16 mm	
Pannello 1: h=1000 alfa=2,33	Pannello 2: h=1940 alfa=1,20	Pannello 3: h=0 alfa=0,00

C2_MEZZ

Verifica a imbozzamento dei pannelli d'anima

Interasse degli irrigidimenti trasversali a	2333	mm
Distanza netta fra le piattabande h	2930	mm
Distanza piattabanda superiore - 1° irrigidimento longitudinale	1000	mm
Distanza piattabanda superiore - 2° irrigidimento longitudinale	2930	mm
Spessore dell'anima tweb	16	mm
Pannello 1: h=800 alfa=2,92	Pannello 2: h=2130 alfa=1,10	Pannello 3: h=0 alfa=0,00

C2_G2

Verifica a imbozzamento dei pannelli d'anima

Interasse degli irrigidimenti trasversali a	2333	mm
Distanza netta fra le piattabande h	2930	mm
Distanza piattabanda superiore - 1° irrigidimento longitudinale	1000	mm
Distanza piattabanda superiore - 2° irrigidimento longitudinale	2930	mm
Spessore dell'anima tweb	16	mm
Pannello 1: h=1000 alfa=2,33	Pannello 2: h=1930 alfa=1,21	Pannello 3: h=0 alfa=0,00

C3_G3

Verifica a imbozzamento dei pannelli d'anima

Interasse degli irrigidimenti trasversali a	2333	mm
Distanza netta fra le piattabande h	2930	mm
Distanza piattabanda superiore - 1° irrigidimento longitudinale	1500	mm
Distanza piattabanda superiore - 2° irrigidimento longitudinale	2250	mm
Spessore dell'anima tweb	16	mm
Pannello 1: h=1500 alfa=1,56	Pannello 2: h=750 alfa=3,11	Pannello 3: h=680 alfa=3,43

C4_APP

Verifica a imbozzamento dei pannelli d'anima

Interasse degli irrigidimenti trasversali a	2500	mm
Distanza netta fra le piattabande h	2840	mm
Distanza piattabanda superiore - 1° irrigidimento longitudinale	1500	mm
Distanza piattabanda superiore - 2° irrigidimento longitudinale	2250	mm
Spessore dell'anima tweb	20	mm
Pannello 1: h=1500 alfa=1,67	Pannello 2: h=750 alfa=3,33	Pannello 3: h=590 alfa=4,24

C5_G4

Verifica a imbozzamento dei pannelli d'anima

Interasse degli irrigidimenti trasversali a	2500	mm
Distanza netta fra le piattabande h	2930	mm
Distanza piattabanda superiore - 1° irrigidimento longitudinale	1500	mm
Distanza piattabanda superiore - 2° irrigidimento longitudinale	2250	mm
Spessore dell'anima tweb	16	mm
Pannello 1: h=1500 alfa=1,67	Pannello 2: h=750 alfa=3,33	Pannello 3: h=680 alfa=3,68

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

C5_G5

Verifica a imbozzamento dei pannelli d'anima

Interasse degli irrigidimenti trasversali a	2500	mm
Distanza netta fra le piattabande h	2930	mm
Distanza piattabanda superiore - 1° irrigidimento longitudinale	800	mm
Distanza piattabanda superiore - 2° irrigidimento longitudinale	2250	mm
Spessore dell'anima tweb	16	mm
Pannello 1: h=800 alfa=3,13	Pannello 2: h=1450 alfa=1,72	Pannello 3: h=680 alfa=3,68

C6_G6

Verifica a imbozzamento dei pannelli d'anima

Interasse degli irrigidimenti trasversali a	2500	mm
Distanza netta fra le piattabande h	2930	mm
Distanza piattabanda superiore - 1° irrigidimento longitudinale	800	mm
Distanza piattabanda superiore - 2° irrigidimento longitudinale	2930	mm
Spessore dell'anima tweb	16	mm
Pannello 1: h=800 alfa=3,13	Pannello 2: h=2130 alfa=1,17	Pannello 3: h=0 alfa=0,00

C7_MEZZ

Verifica a imbozzamento dei pannelli d'anima

Interasse degli irrigidimenti trasversali a	2500	mm
Distanza netta fra le piattabande h	2930	mm
Distanza piattabanda superiore - 1° irrigidimento longitudinale	800	mm
Distanza piattabanda superiore - 2° irrigidimento longitudinale	2930	mm
Spessore dell'anima tweb	16	mm
Pannello 1: h=800 alfa=3,13	Pannello 2: h=2130 alfa=1,17	Pannello 3: h=0 alfa=0,00

C8_G7

Verifica a imbozzamento dei pannelli d'anima

Interasse degli irrigidimenti trasversali a	2500	mm
Distanza netta fra le piattabande h	2930	mm
Distanza piattabanda superiore - 1° irrigidimento longitudinale	800	mm
Distanza piattabanda superiore - 2° irrigidimento longitudinale	2930	mm
Spessore dell'anima tweb	16	mm
Pannello 1: h=800 alfa=3,13	Pannello 2: h=2130 alfa=1,17	Pannello 3: h=0 alfa=0,00

C8_G8

Verifica a imbozzamento dei pannelli d'anima

Interasse degli irrigidimenti trasversali a	2500	mm
Distanza netta fra le piattabande h	2930	mm
Distanza piattabanda superiore - 1° irrigidimento longitudinale	1500	mm
Distanza piattabanda superiore - 2° irrigidimento longitudinale	2250	mm
Spessore dell'anima tweb	16	mm
Pannello 1: h=1500 alfa=1,67	Pannello 2: h=750 alfa=3,33	Pannello 3: h=680 alfa=3,68

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

C9_G9

Verifica a imbozzamento dei pannelli d'anima

Interasse degli irrigidimenti trasversali a	2500	mm
Distanza netta fra le piattabande h	2930	mm
Distanza piattabanda superiore - 1° irrigidimento longitudinale	1500	mm
Distanza piattabanda superiore - 2° irrigidimento longitudinale	2250	mm
Spessore dell'anima tweb	16	mm
Pannello 1: h=1500 alfa=1,67	Pannello 2: h=750 alfa=3,33	Pannello 3: h=680 alfa=3,68

C10_APP

Verifica a imbozzamento dei pannelli d'anima

Interasse degli irrigidimenti trasversali a	2500	mm
Distanza netta fra le piattabande h	2840	mm
Distanza piattabanda superiore - 1° irrigidimento longitudinale	1500	mm
Distanza piattabanda superiore - 2° irrigidimento longitudinale	2250	mm
Spessore dell'anima tweb	20	mm
Pannello 1: h=1500 alfa=1,67	Pannello 2: h=750 alfa=3,33	Pannello 3: h=590 alfa=4,24

"cc" sono le condizioni di carico con o senza ritiro e delta termico differenziale:

cc1=Con ritiro, DT+ cc2=Con Ritiro, DT- cc3=Senza ritiro,DT+ cc4=Senza ritiro,DT-

La verifica risulta soddisfatta se:

$$\eta = \frac{\sigma_{cr,id}}{\sqrt{\sigma_1^2 + 3\tau^2}} \geq \beta v$$

Di seguito si riportano i tabulati completi delle verifiche di stabilità locale dei pannelli d'anima:

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

CONCI	P	cc	Fz max																
			σ_{sup}	σ_{inf}	τ_{med}	σ_1	ψ	k_g	k_t	$\sigma_{cr,0}$	σ_{cr}	τ_{cr}	σ_N	σ_M	$\sigma_{cr,id}$	$\sigma_{cr,red}$	$v\beta$	η	
C1_APP	P1	cc1	-66.3	44.1	-16	66	-1	16	12.48	8.62	140.91	108	11	55	145	145	0.83	2.02	
		cc2	-84.1	56.4	-17	84	-1	16	12.48	8.62	141.96	108	14	70	145	145	0.83	1.62	
		cc3	9.9	-6.3	-16	6	-2	24	12.48	8.62	205.94	108	2	8	191	191	0.84	6.77	
		cc4	-7.9	6.1	-17	8	-1	18	12.48	8.62	159.16	108	1	7	182	182	0.82	5.92	
		cc1	44.1	44.1	-16	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc2	56.4	56.4	-17	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc3	-6.3	-6.3	-16	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc4	6.1	6.1	-17	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc1	44.1	44.1	-16	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc2	56.4	56.4	-17	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc3	-6.3	-6.3	-16	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc4	6.1	6.1	-17	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
C1_G1	P1	cc1	-146.3	-59.7	8	146	0	6	6.07	47.67	265.58	290	103	43	266	266	1.00	1.81	
		cc2	-103.0	-49.5	9	103	0	5	6.07	47.67	253.37	290	76	27	255	255	1.00	2.45	
		cc3	-80.3	-27.0	9	80	0	6	6.07	47.67	278.90	290	54	27	281	281	1.00	3.44	
		cc4	-71.3	-37.7	10	71	1	5	6.07	47.67	245.88	290	54	17	250	250	1.00	3.41	
		cc1	-59.7	108.5	8	60	-2	24	8.11	12.67	302.70	103	24	84	293	291	0.85	4.75	
		cc2	-49.5	54.4	9	49	-1	24	8.11	12.67	302.70	103	2	52	279	279	0.81	5.37	
		cc3	-27.0	76.6	9	27	-3	24	8.11	12.67	302.70	103	25	52	271	271	0.86	8.83	
		cc4	-37.7	27.5	10	38	-1	18	8.11	12.67	222.41	103	5	33	210	210	0.83	5.04	
		cc1	108.5	108.5	8	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc2	54.4	54.4	9	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc3	76.6	76.6	9	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc4	27.5	27.5	10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
C2_MEZZ	P1	cc1	-172	-67	15	172	1	5.21	5.81	74.48	388	433	130	42	391	324	1.00	1.86	
		cc2	-125	-69	16	125	1	4.83	5.81	74.48	360	433	103	23	365	319	1.00	2.48	
		cc3	-79.9	-23	15	80	0	5.48	5.81	74.48	408	433	57	23	420	328	1.00	3.90	
		cc4	-33.2	-25	16	33	1	4.41	5.81	74.48	329	433	30	3	383	322	1.00	7.53	
		cc1	-67	136	15	88	-2	23.90	8.67	10.51	251	91	24	112	239	239	0.84	2.60	
		cc2	-68.8	40	16	80	-1	13.33	8.67	10.51	140	91	20	60	141	141	0.85	1.67	
		cc3	-23.3	86	15	35	-2	23.90	8.67	10.51	251	91	26	60	216	216	0.86	4.95	
		cc4	-25.1	-9	16	27	0	5.78	8.67	10.51	61	91	18	9	78	78	0.94	2.06	
		cc1	135.7	136	15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc2	40.33	40	16	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc3	85.93	86	15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc4	-9.4	-9	16	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
C3_G2	P1	cc1	-72.3	-29	54	72	0	5.57	6.07	47.67	266	290	51	21	335	310	1.00	2.64	
		cc2	7.862	-12	54	12	-1	15.76	6.07	47.67	751	290	2	10	500	337	1.00	3.57	
		cc3	14.91	10	54	0	0	7.64	6.07	47.67	364	290	13	2	502	337	1.00	3.61	
		cc4	-39.97	-5	55	5	-9	23.90	6.07	47.67	1139	290	18	22	523	338	1.00	3.55	
		cc1	-29.5	53	54	29	-2	23.90	8.08	12.80	306	103	12	41	190	190	0.84	1.96	
		cc2	-12.3	-51	54	51	0	6.27	8.08	12.80	80	103	32	19	121	121	0.92	1.14	
		cc3	10.5	2	54	0	0	7.64	8.08	12.80	98	103	6	4	179	179	0.92	1.92	
		cc4	-4.55	-90	55	90	0	7.30	8.08	12.80	93	103	48	43	115	115	0.91	0.87	
		cc1	53.11	53	54	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc2	-51.1	-51	54	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc3	1.997	2	54	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc4	-90.5	-90	55	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
C3_G3	P1	cc1	153.7	-59	-37	59	-3	23.90	6.99	21.19	506	148	47	106	346	314	1.00	3.60	
		cc2	155.8	3	-38	0	0	7.64	6.99	21.19	162	148	79	77	257	257	1.00	3.89	
		cc3	205	-10	-37	10	-20	23.90	6.99	21.19	506	148	97	108	361	318	1.00	4.85	
		cc4	207.2	51	-38	0	0	7.64	6.99	21.19	162	148	129	78	257	257	1.00	3.87	
		cc1	-58.7	-165	-37	165	0	5.77	5.75	84.74	489	488	112	53	506	337	1.00	1.90	
		cc2	2.778	-74	-38	74	0	7.89	5.75	84.74	668	488	35	38	701	346	1.00	3.50	
		cc3	-10.2	-118	-37	118	0	7.08	5.75	84.74	600	488	64	54	623	343	1.00	2.55	
		cc4	51.3	-27	-38	27	-2	23.90	5.75	84.74	2025	488	12	39	926	350	1.00	4.89	
		cc1	-165	-261	-37	261	1	4.85	5.68	103.09	500	586	213	48	509	337	1.00	1.25	
		cc2	-73.7	-143	-38	143	1	5.20	5.68	103.09	536	586	108	35	564	341	1.00	2.16	
		cc3	-118	-215	-37	215	1	5.10	5.68	103.09	526	586	167	49	539	339	1.00	1.51	
		cc4	-26.6	-97	-38	97	0	6.11	5.68	103.09	630	586	62	35	681	345	1.00	2.93	
C4_APP	P1	cc1	157.2	-65	91	65	-2	23.90	6.78	33.10	791	224	46	111	436	330	1.00	1.94	
		cc2	170.5	-7	91	7	-25	23.90	6.78	33.10	791	224	82	89	440	331	1.00	2.10	
		cc3	196.4	-27	91	27	-7	23.90	6.78	33.10	791	224	85	112	443	331	1.00	2.07	
		cc4	209.8	30	91	0	0	7.64	6.78	33.10	253	224	120	90	389	323	1.00	2.06	
		cc1	-64.6	-175	91	175	0	5.72	5.70	132.41	758	755	120	55	862	349	1.00	1.48	
		cc2	-6.9	-96	91	96	0	7.17	5.70	132.41	949	755	51	44	1095	351	1.00	1.91	
		cc3	-27.2	-139	91	139	0	6.48	5.70	132.41	858	755	83	56	982	350	1.00	1.67	
		cc4	30.42	-59	91	59	-1	13.48	5.70	132.41	1785	755	14	45	1315	352	1.00	2.10	
		cc1	-175	-263	91	263	1	4.75	5.56	213.96	1017	1190	219	44	1107	351	1.00	1.15	
		cc2	-95.6	-165	91	165	1	5.01	5.56	213.96	1071	1190	131	35	1257	352	1.00	1.54	
		cc3	-139	-227	91	227	1	4.91	5.56	213.96	1049	1190	183	44	1165	352	1.00	1.27	
		cc4	-59.3	-130	91	130	0	5.40	5.56	213.96	1155	1190	95	35	1402	353	1.00	1.73	
C5_G4	P1	cc1	75.08	-66	-47	66	-1	23.90	6.78	21.19	506	144	5	70	299	295	1.00	2.82	
		cc2	78.18	-4	-48	4	-18	23.90	6.78	21.19	506	144	37	41	277	277	1.00	3.35	
		cc3	126.2	-17	-47	17	-7	23.90	6.78	21.19	506	144	55	72	292	290	1.00	3.47	
		cc4	129.3	44	-48	0	0	7.64	6.78	21.19	162	144	87	43	249	249	1.00	2.99	
		cc1	-65.5	-136	-47	136	0	5.31	5.70	84.74	450	483	101	35	487	335	1.00	2.12	
		cc2	-4.4	-46	-48	46	0	7.02	5.70	84.74	595	483	25	21	702	346	1.00	3.66	
		cc3	-17.2	-89	-47	89	0	6.49	5.70	84.74	550	483	53	36	611	343	1.00	2.83	
		cc4	43.94	1	-48	0	0	7.64	5.70	84.74	647	483	23	21	837	349	1.00	4.19	
		cc1	-136	-200	-47	200	1	4.72	5.64	103.09	486	581	168	32	509	337	1.00	1.56	
		cc2	-45.7	-83	-48	83	1	5.09	5.64	103.09	525	581	64	19	622	343	1.00	2.93	
		cc3	-88.9	-154	-47	154	1	5.01	5.64	103.09	516	581	121	33	552	340	1.00	1.95	
		cc4	1.245	-37	-48	37	0	7.86	5.64	103.09	810	581	18	19	903	349	1.00	3.83	

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

C5_G5	P1	cc1	-112	-70	-29	112	1	4.87	5.75	74.48	363	428	91	21	382	322	1.00	2.63	
		cc2	-29	-41	-29	41	1	4.64	5.75	74.48	345	428	35	6	441	331	1.00	5.16	
		cc3	-68.4	-27	-29	68	0	5.60	5.75	74.48	417	428	48	21	461	333	1.00	3.94	
		cc4	17.4	4	-29	0	0	7.64	5.75	74.48	569	428	11	7	742	347	1.00	6.99	
		cc1	-69.9	7	-29	70	0	8.31	6.69	22.67	188	152	32	38	200	200	1.00	2.34	
		cc2	-40.7	-62	-29	62	1	4.78	6.69	22.67	108	152	51	11	128	128	1.00	1.61	
		cc3	-27.4	47	-29	27	-2	23.90	6.69	22.67	542	152	10	37	299	296	1.00	5.20	
		cc4	4.296	-19	-29	19	0	9.51	6.69	22.67	216	152	8	12	242	242	1.00	4.54	
		cc1	6.514	42	-29	0	0	7.64	5.64	103.09	787	581	24	18	1006	351	1.00	7.05	
		cc2	-62	-72	-29	72	1	4.28	5.64	103.09	441	581	67	5	497	336	1.00	3.85	
		cc3	46.95	82	-29	0	0	7.64	5.64	103.09	787	581	64	17	1006	351	1.00	7.05	
		cc4	-19.5	-31	-29	31	1	4.84	5.64	103.09	499	581	25	6	676	345	1.00	5.92	
C6_G6	P1	cc1	-212	-108	0	212	1	5.21	5.75	74.48	388	428	160	52	388	323	1.00	1.53	
		cc2	-126	-78	0	126	1	4.89	5.75	74.48	364	428	102	24	364	318	1.00	2.52	
		cc3	-95.5	-41	-1	95	0	5.50	5.75	74.48	410	428	68	27	410	327	1.00	3.42	
		cc4	-43.2	-33	0	43	1	4.52	5.75	74.48	337	428	38	5	337	311	1.00	7.20	
		cc1	-108	167	0	108	-2	23.90	8.24	10.51	251	87	30	138	251	251	0.84	2.32	
		cc2	-78.1	50	0	78	-1	15.85	8.24	10.51	167	87	14	64	167	167	0.84	2.13	
		cc3	-40.7	105	-1	41	-3	23.90	8.24	10.51	251	87	32	73	251	251	0.86	6.17	
		cc4	-32.8	-5	0	33	0	6.72	8.24	10.51	71	87	19	14	71	71	0.92	2.15	
		cc1	167.5	167	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc2	50.43	50	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc3	105.2	105	-1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc4	-4.93	-5	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
C7_MEZZ	P1	cc1	-216	-112	21	216	1	5.19	5.75	74.48	386	428	164	52	389	323	1.00	1.48	
		cc2	-151	-92	21	151	1	4.92	5.75	74.48	366	428	122	30	372	320	1.00	2.06	
		cc3	-130	-64	21	130	0	5.28	5.75	74.48	393	428	97	33	401	326	1.00	2.42	
		cc4	-64.7	-43	21	65	1	4.74	5.75	74.48	353	428	54	11	383	322	1.00	4.35	
		cc1	-112	164	21	112	-1	23.90	8.24	10.51	251	87	26	138	235	235	0.83	1.99	
		cc2	-91.9	66	21	92	-1	17.21	8.24	10.51	181	87	13	79	174	174	0.83	1.77	
		cc3	-63.7	112	21	64	-2	23.90	8.24	10.51	251	87	24	88	217	217	0.84	2.96	
		cc4	-43.4	13	21	43	0	10.53	8.24	10.51	111	87	15	28	120	120	0.87	2.12	
		cc1	164	164	21	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc2	65.66	66	21	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc3	111.8	112	21	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc4	13.4	13	21	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
C8_G7	P1	cc1	-162	-87	41	162	1	5.13	5.75	74.48	382	428	124	37	401	325	1.00	1.84	
		cc2	-110	-69	41	110	1	4.86	5.75	74.48	362	428	89	20	400	325	1.00	2.49	
		cc3	-69.7	-33	40	70	0	5.33	5.75	74.48	397	428	51	18	470	334	1.00	3.38	
		cc4	-56.1	-40	41	56	1	4.65	5.75	74.48	346	428	48	8	447	332	1.00	3.66	
		cc1	-86.9	112	41	87	-1	23.90	8.24	10.51	251	87	13	100	195	195	0.82	1.74	
		cc2	-68.9	40	41	69	-1	14.67	8.24	10.51	154	87	14	55	148	148	0.84	1.50	
		cc3	-33.1	64	40	33	-2	23.90	8.24	10.51	251	87	16	49	167	167	0.85	2.16	
		cc4	-39.6	4	41	40	0	8.44	8.24	10.51	89	87	18	22	118	118	0.89	1.46	
		cc1	112.3	112	41	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc2	40.12	40	41	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc3	64.26	64	40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc4	4.329	4	41	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
C8_G8	P1	cc1	-80.8	1	-22	81	0	7.71	6.78	21.19	163	144	40	41	170	170	1.00	1.90	
		cc2	-49.7	-39	-22	50	1	4.46	6.78	21.19	95	144	44	5	111	111	1.00	1.78	
		cc3	2.25	13	-22	0	0	7.64	6.78	21.19	162	144	8	5	249	249	1.00	6.51	
		cc4	33.41	-27	-22	27	-1	23.90	6.78	21.19	506	144	3	30	292	290	1.00	6.28	
		cc1	0.912	42	-22	0	0	7.64	5.70	84.74	647	483	21	20	837	349	1.00	9.13	
		cc2	-38.9	-33	-22	39	1	4.28	5.70	84.74	363	483	36	3	442	331	1.00	6.10	
		cc3	13.14	19	-22	0	0	7.64	5.70	84.74	647	483	16	3	837	349	1.00	9.13	
		cc4	-26.6	-57	-22	57	0	5.35	5.70	84.74	453	483	42	15	497	336	1.00	4.94	
		cc1	41.78	79	-22	0	0	7.64	5.64	103.09	787	581	60	19	1006	351	1.00	9.18	
		cc2	-33.4	-29	-22	33	1	4.30	5.64	103.09	443	581	31	2	560	340	1.00	6.74	
		cc3	18.59	24	-22	0	0	7.64	5.64	103.09	787	581	21	2	1006	351	1.00	9.18	
		cc4	-56.6	-84	-22	84	1	4.73	5.64	103.09	488	581	70	14	515	338	1.00	3.67	
C9_G9	P1	cc1	174.5	-61	-42	61	-3	23.90	6.78	21.19	506	144	57	118	332	309	1.00	3.25	
		cc2	176.7	5	-44	0	0	7.64	6.78	21.19	162	144	91	86	249	249	1.00	3.25	
		cc3	229.1	-9	-43	9	-25	23.90	6.78	21.19	506	144	110	119	346	314	1.00	4.18	
		cc4	231.2	57	-45	0	0	7.64	6.78	21.19	162	144	144	87	249	249	1.00	3.19	
		cc1	-60.7	-178	-42	178	0	5.83	5.70	84.74	494	483	119	59	512	337	1.00	1.75	
		cc2	5.371	-80	-44	80	0	8.10	5.70	84.74	686	483	37	43	714	346	1.00	3.12	
		cc3	-9.13	-128	-43	128	0	7.17	5.70	84.74	608	483	69	60	632	344	1.00	2.32	
		cc4	56.93	-30	-45	30	-2	23.90	5.70	84.74	2025	483	13	44	912	350	1.00	4.18	
		cc1	-178	-285	-42	285	1	4.87	5.64	103.09	502	581	232	53	511	337	1.00	1.15	
		cc2	-80.3	-158	-44	158	1	5.22	5.64	103.09	538	581	119	39	569	341	1.00	1.94	
		cc3	-128	-236	-43	236	1	5.11	5.64	103.09	527	581	182	54	541	339	1.00	1.37	
		cc4	-30.2	-109	-45	109	0	6.10	5.64	103.09	629	581	70	40	682	345	1.00	2.57	
C10_APP	P1	cc1	179.9	-47	101	47	-4	23.90	6.78	33.10	791	224	67	113	432	330	1.00	1.82	
		cc2	190.2	1	101	0	0	7.64	6.78	33.10	253	224	96	94	389	323	1.00	1.85	
		cc3	214.4	-14	101	14	-15	23.90	6.78	33.10	791	224	100	114	446	331	1.00	1.89	
		cc4	224.6	34	101	0	0	7.64	6.78	33.10	253	224	129	95	389	323	1.00	1.85	
		cc1	-46.8	-160	101	160	0	6.03	5.70	132.41	799	755	103	57	929	350	1.00	1.48	
		cc2	1.419	-93	101	93	0	7.73	5.70	132.41	1024	755	46	47	1147	352	1.00	1.78	
		cc3	-14	-128	101	128	0	6.95	5.70	132.41	920	755	71	57	1052	351	1.00	1.62	
		cc4	34.19	-61	101	61	-1	14.28	5.70	132.41	1891	755	13	48	1320	352	1.00	1.91	
		cc1	-160	-249	101	249	1	4.82	5.56	213.96	1032	1190	205	45	1149	352	1.00	1.16	
		cc2	-92.9	-167	101	167	1	5.07	5.56	213.96	1085	1190	130	37	1296	352	1.00	1.46	
		cc3	-128	-218	101	218	1	4.98	5.56	213.96	1065	1190	173	45	1209	352	1.00	1.26	
		cc4	-61	-136	101	136	0	5.42	5.56	213.96	1160	1190	98	37	1424	353	1.00	1.59	

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

CONCI	P	cc	Fz min																
			σ_{sup}	σ_{inf}	t_{med}	σ_1	ψ	k_G	k_T	$\sigma_{cr,0}$	σ_{cr}	T_{cr}	σ_N	σ_M	$\sigma_{cr,id}$	$\sigma_{cr,red}$	$v\beta$	η	
C1_APP	P1	cc1	-66.6	44.5	-58	67	-1	16	12.48	8.62	141.42	108	11	56	165	165	0.83	1.37	
		cc2	-85.7	56.6	-57	86	-1	16	12.48	8.62	140.26	108	15	71	159	159	0.83	1.22	
		cc3	9.6	-5.8	-58	6	-2	24	12.48	8.62	205.94	108	2	8	188	188	0.84	1.87	
		cc4	-9.5	6.2	-57	9	-1	16	12.48	8.62	140.19	108	2	8	184	184	0.83	1.86	
		cc1	44.5	44.5	-58	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc2	56.6	56.6	-57	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc3	-5.8	-5.8	-58	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc4	6.2	6.2	-57	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc1	44.5	44.5	-58	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc2	56.6	56.6	-57	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc3	-5.8	-5.8	-58	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc4	6.2	6.2	-57	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
C1_G1	P1	cc1	-164	-76.4462	-25	164	0	5	6.07	47.67	255.83	290	120	44	261	261	1.00	1.54	
		cc2	-142	-74.5568	-24	142	1	5	6.07	47.67	246.40	290	108	34	253	253	1.00	1.71	
		cc3	-98.3	-43.7395	-24	98	0	5	6.07	47.67	259.20	290	71	27	272	272	1.00	2.54	
		cc4	-76	-41.8502	-24	76	1	5	6.07	47.67	242.55	290	59	17	262	262	1.00	3.03	
		cc1	-76.4	94.10248	-25	76	-1	24	8.11	12.67	302.70	103	9	85	254	254	0.82	2.89	
		cc2	-74.6	56.28574	-24	75	-1	18	8.11	12.67	228.79	103	9	65	210	210	0.82	2.45	
		cc3	-43.7	62.17847	-24	44	-1	24	8.11	12.67	302.70	103	9	53	225	225	0.83	3.70	
		cc4	-41.9	24.36173	-24	42	-1	15	8.11	12.67	185.81	103	9	33	178	178	0.84	3.02	
		cc1	94.1	94.10248	-25	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc2	56.29	56.28574	-24	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc3	62.18	62.17847	-24	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc4	24.36	24.36173	-24	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
C2_MEZZ	P1	cc1	-188	-81.3335	-22	188	1	5	5.81	74.48	379.87	433	145	42	384	323	1.00	1.69	
		cc2	-130	-72.7743	-23	130	1	5	5.81	74.48	357.82	433	107	23	367	319	1.00	2.35	
		cc3	-95.4	-37.6005	-22	95	1	5	5.81	74.48	387.29	433	72	23	404	326	1.00	3.17	
		cc4	-37.7	-29.0413	-23	38	1	4	5.81	74.48	326.40	433	34	3	405	326	1.00	6.00	
		cc1	-81.3	123.6296	-22	103	-1	24	8.67	10.51	251.11	91	11	113	232	232	0.82	2.11	
		cc2	-72.8	37.33919	-23	84	0	12	8.67	10.51	130.09	91	23	61	133	133	0.86	1.43	
		cc3	-37.6	73.90338	-22	49	-2	24	8.67	10.51	251.11	91	12	62	205	205	0.83	3.29	
		cc4	-29	-12.3871	-23	31	0	6	8.67	10.51	58.73	91	22	9	82	82	0.94	1.65	
		cc1	123.6	123.6296	-22	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc2	37.34	37.33919	-23	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc3	73.9	73.90338	-22	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc4	-12.4	-12.3871	-23	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
C3_G2	P1	cc1	-78	-35.6786	15	78	0	5	6.07	47.67	257.09	290	57	21	265	265	1.00	3.22	
		cc2	-49.2	-46.7005	15	49	1	4	6.07	47.67	195.36	290	48	1	213	213	1.00	3.81	
		cc3	9.223	4.330236	15	0	0	8	6.07	47.67	364.00	290	7	2	502	337	1.00	12.70	
		cc4	38.04	-6.6917	16	7	-6	24	6.07	47.67	1139.25	290	16	22	574	341	1.00	12.25	
		cc1	-35.7	45.99737	15	36	-1	24	8.08	12.80	305.85	103	5	41	241	241	0.82	5.45	
		cc2	-46.7	-41.9188	15	47	1	4	8.08	12.80	53.81	103	44	2	60	60	0.99	1.12	
		cc3	4.33	-5.11356	15	5	-1	20	8.08	12.80	257.36	103	0	5	180	180	0.82	6.66	
		cc4	-6.69	-93.0298	16	93	0	7	8.08	12.80	91.72	103	50	43	94	94	0.91	0.97	
		cc1	46	45.99737	15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc2	-41.9	-41.9188	15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc3	-5.11	-5.11356	15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc4	-93	-93.0298	16	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
C3_G3	P1	cc1	147	-66.5315	-81	67	-2	24	6.99	21.19	506.33	148	40	107	291	290	1.00	1.88	
		cc2	149.2	-5.02943	-82	5	-30	24	6.99	21.19	506.33	148	72	77	291	290	1.00	2.05	
		cc3	198.4	-18.0108	-81	18	-11	24	6.99	21.19	506.33	148	90	108	300	296	1.00	2.09	
		cc4	200.5	43.49126	-82	0	0	8	6.99	21.19	161.78	148	122	79	257	257	1.00	1.81	
		cc1	-66.5	-173.309	-81	173	0	6	5.75	84.74	479.71	488	120	53	538	339	1.00	1.52	
		cc2	-5.03	-82.1253	-82	82	0	7	5.75	84.74	612.99	488	44	39	612	346	1.00	2.12	
		cc3	-18	-126.207	-81	126	0	7	5.75	84.74	572.81	488	72	54	717	344	1.00	1.82	
		cc4	43.49	-35.0234	-82	35	-1	24	5.75	84.74	2025.33	488	4	39	870	349	1.00	2.39	
		cc1	-173	-270.121	-81	270	1	5	5.68	103.09	497.20	586	222	48	532	339	1.00	1.11	
		cc2	-82.1	-152.025	-82	152	1	5	5.68	103.09	527.94	586	117	35	617	343	1.00	1.65	
		cc3	-126	-224.305	-81	224	1	5	5.68	103.09	520.81	586	175	49	569	341	1.00	1.29	
		cc4	-35	-106.21	-82	106	0	6	5.68	103.09	605.65	586	71	36	736	347	1.00	1.96	
C4_APP	P1	cc1	156.2	-63.2971	47	63	-2	24	6.78	33.10	791.14	224	46	110	498	336	1.00	3.25	
		cc2	169.6	-5.63535	47	6	-30	24	6.78	33.10	791.14	224	82	88	492	336	1.00	4.10	
		cc3	195.5	-25.9797	47	26	-8	24	6.78	33.10	791.14	224	85	111	493	336	1.00	3.91	
		cc4	208.9	31.68212	47	0	0	8	6.78	33.10	252.78	224	120	89	389	323	1.00	3.95	
		cc1	-63.3	-173.07	47	173	0	6	5.70	132.41	758.83	755	118	55	796	348	1.00	1.82	
		cc2	-5.64	-93.2638	47	93	0	7	5.70	132.41	958.47	755	49	44	1027	351	1.00	2.83	
		cc3	-26	-136.729	47	137	0	7	5.70	132.41	862.19	755	81	55	911	350	1.00	2.19	
		cc4	31.68	-56.9225	47	57	-1	14	5.70	132.41	1882.91	755	13	44	1395	353	1.00	3.54	
		cc1	-173	-259.425	47	259	1	5	5.56	213.96	1017.06	1190	216	43	1045	351	1.00	1.29	
		cc2	-93.3	-162.198	47	162	1	5	5.56	213.96	1073.00	1190	128	34	1140	352	1.00	1.94	
		cc3	-137	-223.851	47	224	1	5	5.56	213.96	1050.55	1190	180	44	1088	351	1.00	1.47	
		cc4	-56.9	-126.625	47	127	0	5	5.56	213.96	1159.88	1190	92	35	1260	352	1.00	2.34	
C5_G4	P1	cc1	68.77	-57.103	-95	57	-1	24	6.78	21.19	506.33	144	6	63	261	261	1.00	1.50	
		cc2	72.48	5.519808	-95	0	0	8	6.78	21.19	161.78	144	39	33	249	249	1.00	1.50	
		cc3	119.9	-8.7665	-95	9	-14	24	6.78	21.19	506.33	144	56	64	270	270	1.00	1.64	
		cc4	123.6	53.85634	-96	0	0	8	6.78	21.19	161.78	144	89	35	249	249	1.00	1.50	
		cc1	-57.1	-120.039	-95	120	0	5	5.70	84.74	451.75	483	89	31	571	341	1.00	1.68	
		cc2	5.52	-27.9621	-95	28	0	9	5.70	84.74	784.92	483	11	17	811	348	1.00	2.08	
		cc3	-8.77	-73.1045	-95	73	0	7	5.70	84.74	583.51	483	41	32	716	346	1.00	1.92	
		cc4	53.86	18.97224	-96	0	0	8	5.70	84.74	647.12	483	36	17	837	349	1.00	2.10	
		cc1	-120	-177.101	-95	177	1	5	5.64	103.09	487.08	581	149	29	576	341	1.00	1.41	
		cc2	-28	-58.319	-95	58	0	5	5.64	103.09	548.24	581	43	15	809	348	1.00	1.98	
		cc3	-73.1	-131.438	-95	131	1	5	5.64	103.09	522.84	581	102	29	654	344	1.00	1.63	
		cc4	18.97	-12.656	-96	13	-1	24	5.64	103.09	2463.77	581	3	16	1013	351	1.00	2.11	

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

C5_G5	P1	cc1	-113	-79.9212	-67	113	1	5	5.75	74.48	346.21	428	96	17	423	329	1.00	2.02	
		cc2	-29.9	-50.7327	-67	51	1	5	5.75	74.48	370.21	428	40	10	548	340	1.00	2.67	
		cc3	-44.7	-24.0994	-67	45	1	5	5.75	74.48	381.78	428	34	10	572	341	1.00	2.75	
		cc4	16.46	-5.70737	-67	6	-3	24	5.75	74.48	1780.07	428	5	11	749	347	1.00	2.97	
		cc1	-79.9	-19.9152	-67	80	0	6	6.69	22.67	141.15	152	50	30	184	184	1.00	1.30	
		cc2	-50.7	-88.4374	-67	88	1	5	6.69	22.67	113.79	152	70	19	154	154	1.00	1.05	
		cc3	-24.1	13.29872	-67	24	-1	14	6.69	22.67	320.53	152	5	19	260	260	1.00	2.20	
		cc4	-5.71	-45.8837	-67	46	0	7	6.69	22.67	155.54	152	26	20	218	218	1.00	1.74	
		cc1	-19.9	8.225463	-67	20	0	12	5.64	103.09	1229.75	581	6	14	993	350	1.00	2.95	
		cc2	-88.4	-106.12	-67	106	1	4	5.64	103.09	447.88	581	97	9	560	340	1.00	2.16	
cc3	13.3	30.83714	-67	0	0	8	5.64	103.09	787.21	581	22	9	1006	351	1.00	3.03			
cc4	-45.9	-64.725	-67	65	1	5	5.64	103.09	478.70	581	55	9	677	345	1.00	2.58			
C6_G6	P1	cc1	-218	-114.276	-40	218	1	5	5.75	74.48	385.26	428	166	52	396	325	1.00	1.42	
		cc2	-133	-84.3351	-40	133	1	5	5.75	74.48	360.75	428	109	24	386	323	1.00	2.16	
		cc3	-118	-62.1979	-39	118	1	5	5.75	74.48	384.26	428	90	28	415	328	1.00	2.41	
		cc4	-49.8	-39.0137	-40	50	1	4	5.75	74.48	332.26	428	44	5	444	331	1.00	3.90	
		cc1	-114	162.196	-40	114	-1	24	8.24	10.51	251.11	87	24	138	211	211	0.83	1.58	
		cc2	-84.3	45.14016	-40	84	-1	14	8.24	10.51	145.56	87	20	65	144	144	0.85	1.32	
		cc3	-62.2	85.76229	-39	62	-1	24	8.24	10.51	251.11	87	12	74	183	183	0.83	1.98	
		cc4	-39	-10.2169	-40	39	0	6	8.24	10.51	64.80	87	25	14	98	98	0.93	1.24	
		cc1	162.2	162.196	-40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc2	45.14	45.14016	-40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
cc3	85.76	85.76229	-39	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
cc4	-10.2	-10.2169	-40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
C7_MEZZ	P1	cc1	-221	-118.253	-20	221	1	5	5.75	74.48	382.84	428	170	52	386	323	1.00	1.44	
		cc2	-153	-94.5911	-20	153	1	5	5.75	74.48	364.43	428	124	29	370	320	1.00	2.03	
		cc3	-135	-69.7007	-20	135	1	5	5.75	74.48	387.04	428	102	33	394	324	1.00	2.33	
		cc4	-67	-46.0387	-20	67	1	5	5.75	74.48	350.00	428	57	10	376	321	1.00	4.25	
		cc1	-118	156.302	-20	118	-1	24	8.24	10.51	251.11	87	19	137	236	236	0.82	1.92	
		cc2	-94.6	61.92027	-20	95	-1	16	8.24	10.51	168.33	87	16	78	165	165	0.83	1.63	
		cc3	-69.7	104.0496	-20	70	-1	24	8.24	10.51	251.11	87	17	87	220	220	0.83	2.82	
		cc4	-46	9.667859	-20	46	0	9	8.24	10.51	98.68	87	18	28	108	108	0.88	1.88	
		cc1	156.3	156.302	-20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc2	61.92	61.92027	-20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
cc3	104	104.0496	-20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
cc4	9.668	9.667859	-20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
C8_G7	P1	cc1	-164	-89.7683	2	164	1	5	5.75	74.48	379.95	428	127	37	380	322	1.00	1.96	
		cc2	-112	-71.7969	2	112	1	5	5.75	74.48	359.83	428	92	20	360	317	1.00	2.82	
		cc3	-76.8	-41.0381	2	77	1	5	5.75	74.48	382.88	428	59	18	383	322	1.00	4.19	
		cc4	-58.6	-42.4602	2	59	1	5	5.75	74.48	342.93	428	51	8	343	313	1.00	5.33	
		cc1	-89.8	108.4876	2	90	-1	24	8.24	10.51	251.11	87	9	99	251	251	0.82	2.79	
		cc2	-71.8	36.34369	2	72	-1	13	8.24	10.51	140.47	87	18	54	140	140	0.85	1.95	
		cc3	-41	54.29796	2	41	-1	24	8.24	10.51	251.11	87	7	48	249	249	0.82	6.05	
		cc4	-42.5	0.551049	2	42	0	8	8.24	10.51	81.10	87	21	22	81	81	0.90	1.91	
		cc1	108.5	108.4876	2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc2	36.34	36.34369	2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
cc3	54.3	54.29796	2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
cc4	0.551	0.551049	2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
C8_G8	P1	cc1	-98.3	-15.6947	-66	98	0	7	6.78	21.19	141.28	144	57	41	172	172	1.00	1.14	
		cc2	-54.9	-43.6953	-66	55	1	4	6.78	21.19	93.87	144	49	6	154	154	1.00	1.21	
		cc3	-15.2	-3.46583	-66	15	0	6	6.78	21.19	134.05	144	9	6	230	230	1.00	2.01	
		cc4	28.17	-31.4665	-66	31	-1	21	6.78	21.19	450.39	144	2	30	254	254	1.00	2.13	
		cc1	-15.7	25.61321	-66	16	-2	24	5.70	84.74	2025.33	483	5	21	850	349	1.00	3.04	
		cc2	-43.7	-38.0877	-66	44	1	4	5.70	84.74	361.03	483	41	3	590	342	1.00	2.78	
		cc3	-3.47	2.415615	-66	3	-1	17	5.70	84.74	1428.73	483	1	3	836	349	1.00	3.06	
		cc4	-31.5	-61.2853	-66	61	1	5	5.70	84.74	441.19	483	46	15	606	343	1.00	2.63	
		cc1	25.61	63.06573	-66	0	0	8	5.64	103.09	787.21	581	44	19	1006	351	1.00	3.08	
		cc2	-38.1	-33.0034	-66	38	1	4	5.64	103.09	440.34	581	36	3	740	347	1.00	2.86	
cc3	2.416	7.748121	-66	0	0	8	5.64	103.09	787.21	581	5	3	1006	351	1.00	3.08			
cc4	-61.3	-88.321	-66	88	1	5	5.64	103.09	482.71	581	75	14	622	343	1.00	2.37			
C9_G9	P1	cc1	168.5	-67.8912	-93	68	-2	24	6.78	21.19	506.33	144	50	118	281	281	1.00	1.61	
		cc2	170.7	-1.83258	-95	2	-93	24	6.78	21.19	506.33	144	84	86	282	282	1.00	1.72	
		cc3	223.1	-16.3334	-94	16	-14	24	6.78	21.19	506.33	144	103	120	289	289	1.00	1.77	
		cc4	225.2	49.72521	-95	0	0	8	6.78	21.19	161.78	144	137	88	249	249	1.00	1.50	
		cc1	-67.9	-186.086	-93	186	0	6	5.70	84.74	485.94	483	127	59	549	340	1.00	1.38	
		cc2	-1.83	-88.089	-95	88	0	7	5.70	84.74	635.11	483	45	43	724	346	1.00	1.86	
		cc3	-16.3	-136.032	-94	136	0	7	5.70	84.74	583.43	483	76	60	658	344	1.00	1.63	
		cc4	49.73	-38.0357	-95	38	-1	24	5.70	84.74	2025.33	483	6	44	860	349	1.00	2.06	
		cc1	-186	-293.249	-93	293	1	5	5.64	103.09	499.22	581	240	54	537	339	1.00	1.01	
		cc2	-88.1	-166.295	-95	166	1	5	5.64	103.09	531.34	581	127	39	627	343	1.00	1.47	
cc3	-136	-244.56	-94	245	1	5	5.64	103.09	522.83	581	190	54	575	341	1.00	1.16			
cc4	-38	-117.606	-95	118	0	6	5.64	103.09	608.34	581	78	40	743	347	1.00	1.71			
C10_APP	P1	cc1	177.6	-46.8699	50	47	-4	24	6.78	33.10	791.14	224	65	112	484	335	1.00	3.39	
		cc2	187.8	1.325794	50	0	0	8	6.78	33.10	252.78	224	95	93	389	323	1.00	3.72	
		cc3	212	-14.0999	50	14	-15	24	6.78	33.10	791.14	224	99	113	503	337	1.00	3.82	
		cc4	222.3	34.09588	50	0	0	8	6.78	33.10	252.78	224	128	94	389	323	1.00	3.72	
		cc1	-46.9	-159.089	50	159	0	6	5.70	132.41	797.52	755	103	56	843	349	1.00	1.92	
		cc2	1.326	-91.9213	50	92	0	8	5.70	132.41	1023.36	755	45	47	1081	351	1.00	2.77	
		cc3	-14.1	-127.173	50	127	0	7	5.70	132.41	918.54	755	71	57	972	350	1.00	2.27	
		cc4	34.1	-60.005	50	60	-1	14	5.70	132.41	1909.89	755	13	47	1398	353	1.00	3.34	
		cc1	-159	-247.369	50	247	1	5	5.56	213.96	1031.06	1190	203	44	1066	351	1.00	1.34	
		cc2	-91.9	-165.276	50	165	1	5	5.56	213.96	1085.20	1190	129	37	1157	352	1.00	1.88	
cc3	-127	-216.124	50	216	1	5	5.56	213.96	1064.47	1190	172	44	1109	351	1.00	1.51			
cc4	-60	-134.031	50	134	0	5	5.56	213.96	1161.26	1190	97	37	1262	352	1.00	2.20			

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

CONCI	P	cc	My max																	
			σ_{sup}	σ_{inf}	τ_{med}	σ_1	ψ	k_{gr}	k_t	$\sigma_{cr,0}$	σ_{cr}	τ_{cr}	σ_N	σ_M	$\sigma_{cr,id}$	$\sigma_{cr,red}$	$v\beta$	η		
C1_APP	P1	cc1	-66.3	44.1	-16	66	-1	16	12.48	8.62	140.91	108	11	55	145	145	0.83	2.02		
		cc2	-84.1	56.4	-17	84	-1	16	12.48	8.62	141.96	108	14	70	145	145	0.83	1.62		
		cc3	9.9	-6.3	-16	6	-2	24	12.48	8.62	205.94	108	2	8	191	191	0.84	6.77		
		cc4	-7.9	6.1	-17	8	-1	18	12.48	8.62	159.16	108	1	7	182	182	0.82	5.92		
		cc1	44.1	44.1	-16	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		cc2	56.4	56.4	-17	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		cc3	-6.3	-6.3	-16	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		cc4	6.1	6.1	-17	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		cc1	44.1	44.1	-16	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		cc2	56.4	56.4	-17	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		cc3	-6.3	-6.3	-16	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		cc4	6.1	6.1	-17	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		C1_G1	P1	cc1	-146	-59.7	8	146	0	6	6.07	47.67	265.58	290	103	43	266	266	1.00	1.81
				cc2	-103	-49.5	9	103	0	5	6.07	47.67	253.37	290	76	27	255	255	1.00	2.45
				cc3	-80.3	-27	9	80	0	6	6.07	47.67	278.90	290	54	27	281	281	1.00	3.44
				cc4	-71.3	-37.7	10	71	1	5	6.07	47.67	245.88	290	54	17	250	250	1.00	3.41
cc1	-59.7			108.5	8	60	-2	24	8.11	12.67	302.70	103	24	84	293	291	0.85	4.75		
cc2	-49.5			54.38	9	49	-1	24	8.11	12.67	302.70	103	2	52	279	279	0.81	5.37		
cc3	-27			76.58	9	27	-3	24	8.11	12.67	302.70	103	25	52	271	271	0.86	8.83		
cc4	-37.7			27.54	10	38	-1	18	8.11	12.67	222.41	103	5	33	210	210	0.83	5.04		
cc1	108.5			108.5	8	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
cc2	54.38			54.38	9	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
cc3	76.58			76.58	9	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
cc4	27.54			27.54	10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
C2_MEZZ	P1			cc1	-172	-67	15	172	1	5	5.81	74.48	388.19	433	130	42	391	324	1.00	1.86
				cc2	-125	-68.8	16	125	1	5	5.81	74.48	359.75	433	103	23	365	319	1.00	2.48
				cc3	-79.9	-23.3	15	80	0	5	5.81	74.48	408.02	433	57	23	420	328	1.00	3.90
				cc4	-33.2	-25.1	16	33	1	4	5.81	74.48	328.53	433	30	3	383	322	1.00	7.53
		cc1	-67	135.7	15	88	-2	24	8.67	10.51	251.11	91	24	112	239	239	0.84	2.60		
		cc2	-68.8	40.33	16	80	-1	13	8.67	10.51	140.03	91	20	60	141	141	0.85	1.67		
		cc3	-23.3	85.93	15	35	-2	24	8.67	10.51	251.11	91	26	60	216	216	0.86	4.95		
		cc4	-25.1	-9.4	16	27	0	6	8.67	10.51	60.77	91	18	9	78	78	0.94	2.06		
		cc1	135.7	135.7	15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		cc2	40.33	40.33	16	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		cc3	85.93	85.93	15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		cc4	-9.4	-9.4	16	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		C3_G2	P1	cc1	-67.7	-25.4	53	68	0	6	6.07	47.67	271.51	290	47	21	345	314	1.00	2.74
				cc2	12.49	-8.13	54	8	-2	24	6.07	47.67	1139.25	290	2	10	506	337	1.00	3.61
				cc3	19.53	14.64	54	0	0	8	6.07	47.67	364.00	290	17	2	502	337	1.00	3.63
				cc4	99.69	31.87	54	0	0	8	6.07	47.67	364.00	290	66	34	502	337	1.00	3.60
cc1	-25.4			56.3	53	25	-2	24	8.08	12.80	305.85	103	15	41	191	191	0.85	2.00		
cc2	-8.13			-47.9	54	48	0	7	8.08	12.80	84.67	103	28	20	127	127	0.92	1.22		
cc3	14.64			5.182	54	0	0	8	8.08	12.80	97.72	103	10	5	179	179	0.94	1.93		
cc4	31.87			-99	54	99	0	11	8.08	12.80	136.77	103	34	65	148	148	0.87	1.09		
cc1	56.3			56.3	53	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
cc2	-47.9			-47.9	54	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
cc3	5.182			5.182	54	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
cc4	-99			-99	54	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
C3_G3	P1			cc1	151.1	-62.5	-38	62	-2	24	6.99	21.19	506.33	148	44	107	346	314	1.00	3.45
				cc2	153.2	-1	-39	1	-154	24	6.99	21.19	506.33	148	76	77	339	312	1.00	4.61
				cc3	202.4	-14	-38	14	-14	24	6.99	21.19	506.33	148	94	108	352	316	1.00	4.65
				cc4	204.6	47.53	-39	0	0	8	6.99	21.19	161.78	148	126	79	257	257	1.00	3.77
		cc1	-62.5	-169	-38	169	0	6	5.75	84.74	484.51	488	116	53	501	337	1.00	1.85		
		cc2	-1	-78.1	-39	78	0	8	5.75	84.74	639.71	488	40	39	679	345	1.00	3.34		
		cc3	-14	-122	-38	122	0	7	5.75	84.74	586.16	488	68	54	611	343	1.00	2.46		
		cc4	47.53	-31	-39	31	-2	24	5.75	84.74	2025.33	488	8	39	930	350	1.00	4.68		
		cc1	-169	-266	-38	266	1	5	5.68	103.09	498.76	586	218	48	508	337	1.00	1.23		
		cc2	-78.1	-148	-39	148	1	5	5.68	103.09	532.00	586	113	35	560	340	1.00	2.09		
		cc3	-122	-220	-38	220	1	5	5.68	103.09	523.33	586	171	49	536	339	1.00	1.47		
		cc4	-31	-102	-39	102	0	6	5.68	103.09	617.05	586	67	36	666	345	1.00	2.81		
		C4_APP	P1	cc1	157.2	-64.6	91	65	-2	24	6.78	33.10	791.14	224	46	111	436	330	1.00	1.94
				cc2	170.5	-6.9	91	7	-25	24	6.78	33.10	791.14	224	82	89	440	331	1.00	2.10
				cc3	196.4	-27.2	91	27	-7	24	6.78	33.10	791.14	224	85	112	443	331	1.00	2.07
				cc4	209.8	30.42	91	0	0	8	6.78	33.10	252.78	224	120	90	389	323	1.00	2.06
cc1	-64.6			-175	91	175	0	6	5.70	132.41	757.65	755	120	55	862	349	1.00	1.48		
cc2	-6.9			-95.6	91	96	0	7	5.70	132.41	948.90	755	51	44	1095	351	1.00	1.91		
cc3	-27.2			-139	91	139	0	6	5.70	132.41	858.30	755	83	56	982	350	1.00	1.67		
cc4	30.42			-59.3	91	59	-1	13	5.70	132.41	1785.41	755	14	45	1315	352	1.00	2.10		
cc1	-175			-263	91	263	1	5	5.56	213.96	1016.60	1190	219	44	1107	351	1.00	1.15		
cc2	-95.6			-165	91	165	1	5	5.56	213.96	1071.04	1190	131	35	1257	352	1.00	1.54		
cc3	-139			-227	91	227	1	5	5.56	213.96	1049.49	1190	183	44	1165	352	1.00	1.27		
cc4	-59.3			-130	91	130	0	5	5.56	213.96	1154.66	1190	95	35	1402	353	1.00	1.73		
C5_G4	P1			cc1	73.38	-67.9	-50	68	-1	24	6.78	21.19	506.33	144	3	71	297	294	1.00	2.69
				cc2	73.78	-10.4	-50	10	-7	24	6.78	21.19	506.33	144	32	42	272	272	1.00	3.11
				cc3	124.5	-19.6	-50	20	-6	24	6.78	21.19	506.33	144	52	72	289	288	1.00	3.26
				cc4	124.9	37.97	-50	0	0	8	6.78	21.19	161.78	144	81	43	249	249	1.00	2.85
		cc1	-67.9	-139	-50	139	0	5	5.70	84.74	447.64	483	103	35	487	335	1.00	2.06		
		cc2	-10.4	-52.4	-50	52	0	6	5.70	84.74	548.55	483	31	21	667	345	1.00	3.40		
		cc3	-19.6	-91.7	-50	92	0	6	5.70	84.74	541.80	483	56	36	605	343	1.00	2.72		
		cc4	37.97	-5.5	-50	5	-7	24	5.70	84.74	2025.33	483	16	22	870	349	1.00	3.99		
		cc1	-139	-203	-50	203	1	5	5.64	103.09	485.42	581	171	32	509	337	1.00	1.53		
		cc2	-52.4	-90.6	-50	91	1	5	5.64	103.09	515.78	581	72	19	608	343	1.00	2.73		
		cc3	-91.7	-157	-50	157	1	5	5.64	103.09	514.26	581	124	33	553	340	1.00	1.90		
		cc4	-5.5	-44.9	-50	45	0	7	5.64	103.09	708.37	581	25	20	848	349	1.00	3.55		

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

C5_G5	P1	cc1	-112	-69.8	-29	112	1	5	5.75	74.48	363.05	428	91	21	383	322	1.00	2.63		
		cc2	-28.8	-40.6	-29	41	1	5	5.75	74.48	345.53	428	35	6	442	331	1.00	5.16		
		cc3	-67.9	-26.9	-29	68	0	6	5.75	74.48	418.24	428	47	21	463	333	1.00	3.96		
		cc4	17.55	4.451	-29	0	0	8	5.75	74.48	568.76	428	11	7	742	347	1.00	6.99		
		cc1	-69.8	6.669	-29	70	0	8	6.69	22.67	188.78	152	32	38	201	201	1.00	2.34		
		cc2	-40.6	-61.9	-29	62	1	5	6.69	22.67	108.45	152	51	11	128	128	1.00	1.61		
		cc3	-26.9	47.45	-29	27	-2	24	6.69	22.67	541.85	152	10	37	299	295	1.00	5.22		
		cc4	4.451	-19.3	-29	19	0	10	6.69	22.67	217.94	152	7	12	243	243	1.00	4.56		
		cc1	6.669	42.51	-29	0	0	8	5.64	103.09	787.21	581	25	18	1006	351	1.00	7.05		
		cc2	-61.9	-71.8	-29	72	1	4	5.64	103.09	441.56	581	67	5	497	336	1.00	3.85		
		cc3	47.45	82.31	-29	0	0	8	5.64	103.09	787.21	581	65	17	1006	351	1.00	7.05		
		cc4	-19.3	-30.4	-29	30	1	5	5.64	103.09	499.36	581	25	6	677	345	1.00	5.93		
		cc1	-212	-108	0	212	1	5	5.75	74.48	388.41	428	160	52	388	323	1.00	1.53		
		cc2	-126	-78.1	0	126	1	5	5.75	74.48	364.16	428	102	24	364	318	1.00	2.52		
		cc3	-95.5	-40.7	-1	95	0	6	5.75	74.48	409.93	428	68	27	410	327	1.00	3.42		
		cc4	-43.2	-32.8	0	43	1	5	5.75	74.48	336.71	428	38	5	337	311	1.00	7.20		
C6_G6	P1	cc1	-108	167.5	0	108	-2	24	8.24	10.51	251.11	87	30	138	251	251	0.84	2.32		
		cc2	-78.1	50.43	0	78	-1	16	8.24	10.51	166.53	87	14	64	167	167	0.84	2.13		
		cc3	-40.7	105.2	-1	41	-3	24	8.24	10.51	251.11	87	32	73	251	251	0.86	6.17		
		cc4	-32.8	-4.93	0	33	0	7	8.24	10.51	70.58	87	19	14	71	71	0.92	2.15		
		cc1	167.5	167.5	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		cc2	50.43	50.43	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		cc3	105.2	105.2	-1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		cc4	-4.93	-4.93	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		cc1	-210	-107	21	210	1	5	5.75	74.48	388.72	428	159	52	392	324	1.00	1.52		
		cc2	-149	-90.3	21	149	1	5	5.75	74.48	366.80	428	120	29	373	320	1.00	2.09		
		cc3	-124	-58.6	21	124	0	5	5.75	74.48	397.75	428	91	33	407	326	1.00	2.53		
		cc4	-62.7	-41.7	21	63	1	5	5.75	74.48	354.25	428	52	10	385	323	1.00	4.46		
		cc1	-107	167.4	21	107	-2	24	8.24	10.51	251.11	87	30	137	234	234	0.84	2.07		
		cc2	-90.3	66.22	21	90	-1	18	8.24	10.51	185.03	87	12	78	178	178	0.83	1.83		
		cc3	-58.6	115.2	21	59	-2	24	8.24	10.51	251.11	87	28	87	215	215	0.85	3.13		
		cc4	-41.7	13.97	21	42	0	11	8.24	10.51	114.03	87	14	28	123	123	0.87	2.22		
cc1	167.4	167.4	21	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-			
cc2	66.22	66.22	21	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-			
cc3	115.2	115.2	21	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-			
cc4	13.97	13.97	21	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-			
C8_G7	P1	cc1	-115	-55.2	40	115	0	5	5.75	74.48	396.42	428	85	30	429	329	1.00	2.45		
		cc2	-108	-67.1	40	108	1	5	5.75	74.48	363.11	428	87	20	401	325	1.00	2.53		
		cc3	-61.7	-25.9	40	62	0	6	5.75	74.48	411.68	428	44	18	494	336	1.00	3.63		
		cc4	-53.9	-37.8	40	54	1	5	5.75	74.48	347.49	428	46	8	451	332	1.00	3.76		
		cc1	-55.2	105.2	40	55	-2	24	8.24	10.51	251.11	87	25	80	183	183	0.85	2.07		
		cc2	-67.1	41.03	40	67	-1	15	8.24	10.51	159.75	87	13	54	151	151	0.84	1.56		
		cc3	-25.9	69.43	40	26	-3	24	8.24	10.51	251.11	87	22	48	168	168	0.86	2.28		
		cc4	-37.8	5.238	40	38	0	9	8.24	10.51	91.38	87	16	22	121	121	0.89	1.52		
		cc1	105.2	105.2	40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		cc2	41.03	41.03	40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		cc3	69.43	69.43	40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		cc4	5.238	5.238	40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		C8_G8	P1	cc1	-80.8	0.912	-22	81	0	8	6.78	21.19	163.30	144	40	41	170	170	1.00	1.90
				cc2	-49.7	-38.9	-22	50	1	4	6.78	21.19	94.55	144	44	5	111	111	1.00	1.78
				cc3	2.25	13.14	-22	0	0	8	6.78	21.19	161.78	144	8	5	249	249	1.00	6.51
				cc4	33.41	-26.6	-22	27	-1	24	6.78	21.19	506.33	144	3	30	292	290	1.00	6.28
cc1	0.912			41.78	-22	0	0	8	5.70	84.74	647.12	483	21	20	837	349	1.00	9.13		
cc2	-38.9			-33.4	-22	39	1	4	5.70	84.74	363.05	483	36	3	442	331	1.00	6.10		
cc3	13.14			18.59	-22	0	0	8	5.70	84.74	647.12	483	16	3	837	349	1.00	9.13		
cc4	-26.6			-56.6	-22	57	0	5	5.70	84.74	453.38	483	42	15	497	336	1.00	4.94		
cc1	41.78			78.84	-22	0	0	8	5.64	103.09	787.21	581	60	19	1006	351	1.00	9.18		
cc2	-33.4			-28.5	-22	33	1	4	5.64	103.09	443.32	581	31	2	560	340	1.00	6.74		
cc3	18.59			23.52	-22	0	0	8	5.64	103.09	787.21	581	21	2	1006	351	1.00	9.18		
cc4	-56.6			-83.9	-22	84	1	5	5.64	103.09	487.72	581	70	14	515	338	1.00	3.67		
C9_G9	P1			cc1	172	-64.4	-44	64	-3	24	6.78	21.19	506.33	144	54	118	330	309	1.00	3.10
				cc2	174.2	1.664	-46	0	0	8	6.78	21.19	161.78	144	88	86	249	249	1.00	3.13
				cc3	226.6	-12.8	-45	13	-18	24	6.78	21.19	506.33	144	107	120	338	312	1.00	3.97
				cc4	228.8	53.22	-47	0	0	8	6.78	21.19	161.78	144	141	88	249	249	1.00	3.08
		cc1	-64.4	-183	-44	183	0	6	5.70	84.74	490.02	483	123	59	509	337	1.00	1.70		
		cc2	1.664	-84.6	-46	85	0	8	5.70	84.74	657.89	483	41	43	694	346	1.00	2.98		
		cc3	-12.8	-133	-45	133	0	7	5.70	84.74	594.75	483	73	60	620	343	1.00	2.24		
		cc4	53.22	-34.5	-47	35	-2	24	5.70	84.74	2025.33	483	9	44	914	350	1.00	3.98		
		cc1	-183	-290	-44	290	1	5	5.64	103.09	500.49	581	236	54	510	337	1.00	1.13		
		cc2	-84.6	-163	-46	163	1	5	5.64	103.09	534.65	581	124	39	565	341	1.00	1.88		
		cc3	-133	-241	-45	241	1	5	5.64	103.09	524.87	581	187	54	539	339	1.00	1.34		
		cc4	-34.5	-114	-47	114	0	6	5.64	103.09	617.32	581	74	40	671	345	1.00	2.47		
		C10_APP	P1	cc1	179.9	-46.8	101	47	-4	24	6.78	33.10	791.14	224	67	113	432	330	1.00	1.82
				cc2	190.2	1.419	101	0	0	8	6.78	33.10	252.78	224	96	94	389	323	1.00	1.85
				cc3	214.4	-14	101	14	-15	24	6.78	33.10	791.14	224	100	114	446	331	1.00	1.89
				cc4	224.6	34.19	101	0	0	8	6.78	33.10	252.78	224	129	95	389	323	1.00	1.85
cc1	-46.8			-160	101	160	0	6	5.70	132.41	798.94	755	103	57	929	350	1.00	1.48		
cc2	1.419			-92.9	101	93	0	8	5.70	132.41	1024.10	755	46	47	1147	352	1.00	1.78		
cc3	-14			-128	101	128	0	7	5.70	132.41	919.77	755	71	57	1052	351	1.00	1.62		
cc4	34.19			-61	101	61	-1	14	5.70	132.41	1891.25	755	13	48	1320	352	1.00	1.91		
cc1	-160			-249	101	249	1	5	5.56	213.96	1031.54	1190	205	45	1149	352	1.00	1.16		
cc2	-92.9			-167	101	167	1	5	5.56	213.96	1085.34	1190	130	37	1296	352	1.00	1.46		
cc3	-128			-218	101	218	1	5	5.56	213.96	1064.75	1190	173	45	1209	352	1.00	1.26		
cc4	-61			-136	101	136	0	5	5.56	213.96	1160.31	1190	98	37	1424	353	1.00	1.59		

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

CONCI	P	cc	My min																	
			σ_{sup}	σ_{inf}	τ_{med}	σ_1	ψ	k_{σ}	k_{τ}	$\sigma_{cr,0}$	σ_{cr}	τ_{cr}	σ_N	σ_M	$\sigma_{cr,id}$	$\sigma_{cr,red}$	$v\beta$	η		
C1_APP	P1	cc1	-66.6	44.5	-58	67	-1	16	12.48	8.62	141.42	108	11	56	165	165	0.83	1.37		
		cc2	-85.7	56.6	-57	86	-1	16	12.48	8.62	140.26	108	15	71	159	159	0.83	1.22		
		cc3	9.6	-5.8	-58	6	-2	24	12.48	8.62	205.94	108	2	8	188	188	0.84	1.87		
		cc4	-9.5	6.2	-57	9	-1	16	12.48	8.62	140.19	108	2	8	184	184	0.83	1.86		
		cc1	44.5	44.5	-58	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		cc2	56.6	56.6	-57	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		cc3	-5.8	-5.8	-58	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		cc4	6.2	6.2	-57	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		cc1	44.5	44.5	-58	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		cc2	56.6	56.6	-57	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		cc3	-5.8	-5.8	-58	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		cc4	6.2	6.2	-57	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		C1_G1	P1	cc1	-200.2	-52.8	-26	200	0	6	6.07	47.67	293.64	290	126	74	297	294	1.00	1.43
				cc2	-156.89	-42.6	-24	157	0	6	6.07	47.67	291.94	290	100	57	297	294	1.00	1.81
				cc3	-134.18	-20.1	-25	134	0	7	6.07	47.67	320.44	290	77	57	327	308	1.00	2.18
				cc4	-90.866	-9.89	-24	91	0	7	6.07	47.67	331.22	290	50	40	343	313	1.00	3.14
cc1	-52.771			233.2	-26	53	-4	24	8.11	12.67	302.70	103	90	143	266	266	0.88	3.84		
cc2	-42.599			179.1	-24	43	-4	24	8.11	12.67	302.70	103	68	111	256	256	0.88	4.26		
cc3	-20.064			201.3	-25	20	-10	24	8.11	12.67	302.70	103	91	111	271	271	0.89	5.66		
cc4	-9.892			147.2	-24	10	-15	24	8.11	12.67	302.70	103	69	79	264	264	0.89	6.22		
cc1	233.246			233.2	-26	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
cc2	179.121			179.1	-24	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
cc3	201.322			201.3	-25	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
cc4	147.197			147.2	-24	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
cc1	-222.39			-63.9	-23	222	0	5	5.81	74.48	408.90	433	159	63	412	327	1.00	1.45		
cc2	-145.49			-47.1	-23	145	0	5	5.81	74.48	401.30	433	106	39	409	327	1.00	2.17		
cc3	-130.23			-20.2	-23	130	0	6	5.81	74.48	439.29	433	86	44	449	332	1.00	2.44		
cc4	-53.332			-3.37	-23	53	0	6	5.81	74.48	463.25	433	33	20	506	337	1.00	5.09		
cc1	-63.948	241.8	-23	96	-3	24	8.67	10.51	251.11	91	73	169	237	237	0.86	2.29				
cc2	-47.102	142.8	-23	67	-2	24	8.67	10.51	251.11	91	38	105	223	223	0.85	2.89				
cc3	-20.215	192.1	-23	42	-5	24	8.67	10.51	251.11	91	75	117	227	227	0.88	3.94				
cc4	-3.3693	93.06	-23	13	-7	24	8.67	10.51	251.11	91	40	53	205	205	0.89	4.95				
cc1	241.843	241.8	-23	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-			
cc2	142.785	142.8	-23	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-			
cc3	192.117	192.1	-23	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-			
cc4	93.0584	93.06	-23	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-			
C3_G2	P1	cc1	-149.08	-31.2	15	149	0	6	6.07	47.67	305.76	290	90	59	308	300	1.00	1.98		
		cc2	-68.92	-14	16	69	0	6	6.07	47.67	307.26	290	41	27	317	304	1.00	4.11		
		cc3	-61.86	8.773	15	62	0	9	6.07	47.67	415.93	290	27	35	420	328	1.00	4.87		
		cc4	18.3009	26.01	16	0	0	8	6.07	47.67	364.00	290	22	4	502	337	1.00	12.22		
		cc1	-31.236	196.2	15	31	-6	24	8.08	12.80	305.85	103	82	114	284	284	0.88	6.96		
		cc2	-14.002	91.99	16	14	-7	24	8.08	12.80	305.85	103	39	53	248	248	0.88	8.12		
		cc3	8.77301	145.1	15	0	0	8	8.08	12.80	97.72	103	77	68	179	179	0.91	6.71		
		cc4	26.0066	40.88	16	0	0	8	8.08	12.80	97.72	103	33	7	179	179	0.96	6.50		
		cc1	196.206	196.2	15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		cc2	91.9894	91.99	16	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		cc3	145.095	145.1	15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		cc4	40.8785	40.88	16	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		cc1	59.0293	-46.4	-80	46	-1	24	6.99	21.19	506.33	148	6	53	269	269	1.00	1.83		
		cc2	61.1679	15.08	-81	0	0	8	6.99	21.19	161.78	148	38	23	257	257	1.00	1.82		
		cc3	110.388	2.097	-81	0	0	8	6.99	21.19	161.78	148	56	54	257	257	1.00	1.84		
		cc4	112.526	63.6	-82	0	0	8	6.99	21.19	161.78	148	88	24	257	257	1.00	1.82		
cc1	-46.423	-99.1	-80	99	0	5	5.75	84.74	453.91	488	73	26	579	341	1.00	2.00				
cc2	15.0788	-7.97	-81	8	-2	24	5.75	84.74	2025.33	488	4	12	850	349	1.00	2.47				
cc3	2.0974	-52	-81	52	0	8	5.75	84.74	669.88	488	25	27	767	347	1.00	2.33				
cc4	63.5995	39.14	-82	0	0	8	5.75	84.74	647.12	488	51	12	844	349	1.00	2.47				
cc1	-99.15	-147	-80	147	1	5	5.68	103.09	487.93	586	123	24	581	341	1.00	1.69				
cc2	-7.9657	-28.9	-81	29	0	6	5.68	103.09	629.30	586	18	10	916	350	1.00	2.43				
cc3	-52.048	-101	-81	101	1	5	5.68	103.09	536.31	586	77	25	684	345	1.00	2.00				
cc4	39.1362	16.96	-82	0	0	8	5.68	103.09	787.21	586	28	11	1014	351	1.00	2.48				
C4_APP	P1	cc1	83.8933	-58.3	47	58	-1	24	6.78	33.10	791.14	224	13	71	461	333	1.00	3.32		
		cc2	87.9046	-5.19	47	5	-17	24	6.78	33.10	791.14	224	41	47	439	331	1.00	4.03		
		cc3	123.163	-21	47	21	-6	24	6.78	33.10	791.14	224	51	72	454	332	1.00	3.93		
		cc4	127.174	32.12	47	0	0	8	6.78	33.10	252.78	224	80	48	389	323	1.00	3.95		
		cc1	-58.299	-129	47	129	0	5	5.70	132.41	717.32	755	94	36	780	348	1.00	2.27		
		cc2	-5.1936	-51.7	47	52	0	7	5.70	132.41	926.57	755	28	23	1077	351	1.00	3.63		
		cc3	-20.981	-93.1	47	93	0	6	5.70	132.41	839.12	755	57	36	931	350	1.00	2.82		
		cc4	32.1238	-15.4	47	15	-2	24	5.70	132.41	3164.57	755	8	24	1352	353	1.00	4.24		
		cc1	-129.39	-185	47	185	1	5	5.56	213.96	999.48	1190	157	28	1052	351	1.00	1.73		
		cc2	-51.743	-88.4	47	88	1	5	5.56	213.96	1066.27	1190	70	18	1245	352	1.00	2.92		
		cc3	-93.054	-150	47	150	1	5	5.56	213.96	1044.08	1190	121	28	1121	351	1.00	2.06		
		cc4	-15.401	-52.8	47	53	0	6	5.56	213.96	1291.37	1190	34	19	1581	353	1.00	3.63		
		cc1	70.2408	-54.9	-92	55	-1	24	6.78	21.19	506.33	144	8	63	262	262	1.00	1.55		
		cc2	73.9559	7.685	-93	0	0	8	6.78	21.19	161.78	144	41	33	249	249	1.00	1.54		
		cc3	121.382	-6.6	-93	7	-18	24	6.78	21.19	506.33	144	57	64	271	271	1.00	1.69		
		cc4	125.097	56.02	-93	0	0	8	6.78	21.19	161.78	144	91	35	249	249	1.00	1.54		
cc1	-54.938	-118	-92	118	0	5	5.70	84.74	454.13	483	86	31	572	341	1.00	1.72				
cc2	7.6852	-25.5	-93	25	0	10	5.70	84.74	884.67	483	9	17	819	348	1.00	2.14				
cc3	-6.6011	-70.6	-93	71	0	7	5.70	84.74	596.42	483	39	32	723	346	1.00	1.98				
cc4	56.0217	21.48	-93	0	0	8	5.70	84.74	647.12	483	39	17	837	349	1.00	2.16				
cc1	-117.53	-174	-92	174	1	5	5.64	103.09	488.02	581	146	28	576	341	1.00	1.44				
cc2	-25.45	-55.5	-93	55	0	5	5.64	103.09	555.57	581	40	15	817	348	1.00	2.04				
cc3	-70.593	-129	-93	129	1	5	5.64	103.09	525.16	581	100	29	655	344	1.00	1.67				
cc4	21.4842	-9.83	-93	10	-2	24	5.64	103.09	2463.77	581	6	16	1015	351	1.00	2.17				

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

C5_G5	P1	cc1	-127.96	-61.1	-67	128	0	5	5.75	74.48	396.64	428	95	33	460	333	1.00	1.92	
		cc2	-44.859	-31.9	-67	45	1	5	5.75	74.48	345.48	428	38	6	545	340	1.00	2.71	
		cc3	-81.568	-16.1	-67	82	0	6	5.75	74.48	482.44	428	49	33	575	341	1.00	2.39	
		cc4	1.52973	13.13	-67	0	0	8	5.75	74.48	568.76	428	7	6	742	347	1.00	2.97	
		cc1	-61.079	60.14	-67	61	-1	23	6.69	22.67	532.73	152	0	61	287	286	1.00	2.17	
		cc2	-31.89	-8.38	-67	32	0	6	6.69	22.67	139.73	152	20	12	223	223	1.00	1.84	
		cc3	-16.054	102.7	-67	16	-6	24	6.69	22.67	541.85	152	43	59	287	287	1.00	2.43	
		cc4	13.1349	34.17	-67	0	0	8	6.69	22.67	173.13	152	24	11	263	263	1.00	2.25	
		cc1	60.1378	117	-67	0	0	8	5.64	103.09	787.21	581	89	28	1006	351	1.00	3.00	
		cc2	-8.3844	2.639	-67	8	0	11	5.64	103.09	1092.58	581	3	6	996	350	1.00	2.99	
		cc3	102.691	158.4	-67	0	0	8	5.64	103.09	787.21	581	131	28	1006	351	1.00	3.00	
		cc4	34.1693	44.03	-67	0	0	8	5.64	103.09	787.21	581	39	5	1006	351	1.00	3.00	
C6_G6	P1	cc1	-236.88	-90.6	-40	237	0	6	5.75	74.48	422.03	428	164	73	431	330	1.00	1.34	
		cc2	-151.73	-60.7	-40	152	0	6	5.75	74.48	417.16	428	106	46	437	330	1.00	1.98	
		cc3	-153.75	-45.3	-40	154	0	6	5.75	74.48	448.66	428	100	54	467	334	1.00	1.98	
		cc4	-68.595	-15.3	-40	69	0	6	5.75	74.48	472.72	428	42	27	536	339	1.00	3.49	
		cc1	-90.592	298.9	-40	91	-3	24	8.24	10.51	251.11	87	104	195	218	218	0.87	1.91	
		cc2	-60.651	181.8	-40	61	-3	24	8.24	10.51	251.11	87	61	121	198	198	0.87	2.16	
		cc3	-45.271	243.5	-40	45	-5	24	8.24	10.51	251.11	87	99	144	208	208	0.88	2.52	
		cc4	-15.33	126.5	-40	15	-8	24	8.24	10.51	251.11	87	56	71	186	186	0.89	2.64	
		cc1	298.902	298.9	-40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc2	181.846	181.8	-40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc3	243.545	243.5	-40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc4	126.489	126.5	-40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
C7_MEZZ	P1	cc1	-249.02	-94.4	-20	249	0	6	5.75	74.48	423.00	428	172	77	425	329	1.00	1.31	
		cc2	-172.89	-67.7	-20	173	0	6	5.75	74.48	419.49	428	120	53	424	329	1.00	1.86	
		cc3	-162.61	-45.8	-20	163	0	6	5.75	74.48	452.74	428	104	58	457	333	1.00	2.00	
		cc4	-86.481	-19.1	-20	86	0	6	5.75	74.48	473.58	428	53	34	488	336	1.00	3.60	
		cc1	-94.388	317.3	-20	94	-3	24	8.24	10.51	251.11	87	111	206	240	240	0.87	2.38	
		cc2	-67.671	212.5	-20	68	-3	24	8.24	10.51	251.11	87	72	140	230	230	0.87	3.03	
		cc3	-45.836	265.1	-20	46	-6	24	8.24	10.51	251.11	87	110	155	235	235	0.88	4.08	
		cc4	-19.119	160.2	-20	19	-8	24	8.24	10.51	251.11	87	71	90	224	224	0.89	5.63	
		cc1	317.32	317.3	-20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc2	212.483	212.5	-20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc3	265.068	265.1	-20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc4	160.231	160.2	-20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
C8_G7	P1	cc1	-186.96	-65.6	2	187	0	6	5.75	74.48	431.16	428	126	61	431	330	1.00	1.76	
		cc2	-135.14	-47.7	3	135	0	6	5.75	74.48	430.68	428	91	44	431	330	1.00	2.44	
		cc3	-133.16	-36.3	2	133	0	6	5.75	74.48	455.81	428	85	48	456	333	1.00	2.50	
		cc4	-81.343	-18.3	3	81	0	6	5.75	74.48	472.08	428	50	32	472	334	1.00	4.10	
		cc1	-65.632	257.4	2	66	-4	24	8.24	10.51	251.11	87	96	162	251	251	0.87	3.81	
		cc2	-47.661	185.3	3	48	-4	24	8.24	10.51	251.11	87	69	116	250	250	0.87	5.23	
		cc3	-36.296	221.6	2	36	-6	24	8.24	10.51	251.11	87	93	129	251	251	0.88	6.86	
		cc4	-18.324	149.5	3	18	-8	24	8.24	10.51	251.11	87	66	84	251	251	0.89	13.30	
		cc1	257.4	257.4	2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc2	185.256	185.3	3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc3	221.607	221.6	2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc4	149.463	149.5	3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
C8_G8	P1	cc1	-158.56	-34.6	-66	159	0	9	6.78	21.19	200.83	144	62	97	208	208	1.00	1.06	
		cc2	-73.429	16.33	-66	73	0	10	6.78	21.19	201.77	144	29	45	221	221	1.00	1.62	
		cc3	-75.48	46.83	-66	75	-1	15	6.78	21.19	325.66	144	14	61	260	260	1.00	1.89	
		cc4	9.65251	28.56	-66	0	0	8	6.78	21.19	161.78	144	19	9	249	249	1.00	2.17	
		cc1	34.6014	131.2	-66	0	0	8	5.70	84.74	647.12	483	83	48	837	349	1.00	3.03	
		cc2	16.3322	61.21	-66	0	0	8	5.70	84.74	647.12	483	39	22	837	349	1.00	3.03	
		cc3	46.8303	108	-66	0	0	8	5.70	84.74	647.12	483	77	31	837	349	1.00	3.03	
		cc4	28.5611	38.02	-66	0	0	8	5.70	84.74	647.12	483	33	5	837	349	1.00	3.03	
		cc1	131.183	218.8	-66	0	0	8	5.64	103.09	787.21	581	175	44	1006	351	1.00	3.05	
		cc2	61.213	101.9	-66	0	0	8	5.64	103.09	787.21	581	82	20	1006	351	1.00	3.05	
		cc3	107.986	163.4	-66	0	0	8	5.64	103.09	787.21	581	136	28	1006	351	1.00	3.05	
		cc4	38.0154	46.59	-66	0	0	8	5.64	103.09	787.21	581	42	4	1006	351	1.00	3.05	
C9_G9	P1	cc1	82.2576	-51.9	-92	52	-2	24	6.78	21.19	506.33	144	15	67	263	263	1.00	1.57	
		cc2	84.44	14.18	-94	0	0	8	6.78	21.19	161.78	144	49	35	249	249	1.00	1.53	
		cc3	136.824	-0.32	-93	0	-423	24	6.78	21.19	506.33	144	68	69	276	276	1.00	1.72	
		cc4	139.007	65.74	-95	0	0	8	6.78	21.19	161.78	144	102	37	249	249	1.00	1.52	
		cc1	-51.881	-119	-92	119	0	5	5.70	84.74	463.38	483	85	34	578	341	1.00	1.72	
		cc2	14.1777	-21	-94	21	-1	16	5.70	84.74	1394.24	483	3	18	836	349	1.00	2.13	
		cc3	-0.3231	-68.9	-93	69	0	8	5.70	84.74	644.37	483	35	34	744	347	1.00	1.99	
		cc4	65.7355	29.1	-95	0	0	8	5.70	84.74	647.12	483	47	18	837	349	1.00	2.13	
		cc1	-118.95	-180	-92	180	1	5	5.64	103.09	491.52	581	149	30	575	341	1.00	1.42	
		cc2	-20.953	-52.8	-94	53	0	6	5.64	103.09	578.52	581	37	16	838	349	1.00	2.04	
		cc3	-68.897	-131	-93	131	1	5	5.64	103.09	532.67	581	100	31	659	345	1.00	1.66	
		cc4	29.0999	-4.12	-95	4	-7	24	5.64	103.09	2463.77	581	12	17	1022	351	1.00	2.14	
C10_APP	P1	cc1	100.599	-44.5	50	45	-2	24	6.78	33.10	791.14	224	28	73	448	332	1.00	3.39	
		cc2	101.181	-0.87	50	1	-117	24	6.78	33.10	791.14	224	50	51	447	332	1.00	3.81	
		cc3	135.076	-11.7	50	12	-12	24	6.78	33.10	791.14	224	62	73	459	333	1.00	3.79	
		cc4	135.658	31.9	50	0	0	8	6.78	33.10	252.78	224	84	52	389	323	1.00	3.72	
		cc1	-44.509	-117	50	117	0	6	5.70	132.41	751.40	755	81	36	831	348	1.00	2.39	
		cc2	-0.8685	-51.9	50	52	0	8	5.70	132.41	995.97	755	26	26	1122	351	1.00	3.47	
		cc3	-11.739	-85.1	50	85	0	7	5.70	132.41	898.51	755	48	37	998	350	1.00	2.88	
		cc4	31.9016	-20	50	20	-2	24	5.70	132.41	3164.57	755	6	26	1352	353	1.00	3.95	
		cc1	-117.06	-174	50	174	1	5	5.56	213.96	1014.13	1190	146	29	1080	351	1.00	1.80	
		cc2	-51.893	-92	50	92	1	5	5.56	213.96	1080.19	1190	72	20	1264	352	1.00	2.78	
		cc3	-85.146	-143	50	143	1	5	5.56	213.96	1059.79	1190	114	29	1153	352	1.00	2.10	
		cc4	-19.977	-60.8	50	61	0	6	5.56	213.96	1258.04	1190	40	20	1534	353	1.00	3.33	

9.2.2 Stabilità delle piattabande (verifica globale, flessotorsionale)

Piattabanda superiore compressa in campata

La piattabanda superiore è impedita di instabilizzarsi in esercizio dalla presenza dei pioli di collegamento tra trave e soletta. Al fine di cautelarsi da eventuali fenomeni di instabilità durante le fasi di getto della soletta per la piattabanda superiore, si effettua una verifica a sbandamento laterale della piattabanda compressa supposta isolata dalla restante trave ([CNR10011] §7.3.2.2.2). A parziale vincolo di tale cinematico si considera la presenza dei diaframmi di campata.

Piattabanda superiore:

$h = 3000$ mm	altezza trave
$L = 2500$ mm	passo tra due ritegni torsionali successivi
$b = 800$ mm	larghezza piattabanda
$t_f = 30$ mm	spessore piattabanda
$A = 24000$ mm ²	area ala
$J = 5.29 \cdot 10^{10}$ mm ⁴	momento di inerzia ala
$r = 1485$	raggio di inerzia
$\lambda = 1.18$	snellezza ($0.7 \cdot L/r$)
$\omega = 1.00$	coefficiente dimensionale (prospetto 7-IV-c per $t < 40$ mm)

$\sigma = 98.61$ MPa (concio C7_mezz) tensione massima di compressione (getto)

$\omega \cdot \sigma = 1.00 \cdot 98.61$ MPa = $98.61 \leq \sigma_{amm} = 355/1.25 = 284$ MPa resistenza di progetto

Piattabanda inferiore compressa sull'appoggio

La piattabanda inferiore è compressa sull'appoggio in esercizio. Al fine di cautelarsi da eventuali fenomeni di instabilità, si effettua una verifica a sbandamento laterale della piattabanda compressa supposta isolata dalla restante trave ([CNR10011] §7.3.2.2.2). A parziale vincolo di tale cinematico si considera la presenza dei diaframmi di campata.

Piattabanda inferiore :

$h = 3000$ mm	altezza trave
$L = 2500$ mm	passo tra due ritegni torsionali successivi
$b = 1300$ mm + 1200 mm	larghezza piattabanda + raddoppio
$t_f = 40 + 40$ mm	spessore piattabanda + raddoppio
$A = 100000$	area ala
$J = 2.13 \cdot 10^{11}$	momento di inerzia ala
$r = 1460$	raggio di inerzia
$\lambda = 1.45$	snellezza ($0.7 \cdot L/r$)
$\omega = 1.20$	coefficiente dimensionale (prospetto 7-IV-c per $t < 40$ mm)

$\sigma = 276$ MPa (concio C10_app) tensione massima di compressione (esercizio)

$\omega \cdot \sigma = 1.00 \cdot 276$ MPa = $276 \leq \sigma_{amm} = 355/1.25 = 284$ MPa resistenza di progetto

9.2.3 Stabilità degli irrigidimenti trasversali in corrispondenza degli appoggi

- Carico di punta

In accordo con [CNR 10030] §6.3, la sezione di verifica considerata è pari all'irrigidimento trasversale più un'aliquota dell'anima non inferiore a 12 volte il suo spessore (per ciascun lato).

$t_s = 20\text{ mm}$	spessore irrigidimento centrale
$t_l = 20\text{ mm}$	spessore irrigidimento laterale
$h_s = 250\text{ mm}$	larghezza irrigidimento centrale (simmetrico rispetto all'anima)
$h_l = 250\text{ mm}$	larghezza irrigidimento laterale (simmetrico rispetto all'anima)
$t_w = 20\text{ mm}$	spessore anima

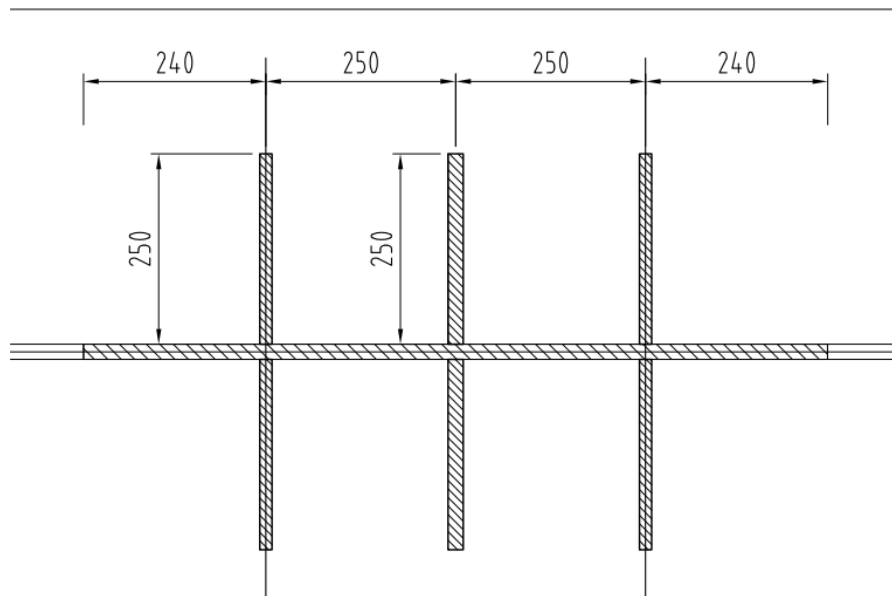


Figura 9.1 – Sezione dell'irrigidimento utilizzata nelle verifiche

$A = 49.59 \cdot 10^3\text{ mm}^2$	area della sezione
$J = 70.36 \cdot 10^7\text{ mm}^4$	momento d'inerzia
$i = 120\text{ mm}$	giratore d'inerzia
$L_0 = 2940\text{ mm}$	luce libera d'inflessione (h_{anima})
$\lambda = 24.5$	snellezza dell'irrigidimento
$\omega_{\text{Fe510,c}}(\lambda = 25) = 1.06$	coefficiente ω
$N_{\text{RD}} = f_{\text{yd}} \cdot A / \omega = 355 / 1.25 \cdot 49.59 / 1.06 = 13286\text{ kN}$	massimo sforzo resistente

Essendo la portata degli appoggi ($\approx 11110\text{ kN}$) inferiore al massimo sforzo resistente sull'irrigidimento la verifica risulta soddisfatta.

- **Verifica dei rapporti larghezza-spessore della nervatura**

Per le nervature in piatto semplice dovrà risultare:

$$h_s/t_s \leq 15 \varepsilon$$

Essendo:

$$\varepsilon = (235/f_y)^{1/2}$$

$h_s = 250$ mm larghezza di ciascun piatto costituente la nervatura;

$t_s = 20$ mm spessore piatto;

$f_y = 355$ MPa tensione di snervamento.

In definitiva avremo:

$$250/20 < 15 \cdot (235/355)^{1/2} \rightarrow 12 < 12.20$$

La verifica risulta soddisfatta

9.3 VERIFICHE A FATICA

In accordo con [DM2018] §4.2.4.1.4 si riportano di seguito le verifiche a fatica degli elementi maggiormente interessati da questo fenomeno.

Affinché la verifica risulti soddisfatta la variazione di tensione ($\Delta s_{max}, \Delta t_{max}$) ad opera dei carichi ciclici deve risultare inferiore al rispettivo valore ammissibile ($\Delta s_D, \Delta t_D$) del particolare in esame:

Il modello di carico di fatica per vita illimitata è costituito dallo schema di carico 1 [DM2018 §5.1.3.3.5] con i valori dei carichi concentrati ridotti del 30% e valori dei carichi distribuiti ridotti del 70%. La verifica a vita illimitata si esegue controllando che:

$$\Delta\sigma_{max,d} = \gamma_{Mf} \cdot \Delta\sigma_{max} \leq \Delta\sigma_D$$

$$\Delta\tau_{max,d} = \gamma_{Mf} \cdot \Delta\tau_{max} \leq \Delta\tau_D = \Delta\tau_L$$

in cui:

$\gamma_{Mf} = 1$ coefficiente di maggiorazione da normativa

$\gamma_M = 1.35$ coefficiente riduttivo per conseguenze significative

Dove $\Delta s_{max,d}$ e $\Delta t_{max,d}$ sono, rispettivamente, i valori di progetto delle massime escursioni di tensioni normali e tangenziali indotte nel dettaglio considerato dallo spettro di carico per le verifiche a vita illimitata e $\Delta\sigma_D$ e $\Delta\tau_D$ sono i limiti di fatica ad ampiezza costante pari a:

$$\Delta\sigma_D = 0.737\Delta\sigma_R$$

$$\Delta\tau_D = 0.457\Delta\tau_R$$

Di seguito si riportano le verifiche degli elementi principali:

Dettagli per saldature longitudinali a cordone d'angolo tra piattabande ed anime (EN1993-1-9 Tabella 8.2)

$$\Delta\sigma_R = 125 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{MAX} = 44.6 \text{ MPa (C7_mezz)} < \Delta\sigma_D = 0.737 \cdot 125 / 1.35 = 68.25 \text{ MPa}$$

Dettagli per saldature trasversali a piena penetrazione tra lamiera (EN 1993-1-9 Tab. 8.3)

$$\Delta\sigma_R = 71 \text{ MPa} \quad (\text{per spessori} < 25 \text{ mm})$$

$$\Delta\sigma_R = (25/t)^{0.2} \cdot 71 = 64.63 \text{ MPa} \quad (\text{per spessori} > 25 \text{ mm})$$

$$\Delta\sigma_{MAX} = 32.9 \text{ MPa (C8_G7)} < \Delta\sigma_D = 0.737 \cdot 64.63 / 1.35 = 35.28 \text{ MPa (t=40 mm)}$$

Particolari saldati (EN1993-1-9 Tabella 8.4)

Pioli per collaborazione con calcestruzzo $\Delta\tau_R = 80 \text{ MPa}$

Irrigidimenti trasversali e longitudinali (sp=16÷20 mm) $\Delta\sigma_R = 80 \text{ MPa}$

$$\Delta\tau_{max} = 291/19 = 15.31 \text{ MPa (C10_app)} < \Delta\tau_D = 0.457 * 80/1.35 = 27.08 \text{ MPa (Pioli)}$$
$$\Delta\sigma_{max} = 18.77 \text{ MPa} < \Delta\sigma_D = 0.737 * 80/1.35 = 43.67 \text{ MPa (Irrigidimenti d'appoggio)}$$

Dettagli per saldature di travi composte (raddoppi di piattabanda) (EN 1993-1-9 Tab. 8.5)

$$\Delta\sigma_R = 40 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{MAX} = 21 \text{ MPa (C4_app)} < D_{sD} = 0.737 * 40/1.35 = 21.83 \text{ MPa}$$

Dettagli per giunti bullonati con coprigiunti doppi e bulloni AR (EN1993-1-9 Tabella 8.1)

$$\Delta\sigma_R = 112 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{max} = 30.0 \text{ MPa (Diaframma D1)} < \Delta\sigma_D = 0.737 * 112/1.35 = 61.14 \text{ MPa}$$

Le verifiche risultano soddisfatte.

9.4 VERIFICA AGLI STATI LIMITE D'ESERCIZIO DELLA SOLETTA IN DIREZIONE LONGITUDINALE

Si effettuano le seguenti verifiche agli stati limite di esercizio:

- stato limite delle tensioni in esercizio;
- stato limite di fessurazione.

Nel primo caso, si esegue il controllo delle tensioni nei materiali supponendo una legge costitutiva tensioni-deformazioni di tipo lineare. In particolare, si controlla la tensione massima di compressione del calcestruzzo e di trazione dell'acciaio, verificando che:

- $\sigma_{cls} < 0.60f_{ck}$ per combinazione rara delle azioni;
- $\sigma_{cls} < 0.45f_{ck}$ per combinazione quasi permanente delle azioni;
- $\sigma_f < 0.80 f_{yk}$.

Di seguito si riportano le tensioni (in MPa) relative alla combinazione rara SLE:

Sezione	Max Fz		Min Fz		Max My		Min My	
	σ_{cls}	σ_f	σ_{cls}	σ_f	σ_{cls}	σ_f	σ_{cls}	σ_f
C1_APP	0	18	0	17	0	18	0	17
C1_G1	0.0	33.1	-0.3	23.6	0.0	33.1	-4.0	35.1
C2_MEZZ	-0.4	36.6	-0.8	28.5	-0.4	36.6	-4.4	28.2
C3_G2	0.0	76.1	0.0	68.4	0.0	76.1	-4.2	24.9
C3_G3	0.0	95.9	0.0	92.9	0.0	95.9	-2.1	10.4
C4_APP	0.0	93.4	0.0	92.8	0.0	93.4	-1.4	19.2
C5_G4	-0.5	20.4	-1.5	13.6	-0.5	19.8	-1.5	13.6
C5_G5	-2.6	28.7	-2.0	32.3	-2.6	28.6	-5.5	45.2
C6_G6	-1.9	36.3	-2.4	30.8	-1.9	36.3	-6.9	55.4
C7_MEZZ	-0.3	22.4	-0.8	14.2	-0.3	22.4	-5.3	33.9
C8_G7	-0.7	44.8	-1.3	33.6	-0.7	44.8	-6.2	46.8
C8_G8	-1.0	59.9	-1.4	51.6	-1.0	59.9	-5.9	46.7
C9_G9	0.0	98.8	0.0	96.2	0.0	98.8	-1.9	16.0
C10_APP	0.0	98.2	0.0	97.1	0.0	98.2	-1.4	19.5

Nel secondo caso, si assume che le condizioni ambientali del sito in cui sorge l'opera siano aggressive e si verifica che il valore limite di apertura della fessura, calcolato per armature poco sensibili, sia al più pari ai seguenti valori nominali:

- $w_1 = 0.2 \text{ mm}$ per combinazione delle azioni quasi permanente;
- $w_2 = 0.3 \text{ mm}$ per combinazione delle azioni frequente.

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

Sezione	Max Fz	Min Fz	Max My	Min My
	σ_f	σ_f	σ_f	σ_f
C1_APP	18	17	18	17
C1_G1	24.0	16.9	24.0	30.8
C2_MEZZ	28.4	22.3	28.4	24.0
C3_G2	61.0	55.3	61.0	20.7
C3_G3	76.6	74.3	76.6	12.4
C4_APP	77.6	77.2	77.6	22.0
C5_G4	20.0	14.8	19.5	14.8
C5_G5	28.9	26.6	28.8	41.3
C6_G6	29.2	31.6	29.2	50.0
C7_MEZZ	17.1	10.9	17.1	28.5
C8_G7	32.7	24.2	32.7	41.2
C8_G8	45.6	39.4	45.6	42.4
C9_G9	79.7	77.8	79.7	17.6
C10_APP	81.5	80.7	81.5	22.5

L'armatura longitudinale della soletta [(1+1) ϕ 16/20].

In base alle tabelle 7.1 e 7.2 dell'EN1994-2, tali tensioni, in relazione al diametro e al passo delle barre utilizzate, rientrano nei limiti consentiti affinché l'apertura delle fessure sia al di sotto dei limiti di normativa.

10 VERIFICHE ELEMENTI SECONDARI

10.1 VERIFICHE DEI CONNETTORI ACCIAIO CALCESTRUZZO (PIOLI)

La resistenza dei pioli è calcolata in accordo ad EN 1994-2, 6.6.3.1 secondo cui si ipotizzano due diversi meccanismi di rottura: a taglio del gambo del piolo e per schiacciamento del cls.

$$P_{Rd}^1 = \frac{0.8 f_u \pi d^2 / 4}{\gamma_V}$$

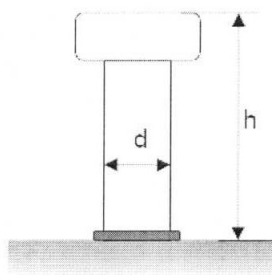
$$P_{Rd}^2 = \frac{0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}}}{\gamma_V}$$

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

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

EN 1994-2, 6.6.3.1

Essendo:



d : diametro del piolo
hsc=h: altezza del piolo
fu: resistenza ultima dell'acciaio del piolo (<=500 MPa)
fck: resistenza caratteristica cilindrica del cls
Ecm: modulo di elasticità secante del cls

La verifica consiste in:

$$v_{Ed} \leq n * P_{rd} \quad \text{a SLU (Combinazione fondamentale)}$$

Essendo:

$P_{rd} = \min (P_{Rd}^1; P_{Rd}^2)$ Resistenza di un piolo

n = numero di piolo per metro

$v_{Ed} = V * S_{sy4} / J_y =$ flusso delle tensioni tangenziali all'interfaccia estradosso della piattabanda superiore-intradosso della soletta, calcolato per ogni fase.

Come connettori tra la soletta di calcestruzzo e le travi d'acciaio si adottano pioli muniti di testa che possiedono le seguenti caratteristiche:

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

CONNETTORI (pioli saldati muniti di testa)		SLU	
Resistenza ultima a trazione del materiale del piolo	f_u [N/mm ²]		450
Resistenza a fatica (2x10 ⁶ cicli)	$\Delta\tau_R$ [N/mm ²]		80
CAPACITA' PORTANTE			
	Diametro d_p [mm]		19
	Altezza h_p [mm]		200
	Coefficiente parziale γ_v a slu		1.25
	h_p/d_p		10.53

Di seguito si riporta il riepilogo delle verifiche dei pioli in cui "V_{Ed}" sono espressi in N/mm:

CONCI	n pioli/m	vEd,max	vEd,min	P _{Rd,tot}	'vEdmax/(P _{Rd,tot})	'vEdmin/(P _{Rd,tot})	Combinazione
C1_APP	20	-15.20	-950.27	1633	0.01	0.58	SLU
C1_G1	15	189.58	-407.6	1225	0.15	0.33	SLU
C2_MEZZ	15	258.96	-379.91	1225	0.21	0.31	SLU
C3_G2	15	577.26	-84.562	1225	0.47	0.07	SLU
C3_G3	15	-82.70	-823.44	1225	0.07	0.67	SLU
C4_APP	20	938.10	164.276	1633	0.57	0.10	SLU
C5_G4	15	-194	-999.63	1225	0.16	0.82	SLU
C5_G5	15	-104	-758.83	1225	0.09	0.62	SLU
C6_G6	15	169	-493.82	1225	0.14	0.40	SLU
C7_MEZZ	15	356	-344.09	1225	0.29	0.28	SLU
C8_G7	15	496	-161.43	1225	0.40	0.13	SLU
C8_G8	15	29	-721.01	1225	0.02	0.59	SLU
C9_G9	20	-111	-969.46	1633	0.07	0.59	SLU
C10_APP	20	1051	162.687	1633	0.64	0.10	SLU

Il rapporto V_{Ed}/P_{Rd} deve essere inferiore a 1 (SLU)

CONCI	n pioli/m	vEd,max	vEd,min	P _{Rd,tot}	'vEdmax/(P _{Rd,tot})	'vEdmin/(P _{Rd,tot})	Combinazione
C1_APP	20	7.25	-663.34	1633	0.00	0.41	SLE
C1_G1	15	148.84	-282.64	1225	0.12	0.23	SLE
C2_MEZZ	15	199.87	-263	1225	0.16	0.21	SLE
C3_G2	15	420.22	-64.175	1225	0.34	0.05	SLE
C3_G3	15	-50.42	-584.68	1225	0.04	0.48	SLE
C4_APP	20	663.86	106.634	1633	0.41	0.07	SLE
C5_G4	15	-112	-678.43	1225	0.09	0.55	SLE
C5_G5	15	-59	-525.06	1225	0.05	0.43	SLE
C6_G6	15	130	-353.86	1225	0.11	0.29	SLE
C7_MEZZ	15	264	-252.11	1225	0.22	0.21	SLE
C8_G7	15	353	-124.06	1225	0.29	0.10	SLE
C8_G8	15	34	-506.71	1225	0.03	0.41	SLE
C9_G9	20	-64	-676.26	1633	0.04	0.41	SLE
C10_APP	20	728	96.3209	1633	0.45	0.06	SLE

Il rapporto V_{Ed}/P_{Rd} deve essere inferiore a 0.6 (SLE)

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

CONCI	n pioli/m	vEd,max	vEd,min	P _{Rd tot}	'vEdmax/(P _{Rd,tot})	'vEdmin/(P _{Rd,tot})	Combinazione
C1_APP	20	49.39	-284.07	1633	0.03	0.17	SLfatica
C1_G1	15	80.80	-132.37	1225	0.07	0.11	SLfatica
C2_MEZZ	15	102.50	-126.53	1225	0.08	0.10	SLfatica
C3_G2	15	175.35	-64.611	1225	0.14	0.05	SLfatica
C3_G3	15	30.46	-234.81	1225	0.02	0.19	SLfatica
C4_APP	20	267.84	-9.8029	1633	0.16	0.01	SLfatica
C5_G4	15	13	-270.17	1225	0.01	0.22	SLfatica
C5_G5	15	13	-219.43	1225	0.01	0.18	SLfatica
C6_G6	15	84	-154.75	1225	0.07	0.13	SLfatica
C7_MEZZ	15	132	-122.65	1225	0.11	0.10	SLfatica
C8_G7	15	154	-82.232	1225	0.13	0.07	SLfatica
C8_G8	15	63	-204.61	1225	0.05	0.17	SLfatica
C9_G9	20	37	-266.78	1633	0.02	0.16	SLfatica
C10_APP	20	291	-23.263	1633	0.18	0.01	SLfatica

Per le verifica a fatica dei pioli si veda il §9.5.

10.2 VERIFICHE DEI GIUNTI SALDATI TRAVI PRINCIPALI

In accordo con le tensioni riportate in allegato, si riportano di seguito le verifiche più gravose per le saldature dell'opera in oggetto.

Verifica saldature anima/piattabande (cordoni di lato L = 8mm)

La sezione resistente della saldatura, in accordo con [DM18] §4.2.8.2.3, è pari a:

$$t_{\text{saldatura}} = 0,7 \cdot L = 5,6 \text{ mm}$$

Le massime tensioni indotte sulla saldatura sono:

$$\tau_{//} = \tau_{\text{anima}} \cdot t_{\text{anima}} / (2 \cdot t_{\text{saldatura}}) = 111,13 \cdot 20 / (2 \cdot 5,6) = 198,45 \text{ MPa} \leq \frac{f_{tk}}{\sqrt{3} \beta \gamma_{M2}} = 261 \text{ MPa}$$

Nella verifica precedente è stata utilizzata la tensione tangenziale massima (Sezione C10_app) di tutte le sezioni di calcolo dell'impalcato sulla saldatura di lato più piccolo.

Le saldature rimanenti sono a piena penetrazione realizzate con materiali d'apporto aventi resistenza uguale o maggiore a quella degli elementi collegati. Pertanto, la resistenza di progetto dei collegamenti a piena penetrazione si assume eguale alla resistenza di progetto del più debole tra gli elementi connessi.

10.3 VERIFICHE DEI DIAFRAMMI E DEI GIUNTI BULLONATI

In questo capitolo sono riportate le analisi e le verifiche di resistenza e stabilità per gli elementi costituenti i diaframmi con verifiche delle relative giunzioni bullonate in accordo con le sollecitazioni dedotte dal modello a grigliato.

Sono state concepite due tipologie di diaframmi in grado di soddisfare tutte le esigenze di resistenza derivanti dalle azioni agenti considerate:

DIAFRAMMA INTEMEDIO	"RETICOLARE"
DIAFRAMMA D'APPOGGIO TRAVE	"AD ANIMA PIENA"

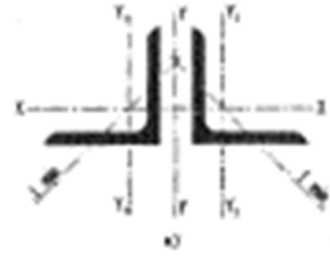
Per quanto riguarda il diaframma di appoggio trave occorre effettuare anche la verifica con le azioni indotte dal sollevamento dell'impalcato (vedi par. 10.4).

10.3.1 Diaframma intermedio "reticolare"

SOLLECITAZIONI		
		N (kN)
Diagonale Esercizio SLE -		-193
Diagonale Esercizio SLU -		-257
Diagonale Sisma -		-42
Diagonale Esercizio SLE +		165
Diagonale Esercizio SLU +		257
Diagonale Sisma +		42
Briglia inferiore esercizio SLE -		-151
Briglia inferiore esercizio SLU -		-205
Briglia inferiore sisma -		-43
Briglia inferiore esercizio SLE +		292
Briglia inferiore esercizio SLU +		352
Briglia inferiore sisma +		38
Briglia superiore esercizio SLE -		-63
Briglia superiore esercizio SLU -		-85
Briglia superiore sisma -		-3
Briglia superiore esercizio SLE +		75
Briglia superiore esercizio SLU +		101
Briglia superiore sisma +		14

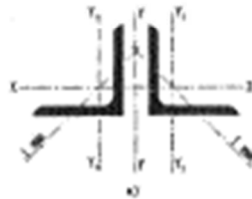
DATI ASTA RETICOLARE DIAGONALE				
Verifica				SLU
ACCIAIO FE510 (fyk/ym1) (instabilità)	ym1	1.1	σ_a	322.73 Mpa
ACCIAIO FE510 (fyk/ym2) (frattura sezioni tese forate)	ym2	1.25	σ_a	284.00 Mpa
Luce libera di inflessione			L	3314 mm
Interasse dei collegamenti intermedi (L/3)			i	1105 mm
Spazio netto tra i profili			s_x	16 mm
Coefficiente di riduzione della luce libera			β	1
Numero di profili accoppiati			np	2
CARICO CRITICO ASTA PER INFLESSIONE NEL PIANO X-X				
Tipo del profilo ad L				L130x130x12
Area			A	3000 mm ²
Area al netto delle forature (1M27)			An	2715 mm ²
momento di inerzia			J	4720000 mm ⁴
Distanza baricentro lato profilo			e	36.4 mm
raggio di inerzia minimo			i_{min}	39.7 mm
Snellezza singolo profilo			λ_1	28
Coefficiente ω (CNR tabella c)			ω_1	1.09
Ncritico singolo profilo			$N_{cr,1}$	977 kN
lamda			λ	1.04
alfa			α	0.34
Fi			Φ	1.19
coefficiente			X	0.57
Resistenza all'instabilità			$N_{b,Rd,1}$	551 kN
CARICO CRITICO ASTA PER INFLESSIONE NEL PIANO Y-Y				
Area dell'asta composta			npA	6000 mm ²
Area dell'asta composta al netto delle forature (M27)			npAn	5430 mm ²
Posizione baricentro asta rispetto asse y			cx	44.4 mm
Momento di inerzia dell'asta composta			np(Jy+Acx ²)	20144485 mm ⁴
raggio di inerzia asta composta			i	58 mm
luce libera di inflessione			βL	3314 mm
Snellezza asta composta			λ	57
Snellezza equivalente ($\lambda_e^2 = \lambda^2$) ^{1/2}			λ_{eq}	64
Coefficiente ω (CNR tabella c)			ω_2	1.59
Ncritico asta composta			$N_{cr,2}$	1340 kN
lamda			λ	1.26
alfa			α	0.34
Fi			Φ	1.48
coefficiente			X	0.45
Resistenza all'instabilità			$N_{b,Rd,2}$	864 kN
VERIFICA ASTA				
N limite asta +				771 kN
N esterno +				257 kN
N critico minimo -				-551 kN
N esterno -				-257 kN
				Verifica soddisfatta
				Verifica soddisfatta

VERIFICA IMBOZZAMENTO		
RAPPORTI LARGHEZZA-SPESSORE DIAGONALE		
Fe =	510	h= 130 t= 12
fyk=	355	
h/t =	9.83	
limite (15ε)	12.20	SEZIONE DI CLASSE 3 NON NECESSITA DI VERIFICA
Verifica dei bulloni (M27)		
N	massimo sforzo trasmesso (kN)	257
eccentricità asse bulloni-asse profilo (m)		0.029
interasse bulloni (m)		0.065
n _{b,min}	n° minimo di bulloni considerando 2 facce	1.77
n _b	n° minimo bulloni da disporre	2.00
Verifica a rifollamento		sp
		12
σ _{rif}	tensione di rifollamento (Mpa)	187.87
		< 275.09 MPa

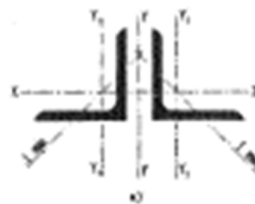


RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

DATI ASTA RETICOLARE BRIGLIA INFERIORE					
Verifica					SLU
ACCIAIO FE510 (fyk/γm1) (instabilità)	γm1	1.1	σ _a	322.73	Mpa
ACCIAIO FE510 (fyk/γm2) (frattura sezioni tese forate)	γm2	1.25	σ _a	284.00	Mpa
Luce libera di inflessione			L	2630	mm
Interasse dei collegamenti intermedi (L/2)			i	1315	mm
Spazio netto tra i profili			s _x	16	mm
Coefficiente di riduzione della luce libera			β	1	
Numero di profili accoppiati			np	2	
CARICO CRITICO ASTA PER INFLESSIONE NEL PIANO X-X					
Tipo del profilo ad L				L130x130x12	
Area			A	2520	mm ²
Area al netto delle forature (1M27)			A _n	2235	mm ²
momento di inerzia			J	4720000	mm ⁴
Distanza baricentro lato profilo			e	36.4	mm
raggio di inerzia minimo			i _{min}	39.7	mm
Snellezza singolo profilo			λ ₁	33	
Coefficiente ω (CNR tabella c)			ω ₁	1.13	
Ncritico singolo profilo			N _{cr,1}	792	kN
lamda			λ	1.06	
alfa			α	0.34	
Fi			Φ	1.21	
coefficiente			X	0.56	
Resistenza all'instabilità			N _{b,Rd,1}	454	kN
CARICO CRITICO ASTA PER INFLESSIONE NEL PIANO Y-Y					
Area dell'asta composta			npA	5040	mm ²
Area dell'asta composta al netto delle forature (M27)			npA _n	4470	mm ²
Posizione baricentro asta rispetto asse y			cx	44.4	mm
Momento di inerzia dell'asta composta			np(J _y +Acx ²)	18251979	mm ⁴
raggio di inerzia asta composta			i	60	mm
luce libera di inflessione			βL	2630	mm
Snellezza asta composta			λ	44	
Snellezza equivalente (λ _x ² +λ _y ²) ^{1/2}			λ _{eq}	55	
Coefficiente ω (CNR tabella c)			ω ₂	1.42	
Ncritico asta composta			N _{cr,2}	1260	kN
lamda			λ	1.19	
alfa			α	0.34	
Fi			Φ	1.38	
coefficiente			X	0.48	
Resistenza all'instabilità			N _{b,Rd,2}	785	kN
VERIFICA ASTA					
N limite asta +				635	kN
N esterno +				352	kN
N critico minimo -				-454	kN
N esterno -				-205	kN
VERIFICA IMBOZZAMENTO					
RAPPORTI LARGHEZZA-SPESSORE DIAGONALE					
Fe =	510	h=	130	t=	12
fyk=	355				
h/t =	9.83				
limite (15c)	12.20	SEZIONE DI CLASSE 3 NON NECESSITA DI VERIFICA			
Verifica dei bulloni (M27)					
N	massimo sforzo trasmesso (kN)		352		
	eccentricità asse bulloni-asse profilo (m)		0.029		
	interasse bulloni (m)		0.065		
n _{b,min}	n° minimo di bulloni considerando 2 facce		2.41		
n _b	n° minimo bulloni da disporre		3.00		
Verifica a rifollamento					
			sp		
			12		
σ _{rif}	tensione di rifollamento (Mpa)	171.54	<	275.09	MPa



DATI ASTA RETICOLARE BRIGLIA SUPERIORE					
Verifica					SLU
ACCIAIO FE510 (fyk/γm1) (instabilità)	γm1	1.1	σa	322.73	Mpa
ACCIAIO FE510 (fyk/γm2) (frattura sezioni tese forate)	γm2	1.25	σa	284.00	Mpa
Luce libera di inflessione			L	5100	mm
Interasse dei collegamenti intermedi (L/6)			i	850	mm
Spazio netto tra i profili			Sx	16	mm
Coefficiente di riduzione della luce libera			β	1	
Numero di profili accoppiati			np	2	
CARICO CRITICO ASTA PER INFLESSIONE NEL PIANO X-X					
Tipo del profilo ad L				L100x100x10	
Area			A	1920	mm ²
Area al netto delle forature (M27)			An	1635	mm ²
momento di inerzia			J	1770000	mm ⁴
Distanza baricentro lato profilo			e	28.2	mm
raggio di inerzia minimo			i _{min}	30.4	mm
Snellezza singolo profilo			λ ₁	28	
Coefficiente ω (CNR tabella c)			ω ₁	1.09	
Ncritico singolo profilo			N _{cr,1}	625	kN
lamda			λ	1.04	
alfa			α	0.34	
Fi			Φ	1.19	
coefficiente			X	0.57	
Resistenza all'instabilità			Nb,Rd,1	353	kN
CARICO CRITICO ASTA PER INFLESSIONE NEL PIANO Y-Y					
Area dell'asta composta			npA	3840	mm ²
Area dell'asta composta al netto delle forature (M27)			npAn	3270	mm ²
Posizione baricentro asta rispetto asse y			cx	36.2	mm
Momento di inerzia dell'asta composta			np(Jy+Acx ²)	7825139	mm ⁴
raggio di inerzia asta composta			i	45	mm
luce libera di inflessione			βL	5100	mm
Snellezza asta composta			λ	113	
Snellezza equivalente (λ ₁ ² +λ ₂ ²) ^{1/2}			λ _{eq}	116	
Coefficiente ω (CNR tabella c)			ω ₂	3.06	
Ncritico asta composta			N _{cr,2}	445	kN
lamda			λ	1.75	
alfa			α	0.34	
Fi			Φ	2.29	
coefficiente			X	0.26	
Resistenza all'instabilità			Nb,Rd,2	328	kN
VERIFICA ASTA					
N limite asta +				464	kN
N esterno +				101	kN
N critico minimo -				-328	kN
N esterno -				-85	kN
					Verifica soddisfatta
					Verifica soddisfatta
VERIFICA IMBOZZAMENTO					
RAPPORTI LARGHEZZA-SPESSORE DIAGONALE					
Fe =	510	h=	100	t=	10
fyk=	355				
h/t =	9.00				
limite (15ε)	12.20	SEZIONE DI CLASSE 3 NON NECESSITA DI VERIFICA			
Verifica dei bulloni (M27)					
N	massimo sforzo trasmesso (kN)		101		
	eccentricità asse bulloni-asse profilo (m)		0.022		
	interasse bulloni (m)		0.065		
n _{b,min}	n° minimo di bulloni considerando 2 facce		0.67		
n _b	n° minimo bulloni da disporre		2.00		
Verifica a rifollamento					
			sp		
			10		
σ _{rif}	tensione di rifollamento (Mpa)		88.60	<	275.09 MPa



10.3.2 Diaframma d'appoggio trave "AD ANIMA PIENA"

SEZIONE NON FORATA IN CORRISPONDENZA DEL GIUNTO						
Caratteristiche delle travi in acciaio						
Altezza trave totale	Htr (m)			2.8000		
Larghezza piattabanda superiore	Bpe (m)			0.4000		
Spessore piattabanda superiore	Spe (m)			0.0250		
Larghezza piattabanda inferiore	Bpi (m)			0.4000		
Spessore piattabanda inferiore	Spi (m)			0.0250		
Spessore anima	Sa (m)			0.0270		
Altezza anima	Ha (m)			2.7500		
Area della sezione	Aa (m ²)			0.0943		
Momento statico lembo inferiore	Sai (m ³)			0.1320		
Dist. baric. lembo inferiore	Dagi (m)			1.4000		
Dist. baric. lembo superiore	Dage (m)			1.4000		
Momento d'inerzia baricentrico X	Jgx (m ⁴)			0.0853		
Modulo di resist. lembo super.	Wae (m ³)			0.0609		
Modulo di resist. lembo infer.	Wai (m ³)			0.0609		
Momento statico al lembo sup. anima	Sae (m ³)			0.0139		
Momento statico al lembo inf. anima	Sai (m ³)			0.0139		
Momento statico asse Y	Svi (m ³)			0.0189		
Dist. baric. asse Y	Dvgi (m)			0.2000		
Momento d'inerzia baricentrico Y	Jgy (m ⁴)			0.0029		
Riepilogo sollecitazioni (SLU)						
Sforzo normale	max	N (kN)		0		
	min	N (kN)				
Sforzo di taglio	max	T (kN)		567		
	min	T (kN)				
Momento flettente	max	M (kNm)				
	min	M (kNm)		1560		
Verifiche delle sezioni (SLU)				Tensioni di calcolo		
tensione nor.le piattabanda sup.	$\sigma_{ala sup.}$	MPa	-25.60	< fyd =	338.10	MPa
tensione nor.le piattabanda inf.	$\sigma_{ala inf.}$	MPa	25.60	< fyd =	338.10	MPa
tensione tang.le bar. anima	$\tau_{anima baric.}$	MPa	7.50	< ftyd =	195.20	MPa
tensione nor.le attacco anima-piatt. sup.	$\sigma_{anima sup.}$	MPa	-25.15	< fyd =	338.10	MPa
tensione tang.le attacco anima-piatt. sup.	$\tau_{anima sup.}$	MPa	0.23	< ftyd =	195.20	MPa
tensione ideale attacco anima-piatt. sup.	$\sigma_{id sup.}$	MPa	25.15	< fyd =	338.10	MPa
tensione nor.le attacco anima-piatt. inf.	$\sigma_{anima inf.}$	MPa	25.15	< fyd =	338.10	MPa
tensione tang.le attacco anima-piatt. inf.	$\tau_{anima inf.}$	MPa	0.23	< ftyd =	195.20	MPa
tensione ideale attacco anima-piatt. inf.	$\sigma_{id inf.}$	MPa	-25.15	< fyd =	338.10	MPa

SEZIONE DI GIUNTO FORATA E GIUNTI BULLONATI

piattabande inferiori			
	Tipologia		
	Giunto	G1	
A	area lorda (mm ²)	8000	
σ _{es}	massima tensione (Mpa)	25.60	
n _b	n° bulloni allineati	4	
A*	area netta (mm ²)	5720	
σ _{es} *	massima tensione netta (Mpa)	35.81	
N	massimo sforzo trasmesso (kN)	205	
n _{b,min}	n° minimo di bulloni considerando 2 facce	1.33	
n _b	n° minimo bulloni da disporre	2	
coprigiunto piattabande inferiori			
		sp	
sp	spessore profilo	12	
sp	spessore piattabanda	20	
σ _{rif}	tensione di rifollamento (Mpa)	149.73	< 275.1 MPa
σ _{rif}	tensione di rifollamento piattabanda (MPa)	179.68	< 275.1 MPa
Ac	area netta coprigiunti (mm ²)	5832	> A*
piattabande superiori			
	Tipologia		
	Giunto	G1	
A	area lorda (mm ²)	8000	
σ _{es}	massima tensione (Mpa)	-25.60	
n _b	n° bulloni allineati	2	
A*	area netta (mm ²)	6860	
σ _{es} *	massima tensione netta (Mpa)	-29.86	
N	massimo sforzo trasmesso (kN)	205	
n _{b,min}	n° minimo di bulloni considerando 2 facce	1.83	
n _b	n° minimo bulloni da disporre	2	
coprigiunto piattabande superiori			
		sp	
sp	spessore coprigiunto	14	
sp	spessore piattabanda	20	
σ _{rif}	tensione di rifollamento (Mpa)	128.34	< 275.1 MPa
σ _{rif}	tensione di rifollamento piattabanda (MPa)	179.68	< 275.1 MPa
Ac	area netta coprigiunti (mm ²)	7042	> A*
anime			
	Tipologia		
	Giunto	G1	
h	altezza anima (mm)	2267	
t _w	spessore anima (mm)	20	
d	distanza bulloni esterni coprigiunto (mm)	2155	
A	area lorda (mm ²)	45340	
σ _{es}	massima tensione assiale (Mpa)	25.15	
σ _{es}	minima tensione assiale (Mpa)	-25.15	
x	distanza asse neutro lembo compresso	1134	
τ _{es}	tensione tangenziale media (Mpa)	0.23	
n _b	n° bulloni allineati (verticalmente)	34	
n _b	n° file di bulloni (da un lato del giunto)	2	
A*	area netta (mm ²)	25960	
M	momento agente su mezza porzione di coprigiunto (kNm)	431	
V	taglio agente sul giunto (kN)	10	
T _v	azione su un bullone (una faccia) (kN) dovuta al taglio V	0.13	
T _M	azione su un bullone (una faccia) (kN) dovuta al momento	8.70	
V _f	taglio vettoriale su un bullone (una faccia) (kN)	8.70	< 77 kN
coprigiunto anime			
		sp	
	spessore coprigiunto	14	
	spessore anima	20	
σ _{rif}	tensione di rifollamento coprigiunto (Mpa)	21.80	< 275.1 MPa
σ _{rif}	tensione di rifollamento anima (Mpa)	30.53	< 275.1 MPa
Ac	area netta coprigiunti (mm ²)	36344	> A*

dove:

$$\sigma_{es*} = \sigma_{es} \times A/A^* \leq 338.10 \text{ MPa}$$

$$N = \sigma_{es} \times A/A^*$$

$$n_{b,min} = N / (2 \cdot V_{f,o}) \leq n_b$$

$$\sigma_{rif} = N / (2 \cdot n_b \cdot d_{foro} \cdot s_p) < \sigma_{b,Rd} = 275 \text{ MPa (con } d_{foro} = 28.5 \text{ mm)}$$

Essendo $n_b \geq n_{b,min}$ e l'area netta dei coprigiunti $A_c \geq A^*$, le verifiche risultano soddisfatte.

Dove:

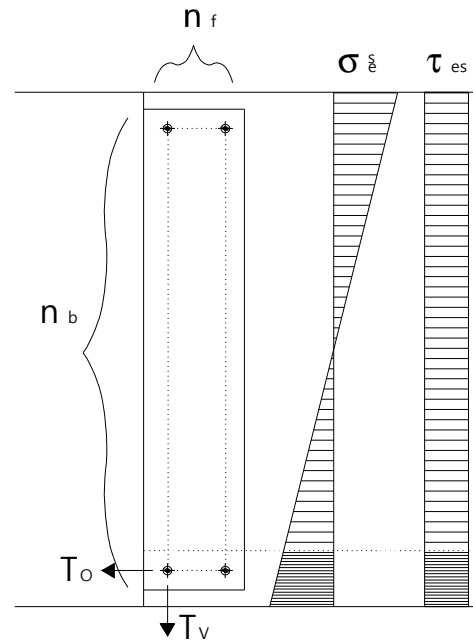
$$\tau_{es*} = \tau_{es} \times A/A^*$$

$$T_v = \tau_{es} \times A / [2(n_b \times n_f)]$$

$$T_o \cong \sigma_{es} \times A / [(n_b + 1) \times n_f] / 2$$

$$V_f = (T_v^2 + T_o^2)^{0.5} \leq V_{f,o}$$

$$\sigma_{rif} < \sigma_{b,Rd} = 275 \text{ MPa}$$



Essendo $V_f < V_{f,o}$ e l'area netta dei coprigiunti $A_c \geq A^*$, le verifiche risultano soddisfatte.

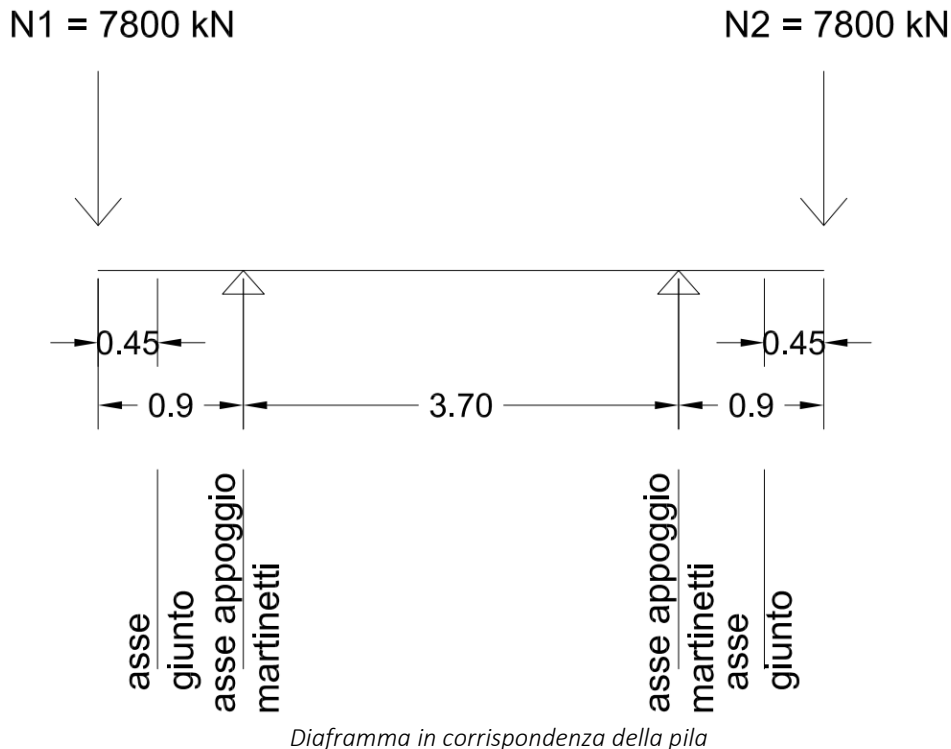
VERIFICA DI STABILITA' A FLESSIONE PANNELLO D'ANIMA DIAFRAMMA DI ALTEZZA MEDIA (IMBOZZAMENTO)

VERIFICA ALL'IMBOZZAMENTO DEI PANNELLI D'ANIMA DIAFRAMMA PIENO APPOGGIO						
RAPPORTI LARGHEZZA-SPESSORE						
S	355	Bpe (m)	0.400	Spe (m)	0.025	
f _{yd} =	322.73	Ha (m)	2.750	Sa (m)	0.027	
b/t =	101.85		(CNR10011 7.2.6.2)			
limite	47.70	b/t>limite	occorre fare verifica ad imbozzamento CNR10011			
VERIFICA ALL'IMBOZZAMENTO DEI PANNELLI D'ANIMA DIAFRAMMA PIENO APPOGGIO						
σ ₁ (+)	18.63	N/mm ²	Tensione di trazione all'intradosso ala superiore (SLE)			
σ ₂ (-)	-18.63	N/mm ²	Tensione di compressione all'estradosso ala inferiore (SLE)			
N	0.00	kN	Sforzo normale			
T	420.00	kN	Taglio			
A=	61	cm ²	Area irrigidimento (19*3.2)			
i	164	cm	Interasse irrigidimenti verticali			
α	0.60		Interasse degli irrigidimenti verticali / Altezza dell'anima			
Ψ	-1.00		Coefficiente che definisce la legge di variazione della σ			
k _σ	24.19		Coefficiente d'imbozzamento			
k _τ	19.01		Coefficiente d'imbozzamento			
σ _{cr,0}	17.95	N/mm ²	Tensione di riferimento			
σ _{cr}	434.13	N/mm ²	Tensione critica normale			
τ _{cr}	341.30	N/mm ²	Tensione critica tangenziale			
σ ₁	18.63	N/mm ²	Tensione massima normale nell'anima			
τ ₁	6.91	N/mm ²	Tensione media di taglio nell'anima			
τ ₂	0	N/mm ²	Tensione di taglio derivante dalla torsione			
τ _{tot}	6.91	N/mm ²	Tensione tangenziale complessiva			
σ _{cr,id}	44.24	N/mm ²	Tensione di confronto			
σ _{cr,red}	44.24	N/mm ²	Tensione di confronto ridotta nel caso in cui σ _{cr,id} >0,8*fd			
σ _{ideale}	22.14	N/mm ²	Tensione ideale di imbozzamento			
β _v	1.20					
	2.00		Valore di riferimento per la verifica all'imbozzamento			
2.00	>	β _v	VERIFICATO			

10.4 VERIFICHE PER LA SOSTITUZIONE DEGLI APPARECCHI D'APPOGGIO

In occasione della sostituzione degli apparecchi d'appoggio, si assume l'80% dei carichi concentrati (Modello di carico 1) senza riduzione dei carichi distribuiti.

Il sollevamento dell'impalcato avviene in asse diaframma di collegamento delle travi come da schemi sotto riportati che rappresentano le due situazioni limite sia in termini geometrici che di carichi.



Di seguito si riportano le verifiche del diaframma e degli irrigidimenti previsti in corrispondenza delle seguenti sezioni di verifica:

1. Sezione in corrispondenza del martinetto;

Le sollecitazioni sono le seguenti:

$$M = 1.35 \cdot 7800 \cdot 0.9 = 9477 \text{ kNm}$$

$$T = 1.35 \cdot 7800 = 10530 \text{ kN}$$

2. Sezione in corrispondenza del giunto tra diaframma e irrigidimento anima diaframma.

Le sollecitazioni sono le seguenti:

$$M = 1.35 \cdot 7800 \cdot 0.45 = 4738.5 \text{ kNm}$$

$$T = 1.35 \cdot 7800 = 10530 \text{ kN}$$

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

SEZIONE IN CORRISPONDENZA DEI MARTINETTI						
Caratteristiche delle travi in acciaio						
Altezza trave totale	Htr (m)			2.8000		
Larghezza piattabanda superiore	Bpe (m)			0.4000		
Spessore piattabanda superiore	Spe (m)			0.0250		
Larghezza piattabanda inferiore	Bpi (m)			0.4000		
Spessore piattabanda inferiore	Spi (m)			0.0250		
Spessore anima	Sa (m)			0.0270		
Altezza anima	Ha (m)			2.7500		
Area della sezione	Aa (m ²)			0.0943		
Momento statico lembo inferiore	Sai (m ³)			0.1320		
Dist. baric. lembo inferiore	Dagi (m)			1.4000		
Dist. baric. lembo superiore	Dage (m)			1.4000		
Momento d'inerzia baricentrico X	Jgx (m ⁴)			0.0853		
Modulo di resist. lembo super.	Wae (m ³)			0.0609		
Modulo di resist. lembo infer.	Wai (m ³)			0.0609		
Momento statico al lembo sup. anima	Sae (m ³)			0.0139		
Momento statico al lembo inf. anima	Sai (m ³)			0.0139		
Momento statico asse Y	Svi (m ³)			0.0189		
Dist. baric. asse Y	Dvgi (m)			0.2000		
Momento d'inerzia baricentrico Y	Jgy (m ⁴)			0.0029		
Riepilogo sollecitazioni (SLU)						
Sforzo normale	max	N (kN)		0		
	min	N (kN)				
Sforzo di taglio	max	T (kN)		10530		
	min	T (kN)				
Momento flettente	max	M (kNm)				
	min	M (kNm)		9477		
Verifiche delle sezioni (SLU)				Tensioni di calcolo		
tensione nor.le piattabanda sup.	$\sigma_{ala\ sup.}$	MPa	-155.55	< fyd =	338.10	MPa
tensione nor.le piattabanda inf.	$\sigma_{ala\ inf.}$	MPa	155.55	< fyd =	338.10	MPa
tensione tang.le bar. anima	$\tau_{anima\ baric.}$	MPa	139.29	< ftyd =	195.20	MPa
tensione nor.le attacco anima-piatt. sup.	$\sigma_{anima\ sup.}$	MPa	-152.77	< fyd =	338.10	MPa
tensione tang.le attacco anima-piatt. sup.	$\tau_{anima\ sup.}$	MPa	4.28	< ftyd =	195.20	MPa
tensione ideale attacco anima-piatt. sup.	$\sigma_{id\ sup.}$	MPa	153.13	< fyd =	338.10	MPa
tensione nor.le attacco anima-piatt. inf.	$\sigma_{anima\ inf.}$	MPa	152.77	< fyd =	338.10	MPa
tensione tang.le attacco anima-piatt. inf.	$\tau_{anima\ inf.}$	MPa	4.28	< ftyd =	195.20	MPa
tensione ideale attacco anima-piatt. inf.	$\sigma_{id\ inf.}$	MPa	-153.13	< fyd =	338.10	MPa

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

VERIFICA ALL'IMBOZZAMENTO DEI PANNELLI D'ANIMA DIAFRAMMA PIENO IN CORRISPONDENZA MARTINETTO						
RAPPORTI LARGHEZZA-SPESSORE						
S	355	Bpe (m)	0.400	Spe (m)	0.025	
f _{yd} =	322.73	Ha (m)	2.750	Sa (m)	0.027	
b/t =	101.85		(CNR10011 7.2.6.2)			
limite	47.70	b/t>limite	occorre fare verifica CNR10011			
VERIFICA ALL'IMBOZZAMENTO DEI PANNELLI D'ANIMA DIAFRAMMA PIENO IN CORRISPONDENZA MARTINETTO						
$\sigma_1(+)$	113.16	N/mm ²	Tensione di trazione all'intradosso ala superiore (SLE)			
$\sigma_2(-)$	-113.43	N/mm ²	Tensione di compressione all'estradosso ala inferiore (SLE)			
N	0.00	kN	Sforzo normale			
T	7800.00	kN	Taglio			
A=	61	cm ²	Area irrigidimento (19*3.2)			
i	164	cm	Interasse irrigidimenti verticali			
α	0.60		Interasse degli irrigidimenti verticali / Altezza dell'anima			
Ψ	-1.00		Coefficiente che definisce la legge di variazione della σ			
k σ	24.19		Coefficiente d'imbozzamento			
k τ	19.01		Coefficiente d'imbozzamento			
$\sigma_{cr,o}$	17.95	N/mm ²	Tensione di riferimento			
σ_{cr}	434.13	N/mm ²	Tensione critica normale			
τ_{cr}	341.30	N/mm ²	Tensione critica tangenziale			
σ_1	113.16	N/mm ²	Tensione massima normale nell'anima			
τ_1	128.29	N/mm ²	Tensione media di taglio nell'anima			
τ_2	0	N/mm ²	Tensione di taglio derivante dalla torsione			
τ_{tot}	128.29	N/mm ²	Tensione tangenziale complessiva			
$\sigma_{cr,id}$	398.66	N/mm ²	Tensione di confronto			
$\sigma_{cr,red}$	300.58	N/mm ²	Tensione di confronto ridotta nel caso in cui $\sigma_{cr,id} > 0,8 \cdot f_d$			
σ_{ideale}	249.36	N/mm ²	Tensione ideale di imbozzamento			
β_v	1.20					
	1.21		Valore di riferimento per la verifica all'imbozzamento			
1.21	>	β_v	VERIFICATO			

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

SEZIONE NON FORATA IN CORRISPONDENZA DEL GIUNTO						
Caratteristiche delle travi in acciaio						
Altezza trave totale	Htr (m)			2.8000		
Larghezza piattabanda superiore	Bpe (m)			0.4000		
Spessore piattabanda superiore	Spe (m)			0.0250		
Larghezza piattabanda inferiore	Bpi (m)			0.4000		
Spessore piattabanda inferiore	Spi (m)			0.0250		
Spessore anima	Sa (m)			0.0270		
Altezza anima	Ha (m)			2.7500		
Area della sezione	Aa (m ²)			0.0943		
Momento statico lembo inferiore	Sai (m ³)			0.1320		
Dist. baric. lembo inferiore	Dagi (m)			1.4000		
Dist. baric. lembo superiore	Dage (m)			1.4000		
Momento d'inerzia baricentrico X	Jgx (m ⁴)			0.0853		
Modulo di resist. lembo super.	Wae (m ³)			0.0609		
Modulo di resist. lembo infer.	Wai (m ³)			0.0609		
Momento statico al lembo sup. anima	Sae (m ³)			0.0139		
Momento statico al lembo inf. anima	Sai (m ³)			0.0139		
Momento statico asse Y	Svi (m ³)			0.0189		
Dist. baric. asse Y	Dvgi (m)			0.2000		
Momento d'inerzia baricentrico Y	Jgy (m ⁴)			0.0029		
Riepilogo sollecitazioni (SLU)						
Sforzo normale	max	N (kN)		0		
	min	N (kN)				
Sforzo di taglio	max	T (kN)		10530		
	min	T (kN)				
Momento flettente	max	M (kNm)				
	min	M (kNm)		4739		
Verifiche delle sezioni (SLU)				Tensioni di calcolo		
tensione nor.le piattabanda sup.	$\sigma_{ala\ sup.}$	MPa	-77.77	< fyd =	338.10	MPa
tensione nor.le piattabanda inf.	$\sigma_{ala\ inf.}$	MPa	77.77	< fyd =	338.10	MPa
tensione tang.le bar. anima	$\tau_{anima\ baric.}$	MPa	139.29	< ftyd =	195.20	MPa
tensione nor.le attacco anima-piatt. sup.	$\sigma_{anima\ sup.}$	MPa	-76.39	< fyd =	338.10	MPa
tensione tang.le attacco anima-piatt. sup.	$\tau_{anima\ sup.}$	MPa	4.28	< ftyd =	195.20	MPa
tensione ideale attacco anima-piatt. sup.	$\sigma_{id\ sup.}$	MPa	77.10	< fyd =	338.10	MPa
tensione nor.le attacco anima-piatt. inf.	$\sigma_{anima\ inf.}$	MPa	76.39	< fyd =	338.10	MPa
tensione tang.le attacco anima-piatt. inf.	$\tau_{anima\ inf.}$	MPa	4.28	< ftyd =	195.20	MPa
tensione ideale attacco anima-piatt. inf.	$\sigma_{id\ inf.}$	MPa	-77.10	< fyd =	338.10	MPa

SEZIONE DI GIUNTO FORATA E GIUNTI BULLONATI

piattabande inferiori			
	Tipologia		
	Giunto	G1	
A	area lorda (mm ²)	10000	
σ_{es}	massima tensione (Mpa)	77.77	
n_b	n° bulloni allineati	4	
A*	area netta (mm ²)	7150	
σ_{es}^*	massima tensione netta (Mpa)	108.77	
N	massimo sforzo trasmesso (kN)	778	
$n_{b,min}$	n° minimo di bulloni considerando 2 facce	5.05	
n_b	n° minimo bulloni da disporre	6	
coprigiunto piattabande inferiori			
		sp	
sp	spessore profilo	15	
sp	spessore piattabanda	25	
σ_{rif}	tensione di rifollamento (Mpa)	151.61	< 275.1 MPa
σ_{rif}	tensione di rifollamento anima (Mpa)	181.93	< 275.1 MPa
Ac	area netta coprigiunti (mm ²)	7290	> A*
piattabande superiori			
	Tipologia		
	Giunto	G1	
A	area lorda (mm ²)	10000	
σ_{es}	massima tensione (Mpa)	-77.77	
n_b	n° bulloni allineati	2	
A*	area netta (mm ²)	8575	
σ_{es}^*	massima tensione netta (Mpa)	-90.70	
N	massimo sforzo trasmesso (kN)	778	
$n_{b,min}$	n° minimo di bulloni considerando 2 facce	5.05	
n_b	n° minimo bulloni da disporre	6	
coprigiunto piattabande superiori			
		sp	
sp	spessore coprigiunto	18	
sp	spessore piattabanda	25	
σ_{rif}	tensione di rifollamento (Mpa)	126.34	< 275.1 MPa
σ_{rif}	tensione di rifollamento piattabanda (Mpa)	181.93	< 275.1 MPa
Ac	area netta coprigiunti (mm ²)	9054	> A*
anime			
	Tipologia		
	Giunto	G1	
h	altezza anima (mm)	2267	
t_w	spessore anima (mm)	27	
d	distanza bulloni esterni coprigiunto (mm)	2155	
A	area lorda (mm ²)	61209	
σ_{es}	massima tensione assiale (Mpa)	76.39	
σ_{es}	miniima tensione assiale (Mpa)	-76.39	
x	distanza asse neutro lembo compresso	1134	
t_{es}	tensione tangenziale media (Mpa)	4.28	
n_b	n° bulloni allineati (verticalmente)	34	
n_b	n° file di bulloni (da un lato del giunto)	2	
A*	area netta (mm ²)	35046	
M	momento agente su mezza porzione di coprigiunto (kNm)	1781	
V	taglio agente sul giunto (kN)	262	
T_v	azione su un bullone (una faccia) (kN) dovuta al taglio V	3.28	
T_M	azione su un bullone (una faccia) (kN) dovuta al momento	35.92	
V_f	taglio vettoriale su un bullone (una faccia) (kN)	36.07	< 77 kN
coprigiunto anime			
		sp	
	spessore coprigiunto	14	
	spessore anima	27	
σ_{rif}	tensione di rifollamento coprigiunto (Mpa)	90.39	< 275.1 MPa
σ_{rif}	tensione di rifollamento anima (Mpa)	93.74	< 275.1 MPa
Ac	area netta coprigiunti (mm ²)	36344	> A*

STABILITÀ DEGLI IRRIGIDIMENTI TRASVERSALI IN CORRISPONDENZA DEI MARTINETTI

Lo sforzo normale massimo in corrispondenza di ciascun martinetto è pari a:

	SP-P
Scarico-SLU (kN) su ogni allineamento	21100
n. martinetti	2
martinetto (kN)	10550

Si riporta di seguito la verifica a carico di punta dell'irrigidimento dell'anima in corrispondenza del diaframma:

$$N = 10550 \text{ kN} \quad \text{sforzo normale in un martinetto - SLU}$$

In accordo con [CNR 10030] §6.3, la sezione di verifica considerata è pari all'irrigidimento trasversale più un'aliquota dell'anima non inferiore a 12 volte il suo spessore (per ciascun lato).

Irrigidimenti:

$t_s = 32 \text{ mm}$ spessore irrigidimento centrale

$t_l = 16 \text{ mm}$ spessore irrigidimenti laterali

$h_s = 190 \text{ mm}$ larghezza irrigidimenti (simmetrico rispetto all'anima)

$t_w = 27 \text{ mm}$ spessore anima

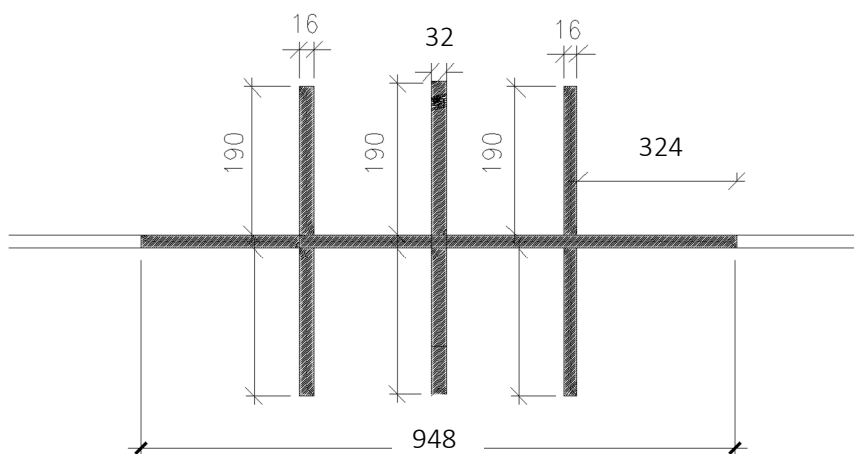


Figura – Sezione dell'irrigidimento utilizzata nelle verifiche

$$A = 49.11 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$$

area della sezione

$$J = 342.7 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

momento d'inerzia

$$i = 84 \text{ mm}$$

giratore d'inerzia

$$L_0 = 2750 \text{ mm}$$

luce libera d'inflessione (h_{anima})

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

$$\lambda = 33 \quad \text{snellezza dell'irrigidimento}$$
$$\omega_{Fe510,c}(\lambda = 33) = 1.13 \quad \text{coefficiente } \omega$$
$$N_{RD} = f_{yd} \cdot A / \omega = 355 / 1.25 \cdot 49.11 / 1.13 = 12425 \text{ kN} \quad \text{massimo sforzo resistente}$$

Essendo la portata in corrispondenza del martinetto (≈ 10550 kN) inferiore al massimo sforzo resistente sull'irrigidimento la verifica risulta soddisfatta.

- Verifica dei rapporti larghezza-spessore della nervatura

Per le nervature in piatto semplice dovrà risultare:

$$hs/ts \leq 15 \varepsilon$$

Essendo:

$$\varepsilon = (235/f_y)^{1/2}$$

hs= 190 mm larghezza di ciascun piatto costituente la nervatura;

ts = 32 mm spessore piatto;

f_y= 355 MPa tensione di snervamento.

In definitiva avremo:

$$190/32 < 15 \cdot (235/355)^{1/2} \rightarrow 5.94 < 12.15$$

La verifica risulta soddisfatta

10.5 VERIFICHE DEI GIUNTI SALDATI DIAFRAMMI

In accordo con le tensioni riportate nei par. 10.3 e 10.4, si riportano di seguito le verifiche più gravose per le saldature dell'opera in oggetto.

Verifica saldature anima/piattabande (cordoni di lato L = 15 mm)

La sezione resistente della saldatura, in accordo con [DM2018] §4.2.8.2.3, è pari a:

$$t_{\text{saldatura}} = 0.7 \cdot L = 10.5 \text{ mm}$$

Le massime tensioni indotte sulla saldatura sono:

$$\tau_{\perp} = \tau_{\text{anima}} \cdot t_{\text{anima}} / (2 \cdot t_{\text{saldatura}}) = 139.29 \cdot 27 / (2 \cdot 10.5) = 179.09 \text{ MPa} \leq \frac{f_{tk}}{\sqrt{3} \beta \gamma_{M2}} = 265 \text{ MPa}$$

Le saldature rimanenti sono a piena penetrazione realizzate con materiali d'apporto aventi resistenza uguale o maggiore a quella degli elementi collegati. Pertanto, la resistenza di progetto dei collegamenti a piena penetrazione si assume eguale alla resistenza di progetto del più debole tra gli elementi connessi.

10.6 VERIFICHE DEGLI IRRIGIDIMENTI LONGITUDINALI E TRASVERSALI

Vengono previsti irrigidimenti trasversali e longitudinali lungo tutto l'impalcato.

In corrispondenza dei diaframmi di campata è previsto l'utilizzo di irrigidimenti trasversali costituiti da un piatto a tutta altezza dell'anima della trave di spessore 16 mm. con passo longitudinale pari a circa 2333 mm nelle campate esterne e 2500 mm nelle campate centrali.

Nei conci di appoggio su spalla lo spessore di tale piatto è pari a 20 mm.

Gli irrigidimenti longitudinali sono disposti su una fila in corrispondenza della campata e si trovano ad una distanza dal lembo superiore della trave rispettivamente pari a 800 mm dall'estradosso della piattabanda superiore. In corrispondenza degli appoggi sono disposti sempre su due file ad una distanza pari a 1500 mm e a 2250 mm dall'estradosso della piattabanda superiore.

La sezione trasversale di tali irrigidimenti è pari ad un profilato ad un piatto di dimensioni pari a 190*20 mm.

In accordo con [CNR 10030] §3, affinché sia efficace la suddivisione in sottopannelli dell'anima e le conseguenti verifiche di instabilità, la rigidezza flessionale degli irrigidimenti deve essere maggiore di:

$$I_{\min,T} = 0.15 \cdot \gamma_T^* \cdot h_w \cdot t_w^3 \quad \text{inerzia minima irrigidimenti trasversali}$$

$$I_{\min,L} = 0.15 \cdot m_L \cdot \gamma_{L\sigma}^* \cdot h_w \cdot t_w^3 \quad \text{inerzia minima irrigidimenti longitudinali}$$

$$m_L = 0.015 \times (h_w/t_w - 70) \quad 1 \leq m_L \leq 2$$

dove

h_w altezza totale dell'anima

t_w spessore dell'anima

γ_T^* , $\gamma_{L\sigma}^*$ coefficienti di rigidezza flessionale minima funzione di α , Ψ , δ , η_1 .

a interasse degli irrigidimenti trasversali

1 Irrigidimento longitudinale con irrigidimenti trasversali in campata

Assumendo lo stato tensionale più gravoso per le verifiche di ciascun irrigidimento si ottiene (cfr. [CNR 10030] Prospetto 3.1):

$$\alpha = a/h_w = 2500/2930 = 0.85$$

$$\Psi = \sigma_2/\sigma_1 = -1.28$$

$$\delta = A_L/(h_w \cdot t_w) = (190 \cdot 20)/(2930 \cdot 16) = 0.08$$

$$\eta_1 = h_1/h_w = 800/2930 = 0.27$$

$$\gamma_{L\sigma}^* = 6;$$

$$I_{\min,L} = 0.15 \times 1.0 \times 6 \times 2930 \times 16^3 = 10\,801\,152 \text{ mm}^4$$

$$I_{\text{reale}} \cong 20 \times 190^3 / 3 = 45\,726\,666 \text{ mm}^4 \geq I_{\min,L}$$

2 Irrigidimenti longitudinali con irrigidimenti trasversali in appoggio

Assumendo lo stato tensionale più gravoso per le verifiche di ciascun irrigidimento si ottiene (cfr. [CNR 10030] Prospetto 3.2):

$$\alpha = a/h_w = 2500/2840 = 0.88$$

$$\Psi = \sigma_2/\sigma_1 = -1.10$$

$$\delta = A_L/(h_w \cdot t_w) = (190 \cdot 20)/(2840 \cdot 20) = 0.07$$

$$\eta_1 = h_1/h_w = 1500/2840 = 0.53; \eta_2 = h_2/h_w = 2250/2840 = 0.80$$

$$\gamma_{L\sigma}^* = 7;$$

$$I_{\min,L} = 0.15 \times 1.0 \times 7 \times 2840 \times 20^3 = 23\,856\,000 \text{ mm}^4$$

$$I_{\text{reale}} \cong 20 \times 190^3 / 3 = 45\,726\,666 \text{ mm}^4 \geq I_{\min,L}$$

Irrigidimenti trasversali di campata

Assumendo lo stato tensionale più gravoso per le verifiche di ciascun irrigidimento si ottiene (cfr. [CNR 10030] Prospetto 3.1):

$$\alpha = a/hw = 2500/2930 = 0.85$$

$$\gamma_r^* = 60$$

$$I_{\min,T} = 0.15 \times 60 \times 2930 \times 16^3 = 108\,011\,520 \text{ mm}^4$$

$$I_{\text{reale}} \cong 16 \times 250^3 / 3 = 250\,000\,000 \text{ mm}^4 \geq I_{\min,L}$$

Irrigidimenti trasversali di appoggio su spalla

Assumendo lo stato tensionale più gravoso per le verifiche di ciascun irrigidimento si ottiene (cfr. [CNR 10030] Prospetto 3.2):

$$\alpha = a/hw = 2500/2840 = 0.88$$

$$\gamma_r^* = 60$$

$$I_{\min,T} = 0.15 \times 60 \times 2840 \times 20^3 = 106\,693\,760 \text{ mm}^4$$

$$I_{\text{reale}} \cong 20 \times 250^3 / 3 = 312\,500\,000 \text{ mm}^4 \geq I_{\min,L}$$

10.7 VERIFICHE DELLE ASTE DEI CONTROVENTI

Si verificano i controventi di piano superiori ed inferiori durante le fasi di montaggio per resistere all'intera azione del vento. Si suppongono le aste compresse non collaboranti.

$$q_v = 2.00 \text{ m} \times 2.50 \text{ kN/m}^2 = 5.00 \text{ kN/m} \quad \text{pressione sull'impalcato}$$

$$T = L_{\max} \times q_v = 5.00 \times 5.00 = 25 \text{ kN} \quad \text{taglio massimo all'appoggio}$$

$$P = 5.50 \text{ m} \quad \text{distanza travi principali}$$

$$L_{\max} = 5.00 \text{ m} \quad \text{passo controventi}$$

$$N = T / [\cos(\arctan(5.00/5.50))] = 33.79 \text{ kN} \quad \text{sforzo normale nell'asta (trazione)}$$

verifica profilato (1 L100x8)

$$A = 1550 \text{ mm}^2 \quad \text{area lorda}$$

$$A_{\text{eff}} = 1172 \text{ mm}^2 \quad \text{area effettiva (cfr [CNR10011] §6.2.1.2)}$$

$$\sigma = N / A_{\text{eff}} = 21.1 \text{ MPa} \leq 338.10 \text{ MPa} \quad \text{tensione assiale}$$

verifica unione bullonata (2M20 a taglio, 1 faccia)

$$e = 45/2 = 22.50 \text{ mm} \quad \text{eccentricità del collegamento}$$

$$i = 45 \text{ mm} \quad \text{interasse dei bulloni}$$

$$T_b = \sqrt{(N/2)^2 + (N \cdot e/i)^2} = 23.90 \text{ kN} \quad \text{taglio su 1 bullone}$$

$$\tau = T_b/A_{\text{res}} = 97.52 \text{ MPa} < 0.5 \cdot f_{tb} / \gamma_{M2} = 320 \text{ MPa} \quad \text{tensione tangenziale (classe 8.8 } A_{\text{res}}=245 \text{ mm}^2)$$

$$\sigma_{\text{rif}} = N / (2 \cdot 21 \cdot 8) = 100.56 \text{ MPa} \leq 230 \text{ MPa} \quad \text{tensione rifollamento}$$

Verifica unione saldata piatto di collegamento controvento trave principale (cordone L = 6 mm)

$$N = N_{\max} = 33.79 \text{ kN} \quad \text{-carico massimo sul controvento}$$

La sezione resistente della saldatura, in accordo con [DM2018] §4.2.8.2.3, è pari a:

$$t_{\text{saldatura}} = 0.7 \cdot L = 4.2 \text{ mm}$$

$$L = 160 \text{ mm} \quad \text{- lunghezza min. saldatura piatto-anima trave}$$

$$A_{\text{saldatura}} = 2 \times L \times t_{\text{saldatura}} = 1344 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_{\perp} = N / A_{\text{saldatura}} = 25.15 \text{ MPa} \leq \frac{f_{tk}}{\beta \gamma_{M2}} = 453 \text{ MPa}$$

11 ESCURSIONI APPARECCHI DI APPOGGIO E GIUNTI

La valutazione degli spostamenti longitudinali e trasversali in corrispondenza degli apparecchi d'appoggio è eseguita con riferimento alle azioni statiche ed alle azioni sismiche. In particolare, le azioni considerate nell'analisi sono:

- ritiro del cls di soletta ($d_{\varepsilon 2}$);
- variazione termica uniforme pari a 27°C, con effetto sia in allungamento sia un accorciamento ($d_{\varepsilon 3}$);
- azione sismica con moto asincrono delle due spalle (d_E).

Le combinazioni di calcolo utilizzate sono espresse in forma sintetica nel seguito:

- combinazione statica: $d_{tot,stat} = d_{\varepsilon 2} \pm d_{\varepsilon 3}$;
- combinazione sismica: $d_{tot,sisma} = 0.5 \cdot d_{\varepsilon 2} \pm 0.5 \cdot d_{\varepsilon 3} \pm d_E$.

I valori di progetto della variazione termica uniforme per la valutazione agli SLU della massima espansione/contrazione si possono esprimere come segue:

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

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

In cui:

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

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

- $T_{e,max}$ e $T_{e,min}$ sono rispettivamente la massima e minima temperatura uniforme del ponte ricavabili, come indicato nel Capitolo 6 delle UNI EN 1991-1-5, in funzione della T_{min} e T_{max} dell'aria esterna di cui al § 3.5 delle NTC ($T_{max}=42^\circ\text{C}$; $T_{min} = -15^\circ\text{C}$)
- T_0 è la temperatura iniziale all'atto della regolazione degli appoggi del ponte di cui al § 3.5.4 delle NTC (pari a 15°C).
- ΔT_0 è pari a 20°C (Installazione senza prerogolazione per effetti termici).

Quindi:

$$\Delta T_{exp} = 42 - 15 + 20 = 47^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_{con} = -15 - 15 - 20 = 50^\circ\text{C}$$

Pertanto, l'allungamento/accorciamento per metro lineare di impalcato in acciaio dovuto alla dilatazione termica equivale a:

$$d_{\varepsilon 3,exp} = 0.000012 \times (47^\circ) \times 1000 = + 0.56 \text{ mm/ml}$$

$$d_{\varepsilon 3,con} = 0.000012 \times (60^\circ) \times 1000 = + 0.60 \text{ mm/ml}$$

E l'accorciamento dovuto al ritiro del cls equivale a:

$$d_{\varepsilon 2,con} = 0.000010 \times (-34^\circ) \times 1000 \approx - 0.34 \text{ mm/ml}$$

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

Di seguito si esegue il calcolo dell'escursione totale degli apparecchi di appoggio con l'azione sismica allo SLC, l'escursione dei giunti con l'azione sismica allo SLD e il varco con l'azione sismica allo SLV, tenendo presente che l'escursione dovuta alla termica e al ritiro produce i seguenti valori di allungamento/accorciamento per metro lineare di impalcato:

$$d_{\varepsilon 3, \text{exp}} = 0.56 \text{ mm/ml}$$

$$d_{\varepsilon 3, \text{con}} = 0.60 + 0.34 = 0.94 \text{ mm/ml}$$

Escursione apparecchi d'appoggio (SLC):

allin.to		distanza dal fisso (m)	Escursione long. unilaterale statica		Escursione long. Unilaterale sismica allo SLC		Escursione trasv. Unilaterale sismica allo SLC
			Allung.	Accorc.	Allung.	Accorc.	
	SPA	-162	+90.72	-152.28	+201.36	-232.14	± 228
	P1	-120	+67.2	-112.8	+189.6	212.4	± 228
	P2	-60	+33.6	-56.4	+172.8	-184.2	± 228
Fisso	P3	0.00	0.00	0.00	+156	-156	± 228
	P4	+60	+33.6	-56.4	+172.6	-184.2	± 228
	P5	+120	+67.2	-112.8	+189.6	-212.4	± 228
	SPB	+162	+90.72	-152.28	+201.36	-232.14	± 228

Nell'escursione longitudinale dei giunti occorre tener conto del moto asincrono delle due spalle.

Il moto asincrono (SLC) delle due spalle è valutato secondo l'Eurocodice 8 - §3.3:

$$d_{ri} = \varepsilon_r L_i = 0.62 \cdot 324 = 200.88 \text{ mm} \leq d_g \sqrt{2}$$

con:

$$\varepsilon_r = d_g \sqrt{2} / L_g = 174.5 \cdot \sqrt{2} / 400 = 0.617$$

Dove:

$$d_g = 0.025 \cdot S \cdot TC \cdot TD \cdot a_g = \pm 0.025 \cdot 1.167 \cdot 0.548 \cdot 3.056 \cdot 0.364 \cdot 9.81 \cdot 10^3 = \pm 174.5 \text{ mm}$$

$L_i = 324 \text{ m}$ Luce di calcolo viadotto

$L_g = 400 \text{ m}$ è la distanza oltre la quale si possono considerare i movimenti del suolo completamente non correlati (Eurocodice 8 – tab. 3.1N per terreno tipo C)

L'escursione totale degli apparecchi di appoggio si ottiene combinando usando secondo SRSS gli spostamenti prodotti dal moto asincrono con quelli provenienti dal calcolo:

$$SRSS = -\sqrt{232.14^2 + 200.88^2} = -307 \text{ mm} < 400 \text{ mm} \text{ (escursione di progetto dell'apparecchio)}$$

$$SRSS = +\sqrt{201.36^2 + 200.88^2} = +284.43 \text{ mm} < 400 \text{ mm} \text{ (escursione di progetto dell'apparecchio)}$$

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

La valutazione degli spostamenti longitudinali e trasversali in corrispondenza dei giunti è eseguita con riferimento alle azioni statiche ed alle azioni sismiche allo SLD:

Escursione giunti (SLD):

allin.to	distanza dal fisso (m)	Escursione long. unilaterale statica		Escursione long. unilaterale sismica allo SLV		Escursione trasv. unilaterale allo SLV
		Allung.	Accorc.	Allung.	Accorc.	
Giunto SPA	-162.6	+91.06	-152.84	+100.53	-131.42	± 65
Giunto SPB	+162.6	+91.06	-152.84	+100.53	-131.42	± 65

Nell'escursione longitudinale dei giunti occorre tener conto del moto asincrono delle due spalle.

Il moto asincrono (SLD) delle due spalle è valutato secondo l'Eurocodice 8 - §3.3:

$$d_{ri} = \epsilon_r L_i = 0.066 \cdot 324 = 21.38 \text{ mm} \leq d_g \sqrt{2}$$

con:

$$\epsilon_r = d_g \sqrt{2} / L_g = 18.8 \cdot \sqrt{2} / 400 = 0.066$$

Dove:

$$d_g = 0.025 \cdot S \cdot TC \cdot TD \cdot a_g = \pm 0.025 \cdot 1.50 \cdot 0.489 \cdot 2.048 \cdot 0.051 \cdot 9.81 \cdot 10^3 = \pm 18.8 \text{ mm}$$

$L_i = 324 \text{ m}$ Luce di calcolo viadotto

$L_g = 400 \text{ m}$ è la distanza oltre la quale si possono considerare i movimenti del suolo completamente non correlati (Eurocodice 8 – tab. 3.1N per terreno tipo C)

L'escursione totale dei giunti si ottiene combinando usando secondo SRSS gli spostamenti prodotti dal moto asincrono con quelli provenienti dal calcolo.

Quindi l'escursione totale longitudinale e trasversale dei giunti è pari a:

$$e_T = \pm \sqrt{65^2 + 21.38^2} = \pm 68.43 \text{ mm} \quad \text{-giunto SPA/SPB} \quad \text{trasversale}$$

$$e_L = -\sqrt{131.42 + 21.38^2} = -133.15 \text{ mm} \quad \text{-giunto SPA/SPB} \quad \text{longitudinale}$$

$$e_L = +\sqrt{100.53^2 + 21.38^2} = +102.78 \text{ mm} \quad \text{-giunto SPA/SPB} \quad \text{longitudinale}$$

Si adotta un giunto con un'escursione totale pari a 250 mm in direzione longitudinale e 140 in direzione trasversale.

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

La valutazione dei varchi è eseguita con riferimento alle azioni statiche ed alle azioni sismiche allo SLV e si ottiene calcolando l'escursione longitudinale totale dei giunti allo SLV:

Escursione giunti:

allin.to		distanza dal fisso (m)	Escursione long. unilaterale statica		Escursione long. unilaterale sismica allo SLV	
			Allung.	Accorc.	Allung.	Accorc.
	Giunto SPA	-162.6	+91.06	-152.84	+175.53	-206.42
	Giunto SPB	+162.6	+91.06	-152.84	+175.53	-206.42

Nell'escursione longitudinale dei giunti occorre tener conto del moto asincrono delle due spalle.

Il moto asincrono (SLV) delle due spalle è valutato secondo l'Eurocodice 8 - §3.3:

$$d_{ri} = \epsilon_r L_i = 0.456 \cdot 324 = 147.75 \text{ mm} \leq d_g \sqrt{2}$$

con:

$$\epsilon_r = d_g \sqrt{2} / L_g = 128.8 \cdot \sqrt{2} / 400 = 0.456$$

Dove:

$$d_g = 0.025 \cdot S \cdot TC \cdot TD \cdot a_g = \pm 0.025 \cdot 1.283 \cdot 0.532 \cdot 2.729 \cdot 0.282 \cdot 9.81 \cdot 10^3 = \pm 128.8 \text{ mm}$$

$L_i = 324 \text{ m}$ Luce di calcolo viadotto

$L_g = 400 \text{ m}$ è la distanza oltre la quale si possono considerare i movimenti del suolo completamente non correlati (Eurocodice 8 – tab. 3.1N per terreno tipo C)

L'escursione totale dei giunti si ottiene combinando usando secondo SRSS gli spostamenti prodotti dal moto asincrono con quelli provenienti dal calcolo.

Quindi l'escursione totale longitudinale dei giunti è pari a:

$$eL = -\sqrt{206.42^2 + 147.75^2} = -253.84 \text{ mm} \quad \text{-giunto SPA/SPB longitudinale}$$

$$eL = +\sqrt{175.53^2 + 147.75^2} = +229.44 \text{ mm} \quad \text{-giunto SPA/SPB longitudinale}$$

Il varco minimo è pari a:

$$v = eL / 2 + 20 \text{ mm} \approx 262 \text{ mm} \quad \text{-giunto SPA/SPB}$$

Si adotta, in favore di sicurezza, un varco di 300 mm

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

SPALLA "B"						
Carichi	App_01			App_02		
	Vert.	Long.	Trasv.	Vert.	Long.	Trasv.
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
Permanenti	-1187	0	0	-1144	0	0
Carichi mobili_Nmax	-1546	0	0	-589	0	0
Frenatura	0	65	0	0	65	0
Vento	-195	30	178	195	30	178
Sisma	-295	820	530	-295	820	530
SPALLA "B"						
	App_01			App_02		
	Vert.	Long.	Trasv.	Vert.	Long.	Trasv.
SLE_II	-2863	20	119	-1603	20	119
SLE_III	-2491	85	119	-1461	85	119
STR_II	-3865	27	160	-2164	27	160
STR_III	-3363	114	160	-1973	114	160
SISMA 1	-1276	820	159	-1233	820	159
SISMA 2	-1276	246	530	-1233	246	530
SISMA 3	-1482	246	159	-1439	246	159
SPALLA "B"						
	APPOGGIO 01			APPOGGIO 02		
	R (kN)	HI (kN)	Ht (kN)	R (kN)	HI (kN)	Ht (kN)
SLE	-2863	85	119	-2863	85	119
SLU	-3865	114	160	-3865	114	160
SISMICA	-1482	820	530	-1482	820	530
PILA "1" e "5"						
Carichi	App_01			App_02		
	Vert.	Long.	Trasv.	Vert.	Long.	Trasv.
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
Permanenti	-4444	0	0	-4333	0	0
Carichi mobili_Nmax	-2935	0	0	-1141	0	0
Frenatura	0	65	0	0	65	0
Vento	-370	12	306	370	12	306
Sisma	-475	800	650	-475	800	650
PILA "1" e "5"						
	App_01			App_02		
	Vert.	Long.	Trasv.	Vert.	Long.	Trasv.
SLE_II	-7626	8	204	-5227	8	204
SLE_III	-6919	73	204	-4953	73	204
STR_II	-10295	11	275	-7057	11	275
STR_III	-9341	98	275	-6686	98	275
SISMA 1	-4587	800	195	-4476	800	195
SISMA 2	-4587	240	650	-4476	240	650
SISMA 3	-4919	240	195	-4808	240	195
PILA "1" e "5"						
	APPOGGIO 01			APPOGGIO 02		
	R (kN)	HI (kN)	Ht (kN)	R (kN)	HI (kN)	Ht (kN)
SLE	-7626	73	204	-7626	73	204
SLU	-10295	98	275	-10295	98	275
SISMICA	-4919	800	650	-4919	800	650

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

PILA "2" e "4"						
Carichi	App_01			App_02		
	Vert.	Long.	Trasv.	Vert.	Long.	Trasv.
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
Permanenti	-4780	0	0	-4666	0	0
Carichi mobili_Nmax	-3132	0	0	-1218	0	0
Frenatura	0	65	0	0	65	0
Vento	-470	2	400	470	2	400
Sisma	-535	755	940	-535	755	940
PILA "2" e "4"						
	App_01			App_02		
	Vert.	Long.	Trasv.	Vert.	Long.	Trasv.
SLE_II	-8225	1	267	-5571	1	267
SLE_III	-7471	66	267	-5277	66	267
STR_II	-11104	2	360	-7520	2	360
STR_III	-10086	89	360	-7125	89	360
SISMA 1	-4941	755	282	-4827	755	282
SISMA 2	-4941	227	940	-4827	227	940
SISMA 3	-5315	227	282	-5201	227	282
PILA "2" e "4"						
	APPOGGIO 01			APPOGGIO 02		
	R (kN)	HI (kN)	Ht (kN)	R (kN)	HI (kN)	Ht (kN)
SLE	-8225	66	267	-8225	66	267
SLU	-11104	89	360	-11104	89	360
SISMICA	-5315	755	940	-5315	755	940
PILA "3"						
Carichi	App_01			App_02		
	Vert.	Long.	Trasv.	Vert.	Long.	Trasv.
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
Permanenti	-4655	0	0	-4490	0	0
Carichi mobili_Nmax	-3143	0	0	-1227	0	0
Frenatura	0	65	0	0	65	0
Vento	-495	0	425	495	0	425
Sisma	-655	760	1155	-655	760	1155
PILA "3"						
	App_01			App_02		
	Vert.	Long.	Trasv.	Vert.	Long.	Trasv.
SLE_II	-8128	0	283	-5387	0	283
SLE_III	-7371	65	283	-5092	65	283
STR_II	-10973	0	383	-7272	0	383
STR_III	-9951	87	383	-6874	87	383
SISMA 1	-4852	760	347	-4687	760	347
SISMA 2	-4852	228	1155	-4687	228	1155
SISMA 3	-5310	228	347	-5145	228	347
PILA "3"						
	APPOGGIO 01			APPOGGIO 02		
	R (kN)	HI (kN)	Ht (kN)	R (kN)	HI (kN)	Ht (kN)
SLE	-8128	65	283	-8128	65	283
SLU	-10973	87	383	-10973	87	383
SISMICA	-5310	760	1155	-5310	760	1155

13 CONTROFRECCIA COSTRUTTIVA

La deformazione elastica, prodotta dai seguenti contributi, dovrà essere compensata mediante sagomatura dell'anima all'atto del taglio delle lamiere (contromonta). Le frecce sono calcolate tenendo conto dei fenomeni viscosi (a tempo T_{00}). La controfreccia calcolata è valida per entrambe le travi.

Le condizioni di carico che contribuiscono alla contromonta, sono le seguenti:

f_{pp}	peso proprio della struttura metallica e della soletta dell'impalcato;
f_{perm}	peso delle opere di finitura;
f_{ritiro}	effetti del ritiro della soletta ed effetto viscoso;
$0.25 \cdot f_{acc}$	effetti del traffico veicolare.

TRAVE ESTERNO CURVA

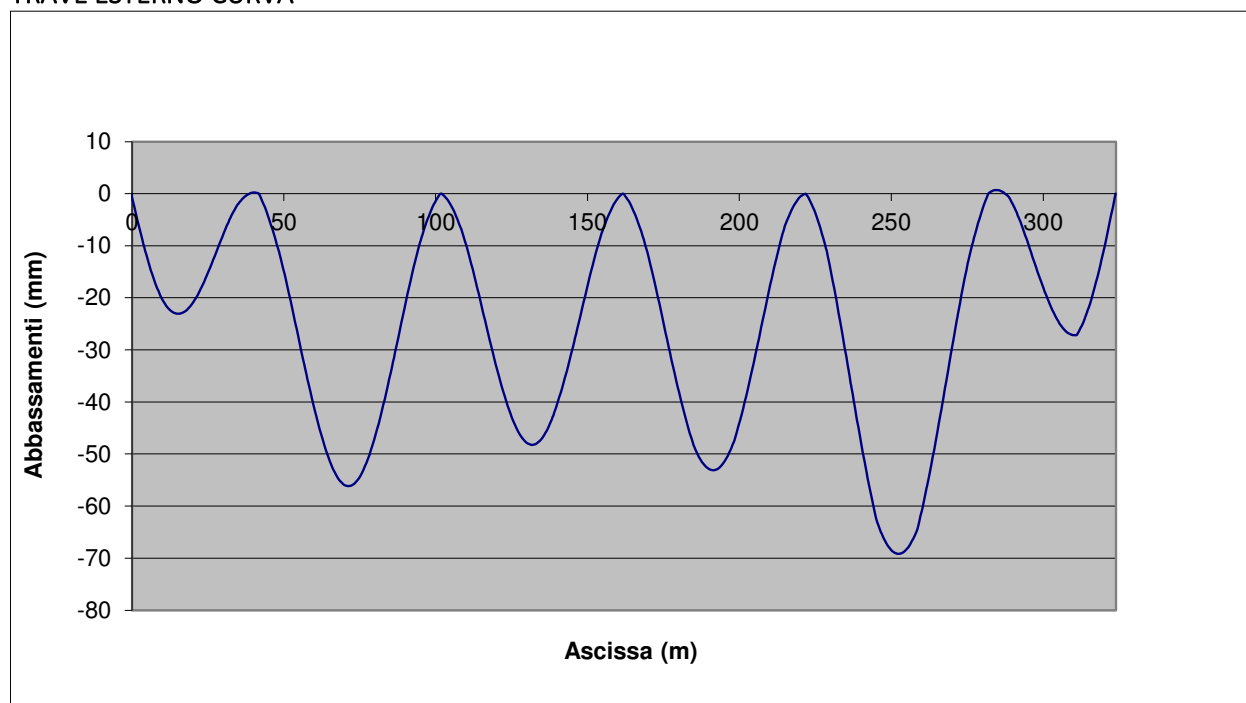


Fig. 13.1 – Abbassamenti verticali per il peso proprio della struttura (acciaio+ soletta)

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

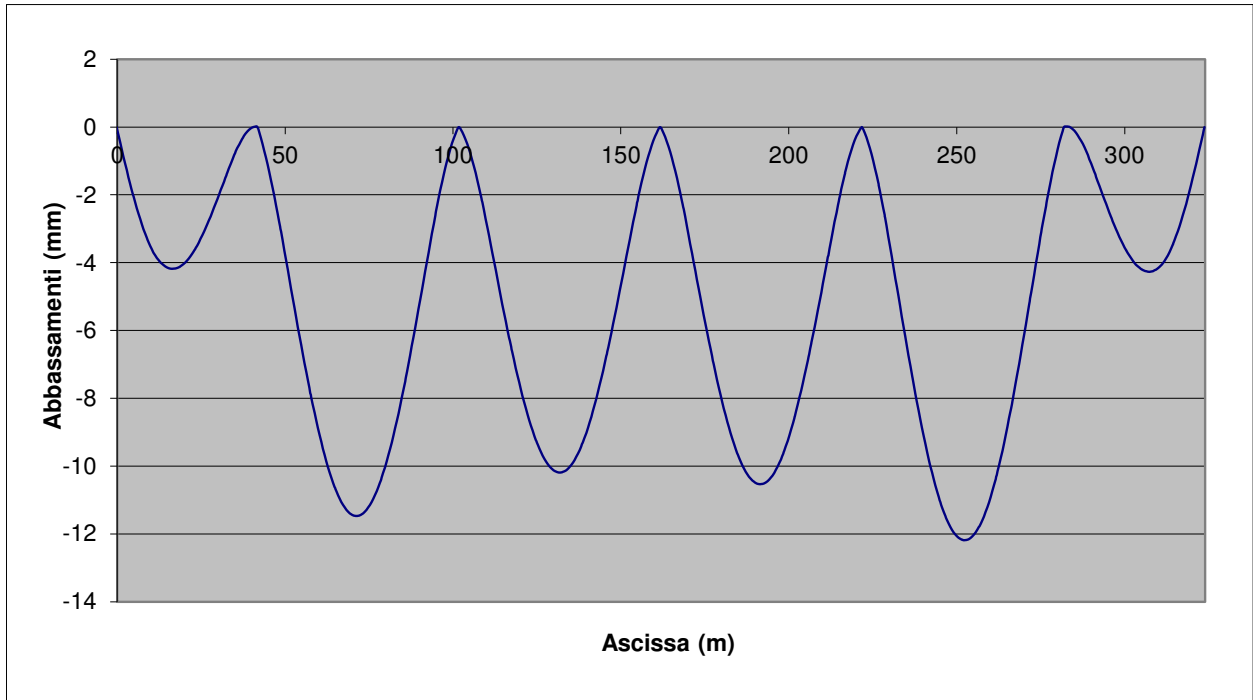


Fig. 13.2 – Abbassamenti verticali per il peso delle finiture

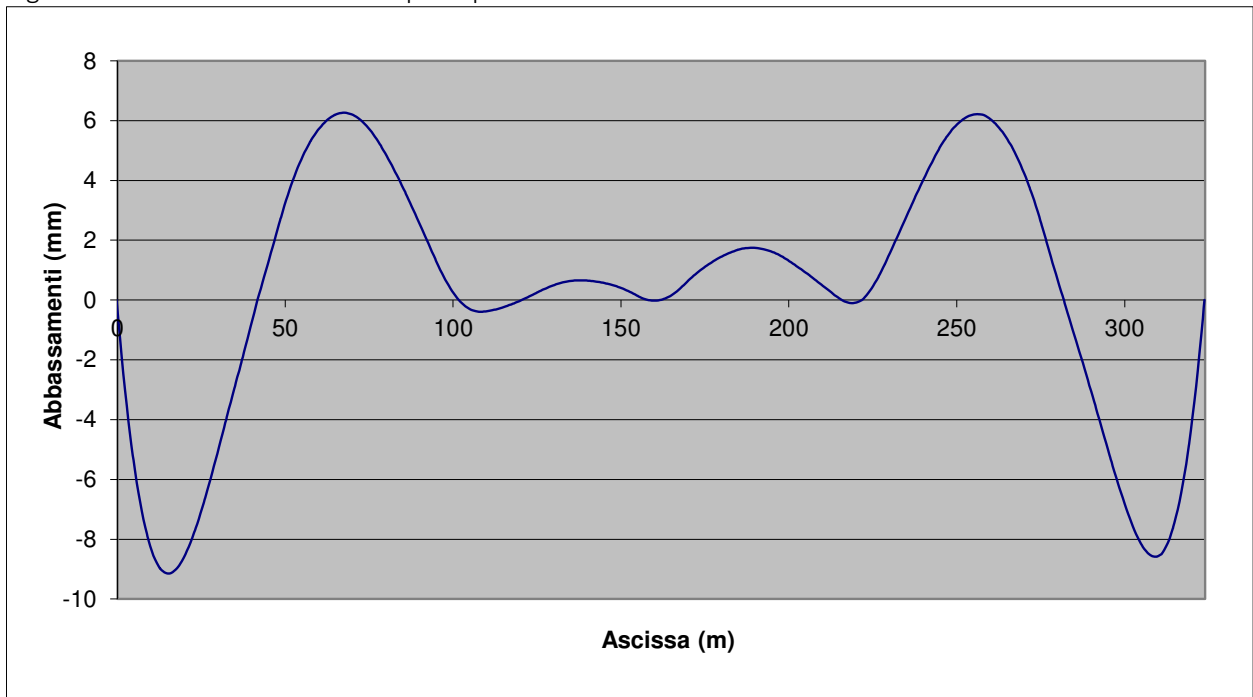


Fig. 13.3 – Abbassamenti verticali per gli effetti del ritiro della soletta ed effetti viscosi

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

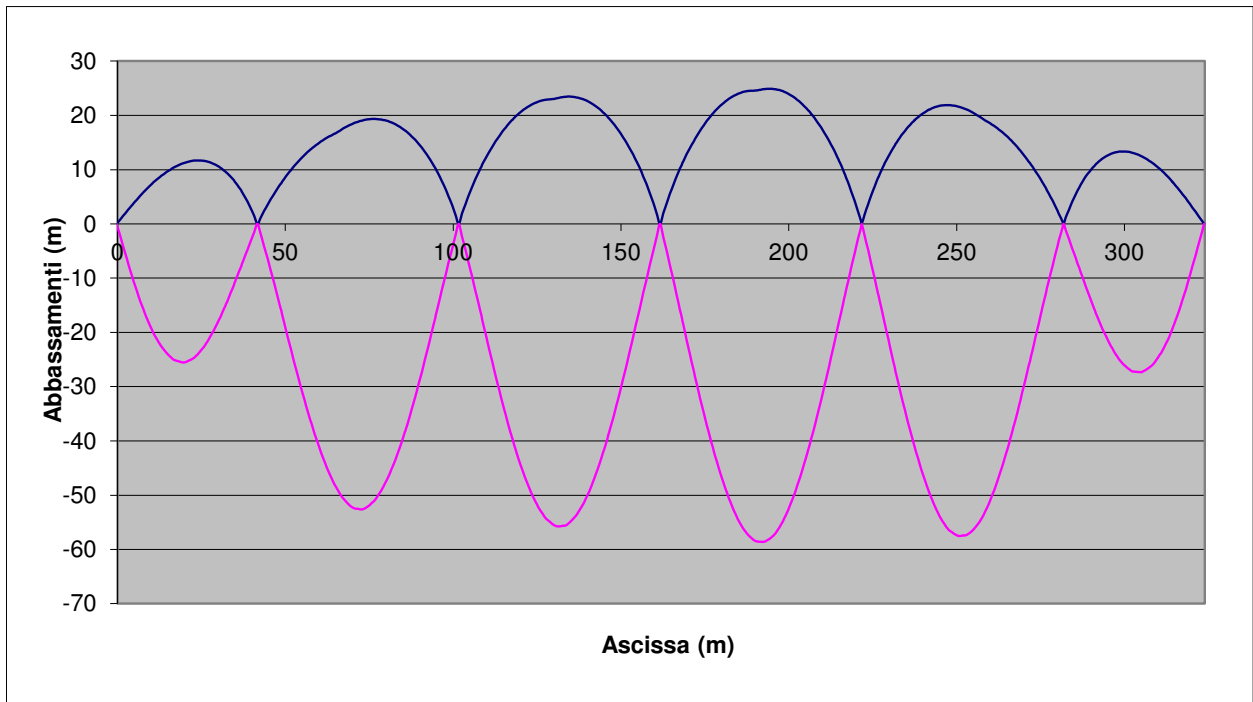


Fig. 13.4 – Abbassamenti verticali per gli effetti dei carichi mobili

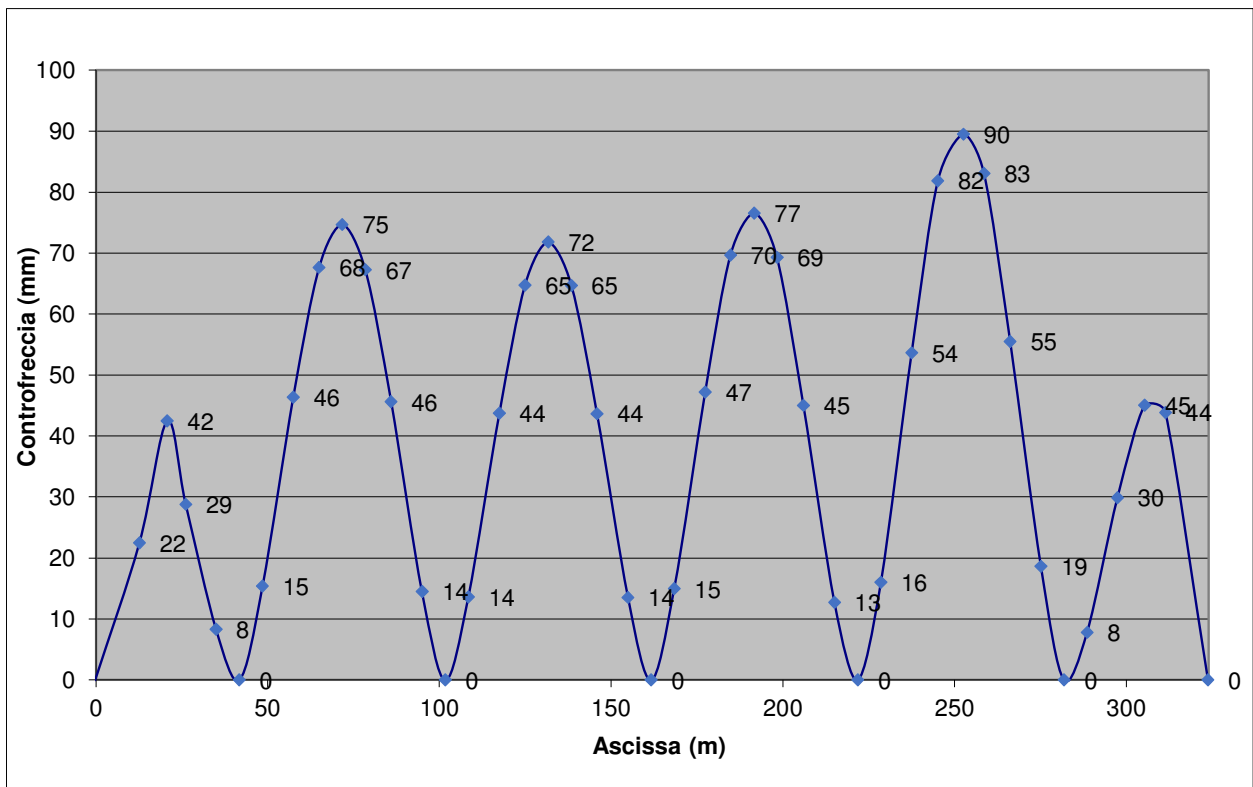


Fig. 13.5 – Diagramma della contromonata da predisporre per annullare la freccia delle componenti precedenti per la trave esterno curva

TRAVE INTERNO CURVA

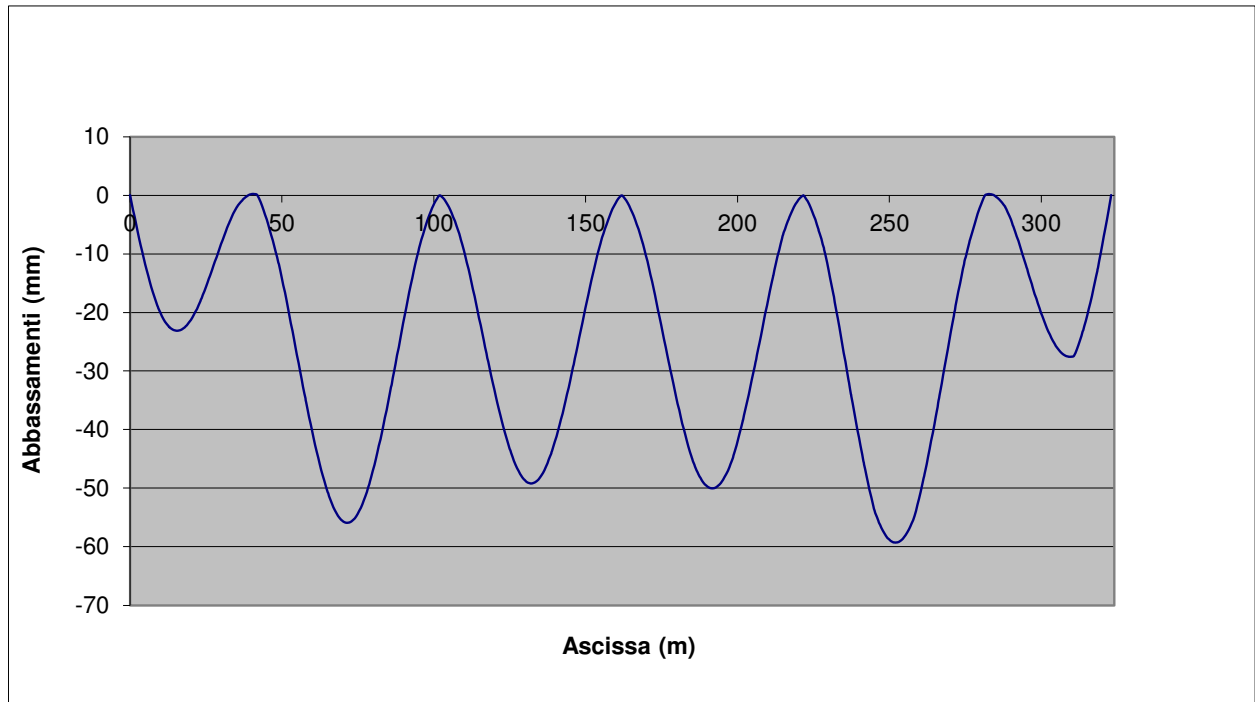


Fig. 13.6 – Abbassamenti verticali per il peso proprio della struttura (acciaio+ soletta)

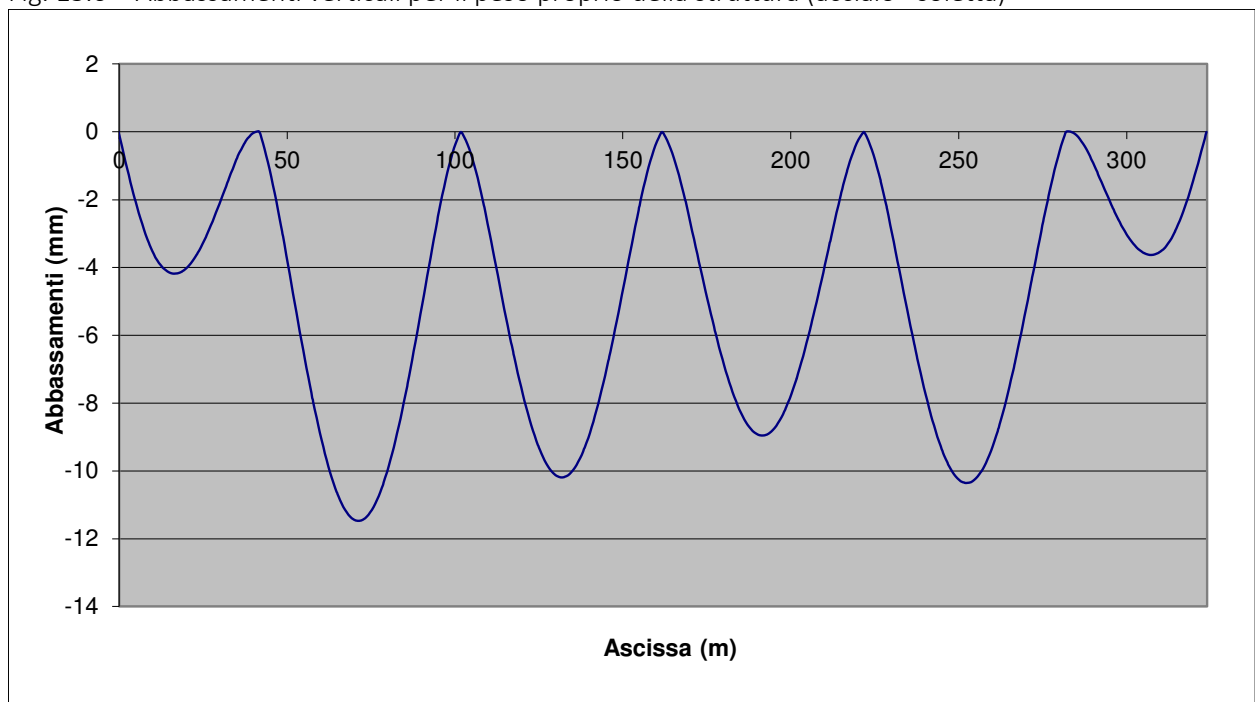


Fig. 13.7 – Abbassamenti verticali per il peso delle finiture

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

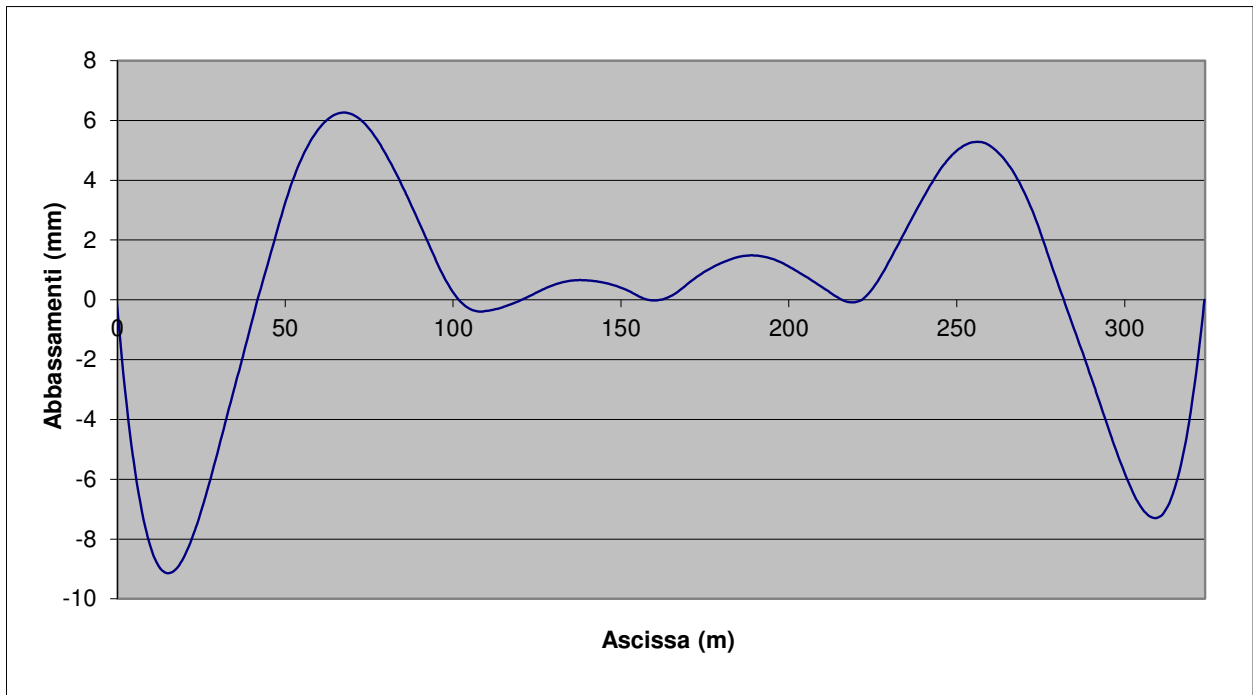


Fig. 13.8 – Abbassamenti verticali per gli effetti del ritiro della soletta ed effetti viscosi

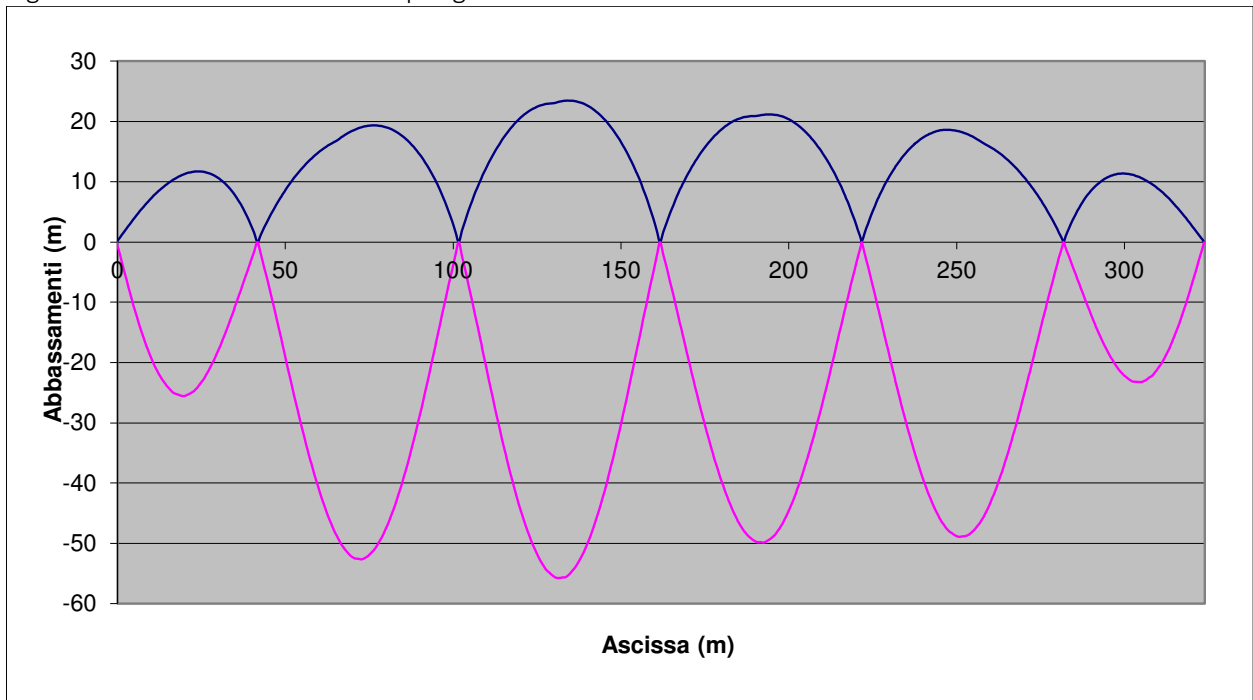


Fig. 13.9 – Abbassamenti verticali per gli effetti dei carichi mobili

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

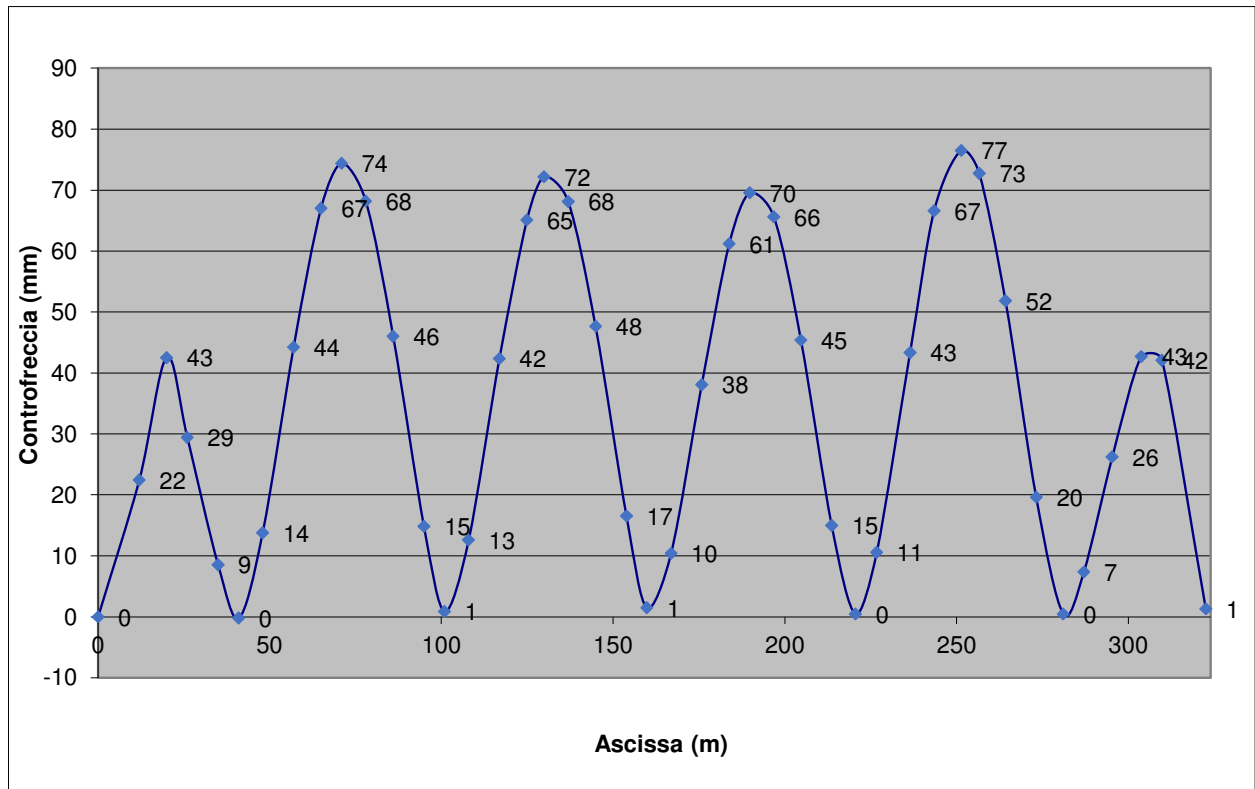


Fig. 13.10 – Diagramma della controfregata da predisporre per annullare la freccia delle componenti precedenti per la trave interno curva

14 DIMENSIONAMENTO DEI BAGGIOLI

Il dimensionamento delle armature nei baggioli previsti per l'alloggiamento degli apparecchi di appoggio è condotto in base a quanto riportato nell'Eurocodice 2 del 1990 e/o nel Model Code CEB-FIP 1990, secondo un meccanismo resistente tipo "shear-friction".

Le formulazioni utilizzate sono in particolare, quelle di cui al P.to 6.10 - CEB-FIP Model Code 1990, per la valutazione della resistenza alle azioni orizzontali, ovvero quella del (P.to 6.7 - EC2 parte 1-1) per il calcolo della resistenza per azioni verticali.

PORTATA APPOGGI (KN)			
TIPO	V	H _L	H _T
APPOGGIO ELASTOMERICO	11000	760	1160
Materiali			
Calcestruzzo			
Resistenza caratteristica cubica	R _{ck} =	40	MPa
Resistenza caratteristica cilindrica	f _{ck} =0,83*R _{ck} =	33.2	MPa
Resistenza a compressione di calcolo	f _{cd} =f _{ck} /γ _c =	22.13	MPa
Resistenza a trazione media	f _{ctm} =0.3*(R _{ck}) ^{2/3} =	3.50	MPa
Resistenza caratteristica a trazione	f _{ctk} =0.7*f _{ctm} =	2.45	MPa
Resistenza car. a trazione per flessione	f _{ctk} =1.2*f _{ctm} =	2.94	MPa
Resistenza a trazione di calcolo	f _{ctd} =f _{ctk} /γ _c =	1.96	MPa
Acciaio			
Tensione caratteristica di snervamento	f _{yk} =	450	MPa
Tensione di snervamento di calcolo	f _{yd} =f _{yk} /γ _s =	391	MPa
Dimensioni piastre inferiore appoggi		a (long.)	b (trasv.)
Appoggio		1150	1150
Tipo e dimensioni baggioli		a' (long.)	b' (trasv.)
Baggiolo		1300	1300

VERIFICHE STRUTTURALI DEL BAGGIOLO			
Resistenza alle forze orizzontali (P.to 6.10 - CEB-FIP Model Code 1990)			
Azione tagliante ultima	F _{sdU} =(H _L ² +H _T ²) ^{1/2} =	1390	KN
Utilizzando un meccanismo resistente di shear-friction si ottiene:			
μ=0.6 (coefficiente di attrito cls-cls)			
β=0.2, essendo βf _{ctd} la coesione del calcestruzzo (resistenza per attrito)			
σ _{cd} =tensione di compressione dovuta ai carichi esterni			
La condizione di resistenza al taglio si esprime con la:			
τ _{sd} <τ _{rd}		3.23	MPa
τ _{rd} =βf _{ctd} +μ(pf _{yd} +σ _{cd})<0.25f _{cd}		0.25 f _{cd} =	4.70 MPa
Trascurando l'influenza dell'attrito e della tensione di compressione σ _{cd} si ha:			
Num. ferri :	32		
Diametro singolo ferro:	22	mm	
Area complessiva A _s =	12128	mm ²	
Perc. di armatura ρ=	0.012128	(≥0.001)	OK
Resistenza a taglio teorica	τ _{rd} =	3.23	N/mm ²
Resistenza a taglio di calcolo	τ _{rd} =	3.23	N/mm ²
Taglio agente di progetto	τ _{sd} =	0.83	N/mm ² OK

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

Resistenza alle forze verticali (P.to 6.7 - EC2 parte 1-1)			
Azione di progetto ultima	$F_{sdu}=V=$	11000	KN
area caricata $A_{c0}=$		1322500	mm ²
massima area di diffusione $A_{c1}=$		1690000	mm ²
Resistenza ultima $F_{rd0}=A_{c0} \cdot f_{cd} \cdot (A_{c1}/A_{c0})^{1/2}=$		28125	KN
$F_{rd0} < 3 \cdot f_{cd} \cdot A_{c0}=$	74641 kN	OK	

L'armatura trasversale prevista, 3 staffe $\phi 16 + 12$ spille $\phi 16$, per un'armatura totale sulle quattro facce del baggiolo pari a $4 \cdot (6+12) \cdot 201 = 11088 \text{ mm}^2$, deve soddisfare la seguente espressione:

$$A_t \cdot f_{yd} \geq N_{sd} / 2 \implies 14472 \text{ mm}^2 \cdot 391.3 \text{ MPa} = 5662893 > 11000000 \text{ N} / 2$$

$$\implies 5\,662\,893 \text{ N} > 5\,500\,000 \text{ N}$$

La verifica risulta soddisfatta.

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

15 GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITA' DEI RISULTATI

Per valutare i risultati ottenuti attraverso il software SAP2000 si effettuerà un rapido confronto relativo al massimo momento longitudinale massimo agente lungo la trave per le condizioni di carico principali dell'impalcato (allo SLE).

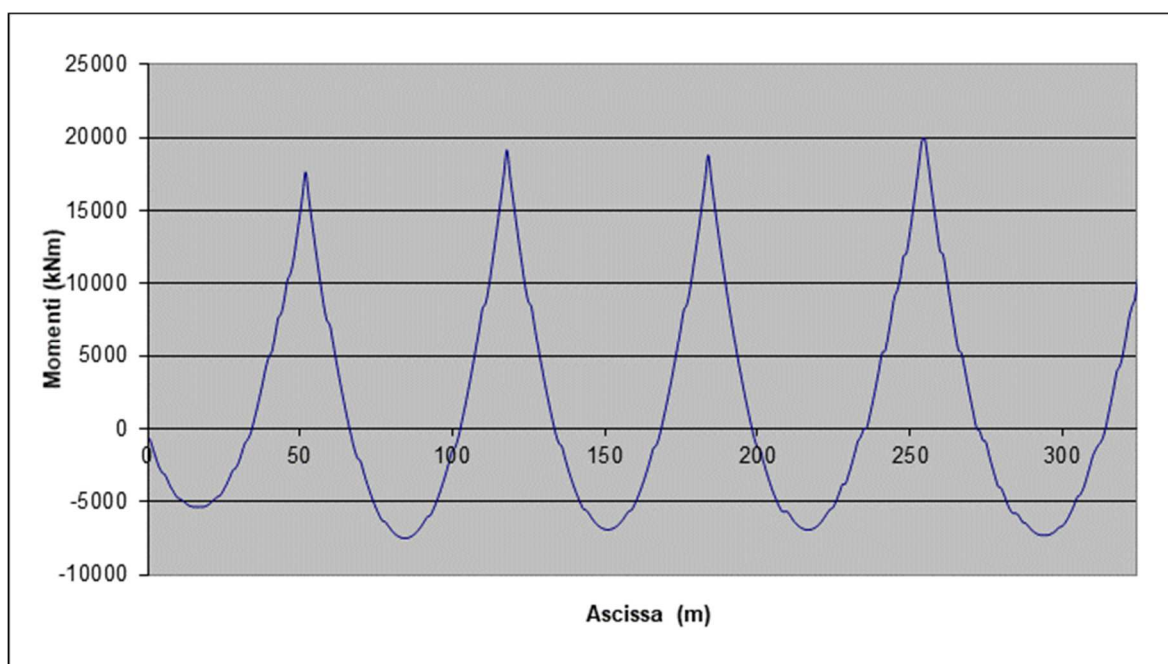
Si consideri una sezione composta da una sola trave con i seguenti carichi applicati:

- Peso della soletta sulla singola trave: Soletta in c.a.= 42.63 kN/ml

Allo stato limite di esercizio il massimo momento agente ottenuto manualmente sarà pari a circa 1/10 del carico moltiplicato il quadrato della luce (L_{trave} =60m), ovvero:

$$M_{appoggio} = \frac{42.63 \text{ kN} / \text{m} \times (60)^2}{10} = 15347 \text{ kNm}$$

Di seguito si riporta il diagramma dei momenti prodotti con il software in cui il momento all'appoggio intermedio dovuto al peso della carpenteria metallica e della soletta è pari a circa **19730 kNm** paragonabile a quello calcolato manualmente, pertanto i risultati ottenuti dal modello agli elementi finiti possono considerarsi attendibili.



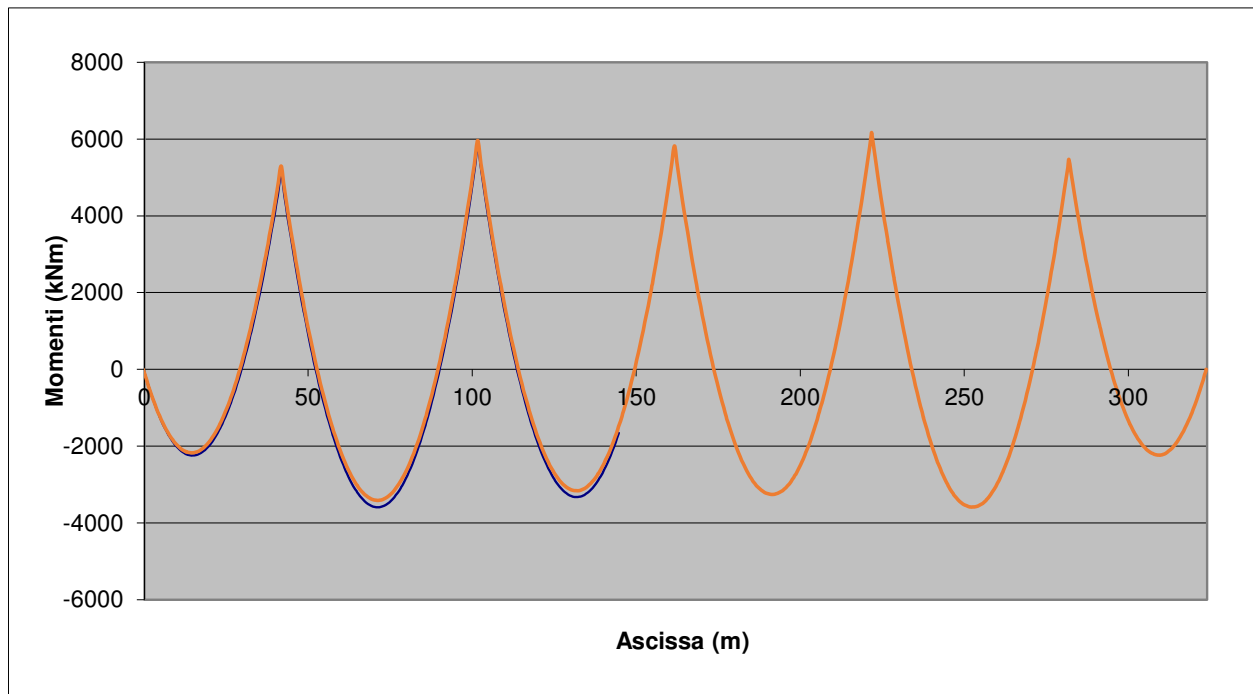
RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

- Peso dei permanenti portati sulla singola trave: Perm.= 20.14 kN/ml

Allo stato limite di esercizio il massimo momento agente ottenuto manualmente sarà pari a circa 1/10 del carico moltiplicato il quadrato della luce (Ltrave =60m), ovvero:

$$M_{appoggio} = \frac{20.14 \text{ kN} / \text{m} \times (60)^2}{10} = 7251 \text{ kNm}$$

Di seguito si riporta il diagramma dei momenti prodotti con il software in cui il momento dovuto al peso del permanente portato è pari a circa **6070 kNm** paragonabile a quello calcolato manualmente, pertanto i risultati ottenuti dal modello agli elementi finiti possono considerarsi attendibili.



RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

- Azione del traffico:

In favore di sicurezza per ricavare la ripartizione dei carichi tandem tra le due travi si applica il metodo di Courbon, pertanto, sulla trave 1 avremo il carico concentrato pari a $1.454 \cdot 600 = 872.4$ kN:

COURBON	Calcolo dei coefficienti di ripartizione				Mobili 1			Mobili 2			Mobili 3		
	Caratteristiche geometriche				Q1	2.00		Q2	1.67		Q1	1.00	
	n travi	2			e1	1.25		e2	2.05		e1	3.25	
TRAVE	xi(m)	di(m)	di²(m²)	Wi = J/di	KN1	KM1	K1	KN2	KM2	K2	KN1	KM1	K1
1	-2.750	2.750	7.56	5.50	1.00	0.455	1.454	0.83	0.621	1.454	0.50	0.59	1.091
2	2.750	-2.750	7.56	-5.50	1.00	-0.455	0.545	0.83	-0.621	0.212	0.50	-0.59	-0.091
Totale	0.00	J	15.13		6.00	0.00	3.00	5.00	0.00	2.50	3.00	0.00	1.50
xg (m)	0.00												
CONDIZIONI DI CARICHI MOBILI													
Stese	Mobili 1			Mobili 2			Mobili 3						
	Q	e (m)	Q*e	Q	e (m)	Q*e	Q	e (m)	Q*e				
1	1.00	3.250	3.25	1.00	3.250	3.25	1.00	3.250	3.25				
2	0.67	0.250	0.17	0.67	0.250	0.17	0.00	0.250	0.00				
3	0.33	-2.750	-0.92	0.00	-2.750	0.00	0.00	-2.750	0.00				
4	0.000	-4.50	0.00	0.00	-4.50	0.00	0.000	-4.5	0.00				
Totale	2.00		2.50	1.67		3.42	1.00		3.25				
	e1 =	1.25		e2 =	2.05		e2 =	3.25					

Mentre i carichi distribuiti sulla trave 1 saranno pari a $1.242 \cdot 9 \cdot 3 = 33.53$ kN/m

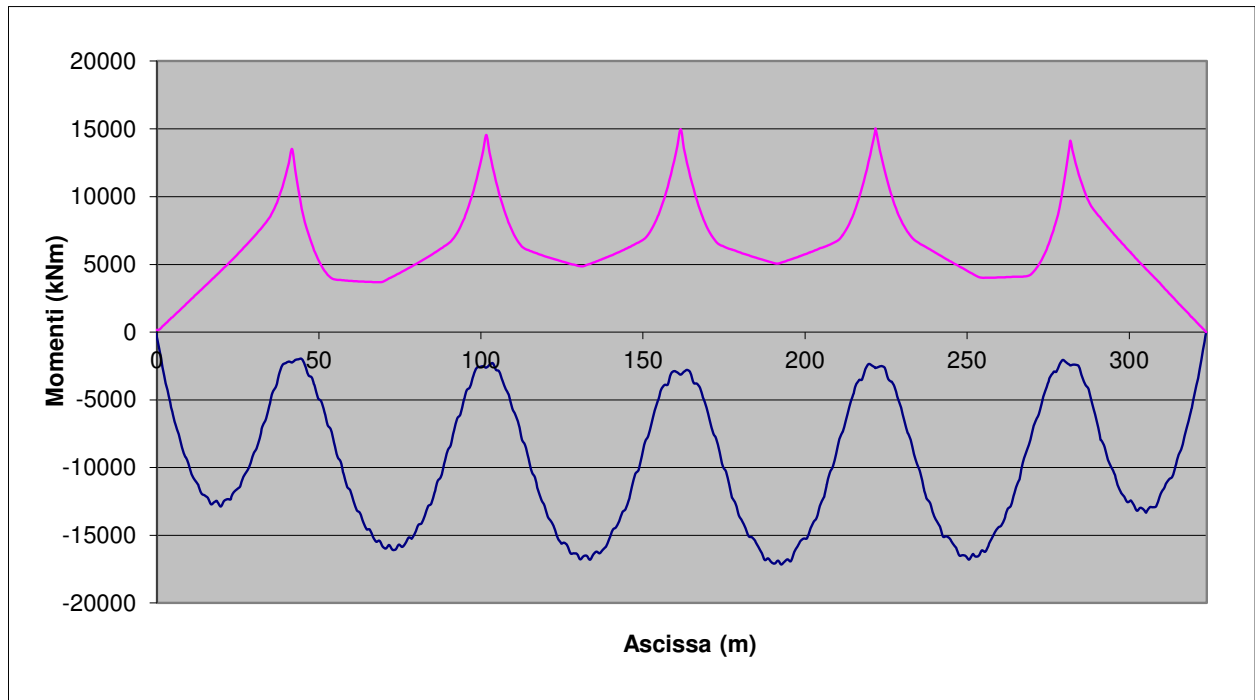
COURBON	Calcolo dei coefficienti di ripartizione				Mobili 1			Mobili 2			Mobili 3			Mobili 4		
	Caratteristiche geometriche				Q1	1.76		Q2	1.55		Q1	1.28		Q2	1.00	
	n travi	2			e1	0.91		e2	1.65		e1	2.60		e2	0.00	
TRAVE	xi(m)	di(m)	di²(m²)	Wi = J/di	KN1	KM1	K1	KN2	KM2	K2	KN1	KM1	K1	KN2	KM2	K2
1	-2.750	2.750	7.56	5.50	0.88	0.292	1.173	0.78	0.465	1.242	0.64	0.60	1.242	0.50	0.00	0.500
2	2.750	-2.750	7.56	-5.50	0.88	-0.292	0.589	0.78	-0.465	0.312	0.64	-0.60	0.035	0.50	0.00	0.500
Totale	0.00	J	15.13		5.29	0.00	2.64	4.66	0.00	2.33	3.83	0.00	1.92	3.00	0.00	1.50
xg (m)	0.00															
CONDIZIONI DI CARICHI MOBILI																
Stese	Mobili 1			Mobili 2			Mobili 3			Mobili 4						
	Q	e (m)	Q*e	Q	e (m)	Q*e	Q	e (m)	Q*e	Q	e (m)	Q*e	Q	e (m)	Q*e	
1	1.00	3.250	3.25	1.00	3.250	3.25	1.00	3.250	3.25	1.00	3.250	3.25	1.00	3.250	3.25	
2	0.277	0.250	0.07	0.277	0.250	0.07	0.2770	0.250	0.07	0.00	0.250	0.00	0.00	0.250	0.00	
3	0.277	-2.750	-0.76	0.277	-2.750	-0.76	0.0000	-2.750	0.00	0.00	-2.750	0.00	0.00	-2.750	0.00	
4	0.208	-4.585	-0.95	0.000	-4.585	0.00	0.000	-4.585	0.00	0.000	-4.585	0.00	0.000	-4.585	0.00	
Totale	1.76		1.60	1.55		2.56	1.28		3.32	1.00		3.25				
	e1 =	0.91		e2 =	1.65		e2 =	2.60		e2 =	3.25					

Allo stato limite di esercizio il massimo momento agente manualmente sarà pari a circa 1/10 del carico uniforme moltiplicato il quadrato della luce ($L_{trave}=60m$), più 1/8 del carico concentrato moltiplicato per la luce ovvero:

$$M_{appoggio} = \frac{33.53kN / m \times (60)^2}{10} + 872.4 \cdot 60 / 8 = 18614kNm$$

Di seguito si riporta il diagramma dei momenti prodotti con il software in cui il momento all'appoggio dovuto al peso del carcio da traffico è pari a circa **17160 kNm** paragonabile a quello calcolato manualmente, pertanto i risultati ottenuti dal modello agli elementi finiti possono considerarsi attendibili.

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO



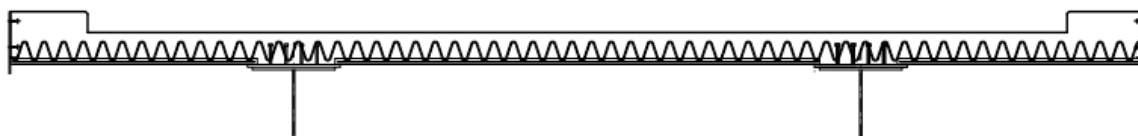
SOLETTA

16 SOLETTA (DIREZIONE TRASVERSALE)

La verifica in direzione longitudinale della soletta è riportata nel cap. 9.6 della presente.
Di seguito si riporta la verifica in direzione trasversale della soletta.

16.1 FASI COSTRUTTIVE E DI GETTO

La sezione trasversale dell'impalcato in questione è costituita da due travi in acciaio e soletta in calcestruzzo collaborante con le predette travi. L'altezza della soletta è pari a 31 cm. La geometria della sezione prevede una dimensione degli sbalzi laterali di soletta uguali (2.75 m in sx; e 2.75m in dx) ed un interasse fra le travi pari a 5.50 m. La soletta, infatti, ha una dimensione trasversale di 11.00 m:



L'impalcato in c.a. è previsto gettato in opera, utilizzando predalle autoportanti di spessore 6 cm e larghezza 240 cm con 8 tralicci disposti ad interasse di 30 cm.

Una volta disposte le predalle si provvede alla posa dell'armatura longitudinale ed al completamento di quella trasversale e quindi, al getto della soletta fino agli spessori di progetto.

Si prevede di utilizzare due modelli di comportamento della soletta ai fini delle diverse verifiche da effettuare:

Nel primo modello, utilizzato nelle verifiche di esercizio (tensioni e fessure), si distinguono due fasi di funzionamento corrispondenti a diverse sezioni resistenti:

- 1° fase: le predalle sostengono il peso proprio ed il getto della soletta;
- 2° fase: la soletta maturata sostiene il peso delle opere di finitura e quelle dei sovraccarichi.

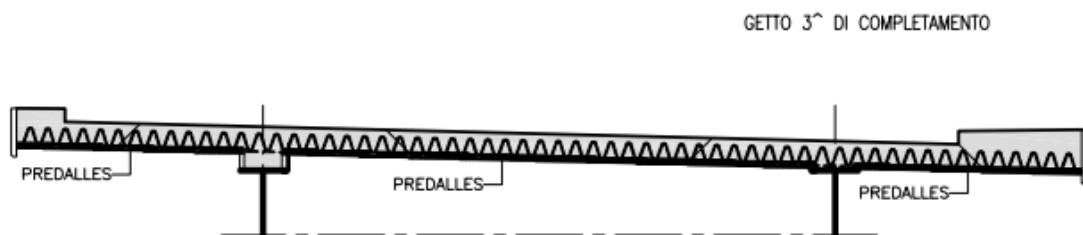
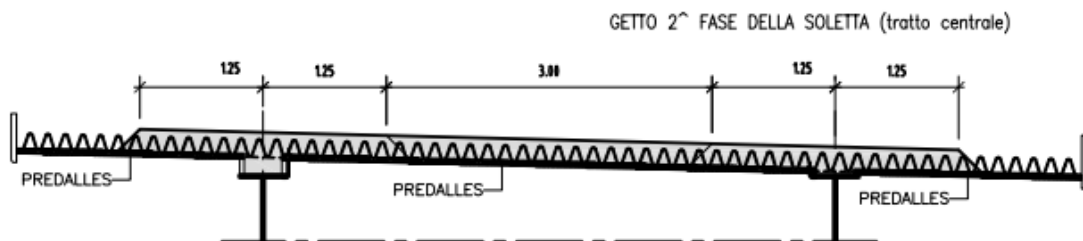
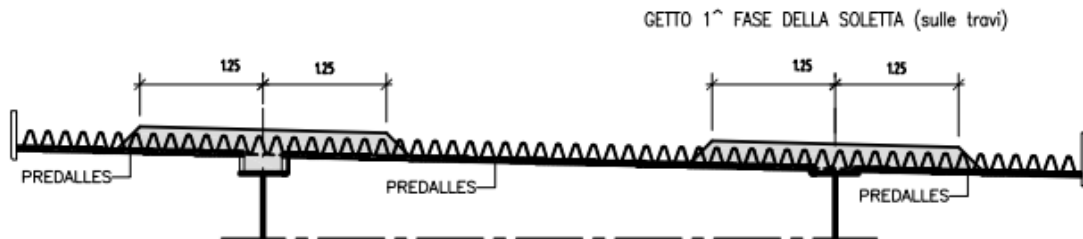
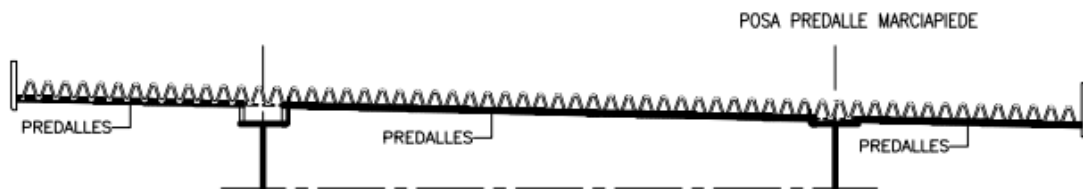
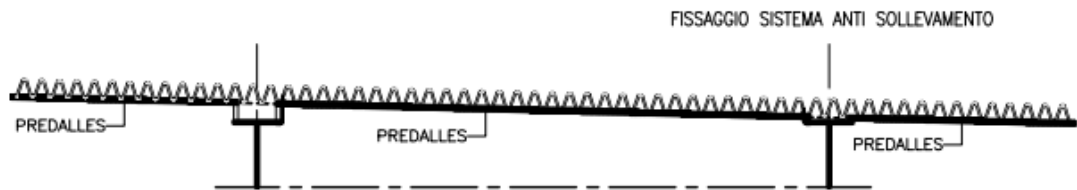
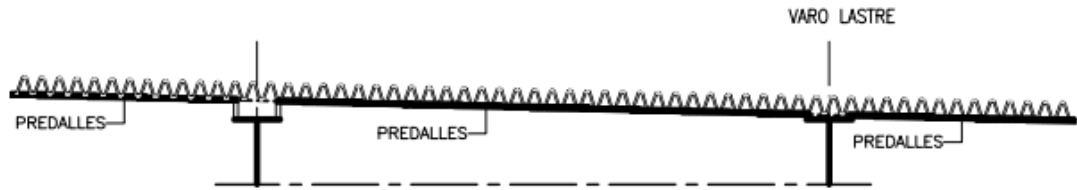
Nell'ambito della 1° fase (vedi par. successivi) si prevedono, inoltre, diversi step di carico a cui corrispondono ulteriori sezioni resistenti differenti. Pertanto, si effettua la verifica di ciascuna sezione e si sommano gli effetti (tensioni e fessure) prodotti dalle diverse situazioni di carico.

Il secondo modello, utilizzato nelle verifiche allo stato limite ultimo, poiché il legame costitutivo del materiale è di tipo non lineare, non si può applicare il principio di sovrapposizione degli effetti e dunque si considera la soletta realizzata in un'unica fase con il peso proprio, le opere di finitura ed i carichi accidentali agenti contemporaneamente.

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

FASI DI MONTAGGIO LASTRE
SCALA 1:50



16.2 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni dei carichi elementari, in ciascuna fase e descritti nei paragrafi seguenti, sono state condotte secondo il D.M. 17/01/2018:

		SLE		QP		FR		STR		URTO
fase 1	PP_PREDALLA	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35	1.00
	SOLETTA	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35	1.00
fase 2	PERM	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35	1.00
	CAR_MOB_verticali	1.00	1.00	0.00	0.00	0.75	0.75	1.35	1.35	1.00
	VENTO	0.60	-0.60	0.00	0.00	0.20	-0.20	0.90	-0.90	0.00
	URTO IN SVIO	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00

16.3 CRITERI DI VERIFICA STRUTTURALE

La presente relazione di calcolo strutturale illustra il progetto nei suoi aspetti generali. Essa comprende solo una parte dei calcoli strutturali: le verifiche non riportate sono condotte analogamente a quelle descritte.

Le verifiche di resistenza delle sezioni sono eseguite secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite. I coefficienti di sicurezza adottati sono i seguenti:

- coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo: 1.50;
- coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio in barre: 1.15;

Il paragrafo in oggetto illustra nel dettaglio i criteri generali adottati per le verifiche strutturali condotte nel progetto. Ulteriori dettagli di carattere specifico, laddove impiegati, sono dichiarati e motivati nelle relative risultanze delle verifiche.

16.3.1 Criteri di verifica delle sezioni in c.a.

Per le sezioni in cemento armato si effettuano:

- verifiche per gli stati limite ultimi a presso-flessione;
- verifiche per gli stati limite ultimi a taglio;
- verifiche per gli stati limite di esercizio.

16.3.2 Verifiche per gli stati limite ultimi a flessione-presso-flessione

Allo stato limite ultimo, le verifiche a flessione o presso-flessione vengono condotte confrontando (per le sezioni più significative) le resistenze ultime e le sollecitazioni massime agenti, valutando di conseguenza il corrispondente fattore di sicurezza.

16.3.3 Verifica agli stati limite ultimi a taglio

La verifica allo stato limite ultimo per azioni di taglio è condotta secondo quanto prescritto dalla norma UNI EN 1992-1-1:2005, per elementi con armatura a taglio verticali.

Si fa, pertanto, riferimento ai seguenti valori della resistenza di calcolo:

- $V_{Rd,c} = \max \left\{ \left[0.18 / \gamma_c \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d; (v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right\}$,
resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio
- $V_{Rd,s} = 0.9 \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \alpha + \cot \vartheta) \cdot \sin \alpha$, valore di progetto dello sforzo di taglio che può essere sopportato dall'armatura a taglio alla tensione di snervamento
- $V_{Rd,max} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} (\cot \alpha + \cot \vartheta) / (1 + \cot^2 \vartheta)$, valore di progetto del massimo sforzo di taglio che può essere sopportato dall'elemento, limitato dalla rottura delle bielle compresse.

Nelle espressioni precedenti, i simboli hanno i seguenti significati:

- $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$ con d in mm;
- $\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02$;
- A_{sl} è l'area dell'armatura tesa;
- b_w è la larghezza minima della sezione in zona tesa;
- $\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0.2 \cdot f_{cd}$;
- N_{Ed} è la forza assiale nella sezione dovuta ai carichi;
- A_c è l'area della sezione di calcestruzzo;
- $v_{\min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$;
- $1 \leq \cot \vartheta \leq 2.5$ è l'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave
- A_{sw} è l'area della sezione trasversale dell'armatura a taglio;
- s è il passo delle staffe;
- f_{ywd} è la tensione di snervamento di progetto dell'armatura a taglio;
- $f'_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd}$ è la resistenza ridotta a compressione del calcestruzzo d'anima;
- $\alpha_{cw} = 1$ è un coefficiente che tiene conto dell'interazione tra la tensione nel corrente compresso e qualsiasi tensione di compressione assiale.

16.3.4 Verifica agli stati limite d'esercizio

Si effettuano le seguenti verifiche agli stati limite di esercizio:

- stato limite delle tensioni in esercizio;
- stato limite di fessurazione;
- stato limite di fatica.

16.3.4.1 Stato limite delle tensioni

Nel primo caso, si esegue il controllo delle tensioni nei materiali supponendo una legge costitutiva tensioni-deformazioni di tipo lineare. In particolare, si controlla la tensione massima di compressione del calcestruzzo e di trazione dell'acciaio, verificando che:

$$\sigma_c < 0.60 f_{ck} \text{ per combinazione rara delle azioni;}$$

$$\sigma_c < 0.45 f_{ck} \text{ per combinazione quasi permanente delle azioni;}$$

$$\sigma_s < 0.80 f_{yk}$$

16.3.4.2 Stato limite di fessurazione

Nel secondo caso, si assume che le condizioni ambientali del sito in cui sorge l'opera siano aggressive e si verifica che il valore limite di apertura della fessura, calcolato per armature poco sensibili, sia al più pari ai seguenti valori nominali:

$$w_1 = 0.2 \text{ mm per combinazione delle azioni quasi permanente;}$$

$$w_2 = 0.3 \text{ mm per combinazione delle azioni frequente.}$$

16.3.4.3 Stato limite di fatica

In accordo con [DM2018] §4.2.4.1.4 si riportano di seguito le verifiche a fatica degli elementi maggiormente interessati da questo fenomeno.

Affinché la verifica risulti soddisfatta la variazione di tensione ($\Delta\sigma_{max}$) ad opera dei carichi ciclici deve risultare inferiore al rispettivo valore ammissibile ($\Delta\sigma_R$) del particolare in esame:

$$\gamma_f \Delta\sigma_{max} \leq \Delta\sigma_R / \gamma_M$$

$$\gamma_f = 1.00 \quad \text{coefficiente di maggiorazione da normativa}$$

$$\gamma_M = 1.00 \quad \text{coefficiente riduttivo}$$

Combinazione di azioni

(1)P Per il calcolo dell'escursione delle tensioni, l'azione deve essere divisa in una parte che non induce cicli di fatica e in un'altra parte che li induce (un numero di azioni ripetute di carico).

(2)P La combinazione fondamentale di carichi non ciclici corrisponde alla definizione di combinazione frequente nello stato limite di esercizio (SLS):

$$E_d = E \{ G_{k,j}; P; \Psi_{1,1} Q_{k,1}; \Psi_{2,i} Q_{k,i} \} \quad j \geq 1; i > 1 \quad (6.66)$$

La combinazione di azioni contenuta nelle parentesi {}, (chiamata combinazione di base), può essere espressa nella forma:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \Psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (6.67)$$

$Q_{k,1}$ e $Q_{k,i}$ sono azioni non cicliche, non permanenti.

- (3)P Le azioni cicliche devono essere combinate con la più sfavorevole combinazione di base:

$$E_d = E\{ \{ G_{k,j}; P; \Psi_{1,1} Q_{k,1}; \Psi_{2,i} Q_{k,i} \}; Q_{fat} \} j \geq 1; i > 1 \quad (6.68)$$

La combinazione di azioni nella parentesi {}, (denominata combinazione di base più azione ciclica) può essere espressa come:

$$\left(\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \Psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \right) + Q_{fat} \quad (6.69)$$

dove:

Q_{fat} è il modello di carico di fatica costituito dallo schema di carico 1 [DM08 §5.1.3.3.5] con i valori dei carichi concentrati ridotti del 30% e valori dei carichi distribuiti ridotti del 70% o, in alternativa, dallo schema di carico 2 con i valori dei carichi ridotti del 30%.

Combinazione di azioni

- (1)P Per il calcolo dell'escursione delle tensioni, l'azione deve essere divisa in una parte che non induce cicli di fatica e in un'altra parte che li induce (un numero di azioni ripetute di carico).

- (2)P La combinazione fondamentale di carichi non ciclici corrisponde alla definizione di combinazione frequente nello stato limite di esercizio (SLS):

$$E_d = E\{ G_{k,j}; P; \Psi_{1,1} Q_{k,1}; \Psi_{2,i} Q_{k,i} \} j \geq 1; i > 1 \quad (6.66)$$

La combinazione di azioni contenuta nelle parentesi {}, (chiamata combinazione di base), può essere espressa nella forma:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \Psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (6.67)$$

$Q_{k,1}$ e $Q_{k,i}$ sono azioni non cicliche, non permanenti.

- (3)P Le azioni cicliche devono essere combinate con la più sfavorevole combinazione di base:

$$E_d = E\{ \{ G_{k,j}; P; \Psi_{1,1} Q_{k,1}; \Psi_{2,i} Q_{k,i} \}; Q_{fat} \} j \geq 1; i > 1 \quad (6.68)$$

La combinazione di azioni nella parentesi {}, (denominata combinazione di base più azione ciclica) può essere espressa come:

$$\left(\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \Psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \right) + Q_{fat} \quad (6.69)$$

dove:

Procedimento di verifica delle armature ordinarie

Il danneggiamento prodotto da un singolo carico che induce un'escursione di tensioni $\Delta\sigma_{max}$ può essere determinato facendo ricorso alle curve S-N per acciaio ordinario. Il valore di tensione massima raccomandata è pari a $\Delta\sigma_R = 195$ MPa (UNI ENV 1992-2 §4.3.7) a 106 cicli. Pertanto, la verifica è soddisfatta se:

$$\gamma_f \Delta\sigma_{max} \leq \Delta\sigma_R / \gamma_M \quad \Rightarrow \quad 1.00 * \Delta\sigma_{max} \leq 195.0 / 1.00 = 195.0 \text{ MPa}$$

Procedimento di verifica del calcestruzzo

Si può ritenere che la verifica a fatica del calcestruzzo compresso sia positiva se è soddisfatta la condizione seguente:

$$\frac{\sigma_{c,max}}{f_{cd,fat}} \leq 0,5 + 0,45 \frac{\sigma_{c,min}}{f_{cd,fat}} \quad (6.77)$$

$$\leq 0,9 f_{ck} \text{ per } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$$

$$\leq 0,8 f_{ck} \text{ per } f_{ck} > 50 \text{ MPa}$$

dove:

$\sigma_{c,max}$ è la massima tensione di compressione in una corda sotto la combinazione di carico frequente (compressione assunta come positiva);

$\sigma_{c,min}$ è la minima tensione di compressione nella stessa corda dove si verifica $\sigma_{c,max}$. Se $\sigma_{c,min}$ è una tensione di trazione, allora si raccomanda di assumere $\sigma_{c,min}$ con valore 0.

$$f_{cd,fat} = k_1 \beta_{cc}(t_0) f_{cd} \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \quad (6.76)$$

dove:

$\beta_{cc}(t_0)$ è un coefficiente che definisce la resistenza del calcestruzzo alla prima applicazione del carico [vedere punto 3.1.2 (6)];

t_0 è il tempo in giorni in cui comincia l'applicazione del carico ciclico al calcestruzzo.

16.4 VERIFICA IN 1°FASE

In 1° fase vengono condotte solamente le verifiche in esercizio (tensioni e fessure) rimandando alla 2° fase le verifiche allo stato limite ultimo.

Le verifiche tensionali vengono condotte in tutte le sezioni per tutti gli step di carico.

La tensione finale è la somma delle tensioni nei singoli step.

La verifica a fessurazione viene condotta solamente a soletta completamente gettata (3° step di carico).

16.4.1 Dati geometrici

Lunghezza terica lastra: 275+550+275 cm

Larghezza lastra: 240 cm

Spessore lastra: 6 cm

Numero tralicci per lastra: 8 tralicci

Spessore getto di completamento: 25 cm

Schema statico: ved. Pagine seguenti

Tralicci: H=20.5 cm (Tipo Pittini: 12/16/10)

16.4.2 Rigidezza flessionale della lastra

L'analisi è condotta per una lastra di larghezza 120 cm.

Sezione sullo sbalzo

Armatura superiore: 4 ϕ 16 $A_s = 8.04 \text{ cm}^2$

Armatura inferiore: 8 ϕ 12 $A_s = 9.04 \text{ cm}^2$

$n = E_a/E_c = 10$ (coeff. omogeneizzazione)

$A_{\text{rea}} A = (120 \times 6 / 10) + 9.04 + 8.04 = 89.08 \text{ cm}^2$

Momento statico rispetto al lembo inferiore:

$S = (120 \times 6 \times 3.0/10) + 9.04 \times 4.00 + 8.04 \times 22.7 = 434.67 \text{ cm}^3$

Baricentro:

$Y_{\text{inf}} = S/A = 4.87 \text{ cm}$ $Y_{\text{sup}} = 17.83 \text{ cm}$

Momento d'inerzia:

$I = 1/12 \times 120/10 \times 6^3 + 120/10 \times 6 \times 1.87^2 + 9.04 \times 0.87^2 + 8.04 \times 17.83^2 = 3030.6 \text{ cm}^4$

Sezione tra le travi metalliche

Armatura superiore: 4 ϕ 16 $A_s = 8.04 \text{ cm}^2$

Armatura inferiore: 8 ϕ 12+ 4 ϕ 24 $A_s = 27.12 \text{ cm}^2$

$n = E_a/E_c = 10$ (coeff. omogeneizzazione)

$A_{\text{rea}} A = (120 \times 6 / 10) + 27.12 + 8.04 = 107.16 \text{ cm}^2$

Momento statico rispetto al lembo inferiore:

$S = (120 \times 6 \times 3.0/10) + 27.12 \times 4.00(*) + 8.04 \times 22.70 = 506.99 \text{ cm}^3$

Baricentro:

$Y_{\text{inf}} = S/A = 4.73 \text{ cm}$ $Y_{\text{sup}} = 17.97 \text{ cm}$

Momento d'inerzia:

$$I = (1/12 \times 120/10 \times 6^3 + 120/10 \times 6 \times 1.73^2 + 27.12 \times 0.73^2 + 8.04 \times 17.97^2 = 3042.23.6 \text{ cm}^4$$

(*) Media ponderale del centro dei ferri inferiori ϕ 12, ϕ 24 inferiori rispetto ad intradosso lastra (campata)

Sezione su asole travi

Armatura superiore: 4 ϕ 16

$$A_s = 8.04 \text{ cm}^2$$

Armatura inferiore: 8 ϕ 12

$$A_s = 9.04 \text{ cm}^2$$

$n = E_a/E_c = 10$

(coeff. omogeneizzazione)

Area $A = 17.08 \text{ cm}^2$

Interassi correnti = 18.7 cm

$$S = 8.04 \times 18.7 = 150.35 \text{ cm}^3$$

Baricentro:

$$Y_{inf} = S/A = 8.81 \text{ cm}$$

$$Y_{sup} = 9.82 \text{ cm}$$

Momento d'inerzia:

$$I = 9.04 \times 8.81^2 + 8.04 \times 9.82^2 = 1477 \text{ cm}^4$$

16.4.3 Dati di carico

L'analisi dei carichi e delle sollecitazioni è condotta per una striscia di larghezza pari a 1.20 m.

Peso proprio lastra prefabbricata:

$$P_1 = 0.06 \times 1.20 \times 25.00 = 1.8 \text{ kN/m}$$

Peso del getto di completamento:

$$P_2 = 0.25 \times 1.20 \times 25 = 7.50 \text{ kN/m}$$

Peso dei mezzi d'opera: $p = 1.00 \text{ kN/m}^2$

$$P_3 = 1.00 \times 1.2 = 1.20 \text{ kN/m}$$

Si considerano 4 step di carico:

1. Getto di una porzione degli sbalzi laterali (2.5 m a cavallo degli appoggi sulle travi).
2. Ad avvenuta sufficiente maturazione del getto di fase 1 (almeno il 70% di R_{ck}), avanzamento dei mezzi d'opera e del getto in campata.
3. Ad avvenuta sufficiente maturazione del getto di fase 2 (almeno il 70% di R_{ck}), avanzamento dei mezzi d'opera e del getto nelle porzioni rimanenti degli sbalzi mediante messa in opera delle velette.
4. Soletta completamente gettata

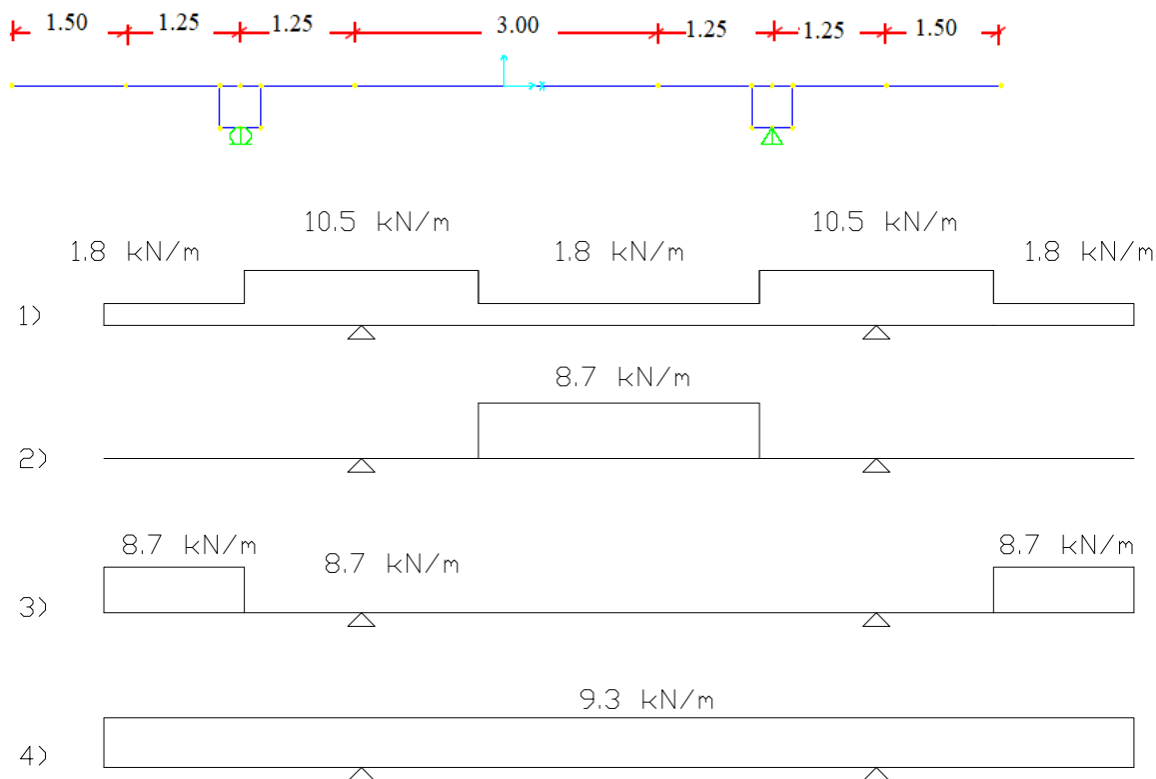
Il calcolo delle sollecitazioni viene effettuato in automatico mediante il programma di calcolo SAP2000 della Computers and Structures i cui tabulati sono nell'allegato specifico.

16.4.4 Sezioni di verifica

Le sezioni di verifica sono le seguenti:

1. sezione in asse appoggio;
2. sezione a filo getto che avviene nel 1° step;
3. sezione in mezzera.

16.4.5 Verifica dello stato tensionale



1) Step 1: getto di una porzione degli sbalzi laterali.

1) In asse appoggio lato marciapiede (sezione asolata):

$$M_a = -8.11 \text{ kNm} \quad \text{-SLE}$$

Sforzo nei correnti dei tralicci:

$$H = 0.187 \text{ m}$$

$$N = M_a/H = \pm 43.37 \text{ kN} \quad \text{-SLE}$$

Verifica correnti superiori (4 ϕ 16):

$$\sigma_{a1} = N/A = -43.37 \times 10 / (4 \times 2.01) = -53.94 \text{ MPa} < 0.8 \times f_{yk} = 360 \text{ MPa} \quad \text{-SLE}$$

Verifica correnti inferiori (8 ϕ 12):

$$L_0 = 20 \text{ cm}; i = 1.2/4 = 0.3; \lambda = 20/0.3 = 66.67 \quad \omega = 1.53 \text{ (DIN 4114)}$$

$$\sigma_{a0} = (1.53 \times 43.37 \times 10) / (8 \times 1.13) = 73.40 \text{ MPa} < 0.8 \times f_{yk} = 360 \text{ MPa} \quad \text{-SLE}$$

Nelle zone interessate dai coprigiunti bullonati, con correnti inferiori dei tralicci rialzati e quindi con tralicci di altezza ridotta, si ha:

$$H = 0.15 \text{ m (interesse correnti per traliccio ribassato)}$$

$$N = M/H = \pm 8.11/0.15 = 54.07 \text{ kN} \quad \text{-SLE}$$

Verifica correnti superiori (4 ϕ 16):

$$\sigma = N/A = 54.07 \times 10 / (4 \times 2.01) = 67.25 \text{ MPa} < 0.8 \times f_{yk} = 360 \text{ MPa} \quad \text{-SLE}$$

Verifica correnti inferiori (8 ϕ 20):

La verifica è condotta per i conci con asola maggiore

$$L_0 = 80 \text{ cm}; i = 2.0/4 = 0.5; \lambda = 80/0.5 = 160 \quad \omega = 6.48 \quad (\text{DIN 4114})$$

$$\sigma = (6.48 \times 54.07 \times 10) / (8 \times 3.14) = 139.48 \text{ MPa} < 0.8 \times f_{yk} = 360 \text{ MPa} \quad \text{-SLE}$$

Verifica di stabilità diagonali ($A_d = 8 \phi$ 10)

Il taglio massimo vale: $T = 11.63 \text{ kN}$

$$\alpha \approx 68^\circ; \quad \beta = 8^\circ \quad L_0 = 18.7 / (\sin \alpha \times \cos \beta) = 20.37 \text{ cm}$$

Con staffe ϕ 10 si ottiene: $i = 1.0/4 = 0.25$; $\lambda = 20.37/0.25 = 81.50$; $\omega = 1.83$ (DIN 4114)

$$N = 11.63 / (8 \times \sin \alpha \times \cos \beta) = 1.58 \text{ kN}$$

$$\sigma = (1.83 \times 1.58 \times 10) / 0.785 = 36.84 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

2) a filo getto di 1° step (sezione con predalle):

$$M_a = -2.03 \text{ kNm} \quad \text{-SLE}$$

$$B = 120 \text{ cm}; H = 6 \text{ cm}$$

$$A_{a1} = 8.04 \text{ cm}^2 \quad (4\phi 16) \quad d_1 = 22.7 \text{ cm}$$

$$A_{a0} = 9.04 \text{ cm}^2 \quad (8\phi 12) \quad d_0 = 3.60 \text{ cm}$$

$$\sigma_c = 0.29 \text{ MPa} < 22.41 \text{ MPa} \quad (R_{ck}(\text{predalle}) = 45 \text{ MPa}) \quad \text{-SLE}$$

$$\sigma_{a1} = -12.33 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0} = 1.38 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

3) in mezzeria (sezione con predalle)

$$M_c = 0.00 \text{ kNm} \quad \text{-SLE}$$

$$B = 120 \text{ cm}; H = 6 \text{ cm}$$

$$A_{a1} = 8.04 \text{ cm}^2 \quad (4\phi 16) \quad d_1 = 22.7 \text{ cm}$$

$$A_{a0} = 27.12 \text{ cm}^2 \quad (8\phi 12 + 4\phi 24) \quad d_0 = 4.00 \text{ cm}$$

$$\sigma_c = 0.00 \text{ MPa} < 22.41 \text{ MPa} \quad (R_{ck}(\text{predalle}) = 45 \text{ MPa}) \quad \text{-SLE}$$

$$\sigma_{a1} = 0.00 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0} = 0.00 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

Verifica di stabilità correnti superiori ($A_{a1} = 8.04 \text{ cm}^2$: 4 ϕ 16):

$$L_0 = 20 \text{ cm}; i = 0.40; \lambda = 20/0.40 = 50 \quad \omega = 1.28 \quad (\text{DIN 4114})$$

$$\sigma_{a1} = 1.28 \times 0.00 = 0.00 \text{ MPa} < 0.8 \times f_{yk} = 360 \text{ MPa} \quad \text{-SLE}$$

2) Step 2: Ad avvenuta sufficiente maturazione del getto di step 1 (almeno il 70% di Rck) getto in campata

1) In asse appoggio lato marciapiede (sezione predalle + getto (Rck=0.7*45≅30 MPa)):

$$M_a = 5.22 \text{ kNm} \quad \text{-SLE}$$

$$B = 120 \text{ cm}; H = 31 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} A_{a2} &= 37.68 \text{ cm}^2 & (1\phi 20/10) & & d_2 &= 26.0 \text{ cm} \\ A_{a1} &= 8.04 \text{ cm}^2 & (4\phi 16) & & d_1 &= 22.7 \text{ cm} \\ A_{a0} &= 9.04 \text{ cm}^2 & (8\phi 12) & & d_0 &= 3.60 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\sigma_c = 0.51 \text{ MPa} < 14.94 \text{ MPa} \quad (\text{Rck (predalle+getto)} = 30 \text{ MPa}) \text{ -SLE}$$

$$\sigma_{a2} = 0.29 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a1} = -1.60 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0} = -22.81 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

2) a filo getto di 1° step (sezione predalle):

$$M_a = 16.31 \text{ kNm} \quad \text{-SLE}$$

$$B = 120 \text{ cm}; H = 6 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} A_{a1} &= 8.04 \text{ cm}^2 & (4\phi 16) & & d_1 &= 22.7 \text{ cm} \\ A_{a0} &= 27.12 \text{ cm}^2 & (8\phi 12+4\phi 24) & & d_0 &= 4.00 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\sigma_c = 0.20 \text{ MPa} < 22.41 \text{ MPa} \quad (\text{Rck (predalle)} = 45 \text{ MPa}) \text{ -SLE}$$

$$\sigma_{a1} = 99.03 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0} = -11.12 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

3) in mezzeria (sezione predalle (Rck=45MPa)):

$$M_a = 26.10 \text{ kNm} \quad \text{-SLE}$$

$$B = 120 \text{ cm}; H = 6 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} A_{a1} &= 8.04 \text{ cm}^2 & (4\phi 16) & & d_1 &= 22.7 \text{ cm} \\ A_{a0} &= 27.12 \text{ cm}^2 & (8\phi 12+4\phi 24) & & d_0 &= 4.00 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\sigma_c = 0.30 \text{ MPa} < 22.41 \text{ MPa} \quad (\text{Rck (predalle)} = 45 \text{ MPa}) \text{ -SLE}$$

$$\sigma_{a1} = 158.66 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0} = -17.58 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

Verifica di stabilità correnti superiori ($A_{a1} = 8.04 \text{ cm}^2 : 4 \phi 16$):

$$L_0 = 20 \text{ cm}; i = 0.40; \lambda = 20/0.40 = 50 \quad \omega = 1.28 \quad (\text{DIN 4114})$$

$$\sigma_{a1} = 1.28 \times 158.66 = 203.08 \text{ MPa} < 0.8 \cdot f_{yk} = 360 \text{ MPa} \quad \text{-SLE}$$

3) Step 3: Ad avvenuta sufficiente maturazione del getto di step 2 (almeno il 70% di Rck) getto degli sbalzi rimanenti

1) In asse appoggio lato marciapiede (sezione predalle + getto (Rck=45 MPa)):

$$Ma = -25.20 \text{ kNm} \quad -SLE$$

$$B = 120 \text{ cm}; H = 31 \text{ cm}$$

$$A_{a2} = 37.68 \text{ cm}^2 \quad (1\phi 20/10) \quad d_2 = 26.0 \text{ cm}$$

$$A_{a1} = 8.04 \text{ cm}^2 \quad (4\phi 16) \quad d_1 = 22.7 \text{ cm}$$

$$A_{a0} = 9.04 \text{ cm}^2 \quad (8\phi 12) \quad d_0 = 3.60 \text{ cm}$$

$$\sigma_c = 1.60 \text{ MPa} < 22.41 \text{ MPa} \quad (Rck (\text{predalle+getto}) = 45 \text{ MPa}) \quad -SLE$$

$$\sigma_{a2} = -27.72 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a1} = -24.12 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0} = 16.14 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

2) a filo getto di 1° step (sezione predalle (Rck=45 MPa)):

$$Ma = -9.45 \text{ kNm} \quad -SLE$$

$$B = 120 \text{ cm}; H = 6 \text{ cm}$$

$$A_{a1} = 8.04 \text{ cm}^2 \quad (4\phi 16) \quad d_1 = 22.7 \text{ cm}$$

$$A_{a0} = 9.04 \text{ cm}^2 \quad (8\phi 12) \quad d_0 = 3.60 \text{ cm}$$

$$\sigma_c = 1.23 \text{ MPa} < 22.41 \text{ MPa} \quad (Rck (\text{predalle}) = 45 \text{ MPa}) \quad -SLE$$

$$\sigma_{a1} = -57.45 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0} = 6.36 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

3) in mezzeria (sezione predalle + getto (Rck=30 MPa)):

$$Ma = -25.20 \text{ kNm} \quad -SLE$$

$$B = 120 \text{ cm}; H = 31 \text{ cm}$$

$$A_{a2} = 18.84 \text{ cm}^2 \quad (1\phi 20/20) \quad d_2 = 26.0 \text{ cm}$$

$$A_{a1} = 8.04 \text{ cm}^2 \quad (4\phi 16) \quad d_1 = 22.7 \text{ cm}$$

$$A_{a0} = 27.12 \text{ cm}^2 \quad (8\phi 12+4\phi 24) \quad d_0 = 4.00 \text{ cm}$$

$$\sigma_c = 1.90 \text{ MPa} < 14.94 \text{ MPa} \quad (Rck (\text{predalle+getto}) = 30 \text{ MPa}) \quad -SLE$$

$$\sigma_{a2} = -46.80 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a1} = -41.55 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0} = 17.44 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

4) Step 4: soletta completamente gettata

1) In asse appoggio lato marciapiede (sezione predalle + getto (Rck=45 MPa)):

$$Ma = -25.68 \text{ kNm} \quad \text{-SLE}$$

$$B = 120 \text{ cm}; H = 31 \text{ cm}$$

$$A_{a2} = 37.68 \text{ cm}^2 \quad (1\phi 20/10) \quad d_2 = 26.0 \text{ cm}$$

$$A_{a1} = 8.04 \text{ cm}^2 \quad (4\phi 16) \quad d_1 = 22.7 \text{ cm}$$

$$A_{a0} = 9.04 \text{ cm}^2 \quad (8\phi 12) \quad d_0 = 3.60 \text{ cm}$$

$$\sigma_c = 1.63 \text{ MPa} < 22.41 \text{ MPa} \quad (Rck (\text{predalle+getto}) = 45 \text{ MPa}) \text{-SLE}$$

$$\sigma_{a2} = -28.25 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a1} = -24.58 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0} = 16.71 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

2) a filo getto di 1° step (sezione predalle (Rck=45 MPa)):

$$Ma = -10.46 \text{ kNm} \quad \text{-SLE}$$

$$B = 120 \text{ cm}; H = 31 \text{ cm}$$

$$A_{a2} = 18.84 \text{ cm}^2 \quad (1\phi 20/20) \quad d_2 = 26.0 \text{ cm}$$

$$A_{a1} = 8.04 \text{ cm}^2 \quad (4\phi 16) \quad d_1 = 22.7 \text{ cm}$$

$$A_{a0} = 9.04 \text{ cm}^2 \quad (8\phi 12) \quad d_0 = 3.60 \text{ cm}$$

$$\sigma_c = 0.79 \text{ MPa} < 22.41 \text{ MPa} \quad (Rck (\text{predalle}) = 45 \text{ MPa}) \text{-SLE}$$

$$\sigma_{a2} = -19.43 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a1} = -17.25 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0} = 7.24 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

3) in mezzeria (sezione predalle + getto (Rck=45MPa)):

$$Ma = 0.00 \text{ kNm} \quad \text{-SLE}$$

$$B = 120 \text{ cm}; H = 31 \text{ cm}$$

$$A_{a2} = 18.84 \text{ cm}^2 \quad (1\phi 20/20) \quad d_2 = 26.0 \text{ cm}$$

$$A_{a1} = 8.04 \text{ cm}^2 \quad (4\phi 16) \quad d_1 = 22.7 \text{ cm}$$

$$A_{a0} = 27.12 \text{ cm}^2 \quad (8\phi 12+4\phi 24) \quad d_0 = 4.00 \text{ cm}$$

$$\sigma_c = 0.00 \text{ MPa} < 22.41 \text{ MPa} \quad (Rck (\text{predalle+getto}) = 45\text{MPa}) \text{-SLE}$$

$$\sigma_{a2} = 0.00 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a1} = 0.00 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0} = 0.00 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

16.4.6 Sovrapposizione degli effetti (1+2+3 step)

Come anticipato nel par. 14.1, nell'ambito della 1° fase si prevedono diversi step di carico a cui corrispondono ulteriori sezioni resistenti differenti, Pertanto, si effettua la verifica di ciascuna sezione e si sommano gli effetti (tensioni: positive quelle di compressione) prodotti dalle diverse situazioni di carico (step 1, 2 e 3):

1) In asse appoggio lato marciapiede

$$\sigma_{c,1 \text{ fase}} = \sigma_{c,1 \text{ step}} + \sigma_{c,2 \text{ step}} + \sigma_{c,3 \text{ step}} = 0.00 + 0.51 + 1.60 = 2.11 \text{ MPa} < 22.41 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a2,1 \text{ fase}} = \sigma_{a2,1 \text{ step}} + \sigma_{a2,2 \text{ step}} + \sigma_{a2,3 \text{ step}} = 0.00 + 0.29 - 27.72 = -27.43 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a1,1 \text{ fase}} = \sigma_{a1,1 \text{ step}} + \sigma_{a1,2 \text{ step}} + \sigma_{a1,3 \text{ step}} = -53.94 - 1.60 - 24.12 = -79.66 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0,1 \text{ fase}} = \sigma_{a0,1 \text{ step}} + \sigma_{a0,2 \text{ step}} + \sigma_{a0,3 \text{ step}} = 73.40 - 22.81 + 16.14 = 66.73 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

2) a filo getto di 1° step

$$\sigma_{c,1 \text{ fase}} = \sigma_{c,1 \text{ step}} + \sigma_{c,2 \text{ step}} + \sigma_{c,3 \text{ step}} = 0.29 + 0.20 + 1.23 = 1.72 \text{ MPa} < 22.41 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a2,1 \text{ fase}} = \sigma_{a2,1 \text{ step}} + \sigma_{a2,2 \text{ step}} + \sigma_{a2,3 \text{ step}} = 0.00 + 0.00 + 0.00 = 0.00 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a1,1 \text{ fase}} = \sigma_{a1,1 \text{ step}} + \sigma_{a1,2 \text{ step}} + \sigma_{a1,3 \text{ step}} = -12.33 + 99.03 - 57.45 = 29.25 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0,1 \text{ fase}} = \sigma_{a0,1 \text{ step}} + \sigma_{a0,2 \text{ step}} + \sigma_{a0,3 \text{ step}} = 1.38 - 11.12 + 6.36 = -3.38 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

3) in mezzeria

$$\sigma_{c,1 \text{ fase}} = \sigma_{c,1 \text{ step}} + \sigma_{c,2 \text{ step}} + \sigma_{c,3 \text{ step}} = 0.00 + 0.30 + 1.90 = 2.20 \text{ MPa} < 22.41 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a2,1 \text{ fase}} = \sigma_{a2,1 \text{ step}} + \sigma_{a2,2 \text{ step}} + \sigma_{a2,3 \text{ step}} = 0.00 + 0.00 - 46.80 = -46.80 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a1,1 \text{ fase}} = \sigma_{a1,1 \text{ step}} + \sigma_{a1,2 \text{ step}} + \sigma_{a1,3 \text{ step}} = 0.00 + 158.66 - 41.55 = 117.11 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0,1 \text{ fase}} = \sigma_{a0,1 \text{ step}} + \sigma_{a0,2 \text{ step}} + \sigma_{a0,3 \text{ step}} = 0.00 - 17.58 + 17.44 = -0.14 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

16.4.7 Verifica a fessurazione

Tale verifica viene condotta solo a getto ultimato (Step 4):

1) In asse appoggio lato marciapiede (sezione predalle + getto (Rck=45 MPa)):

$$Ma = -25.68 \text{ kNm} \quad -\text{SLE}$$

$$B = 120 \text{ cm}; H = 31 \text{ cm}$$

$A_{a2} = 37.68 \text{ cm}^2$	(1 ϕ 20/10)	$d_2 = 26.0 \text{ cm}$
$A_{a1} = 8.04 \text{ cm}^2$	(4 ϕ 16)	$d_1 = 22.7 \text{ cm}$
$A_{a0} = 9.04 \text{ cm}^2$	(8 ϕ 12)	$d_0 = 3.60 \text{ cm}$

$$Wk = 0.025 \text{ mm}$$

2) a filo getto di 1° step (sezione predalle + getto (Rck=45 MPa)):

$$Ma = -10.46 \text{ kNm} \quad -\text{SLE}$$

$$B = 120 \text{ cm}; H = 31 \text{ cm}$$

$A_{a2} = 18.84 \text{ cm}^2$	(1 ϕ 20/20)	$d_2 = 26.0 \text{ cm}$
$A_{a1} = 8.04 \text{ cm}^2$	(4 ϕ 16)	$d_1 = 22.7 \text{ cm}$
$A_{a0} = 9.04 \text{ cm}^2$	(8 ϕ 12)	$d_0 = 3.60 \text{ cm}$

$$Wk = 0.024 \text{ mm}$$

3) in mezzeria (sezione predalle + getto (Rck=45 MPa)):

$$Ma = 0.00 \text{ kNm} \quad -\text{SLE}$$

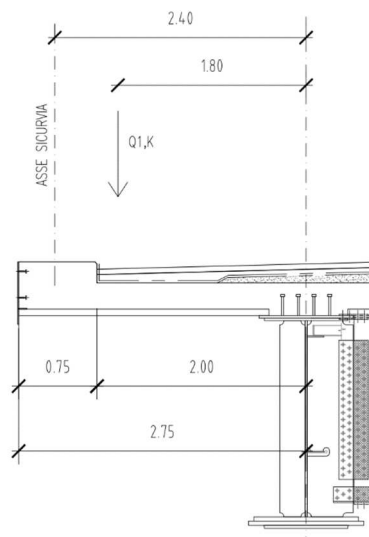
$$B = 120 \text{ cm}; H = 31 \text{ cm}$$

$A_{a2} = 18.84 \text{ cm}^2$	(1 ϕ 20/20)	$d_2 = 26.0 \text{ cm}$
$A_{a1} = 8.04 \text{ cm}^2$	(4 ϕ 16)	$d_1 = 22.7 \text{ cm}$
$A_{a0} = 27.12 \text{ cm}^2$	(8 ϕ 12+4 ϕ 24)	$d_0 = 4.00 \text{ cm}$

$$Wk = 0.000 \text{ mm}$$

16.5 VERIFICA IN 2° FASE (SEZIONE CORRENTE)

16.5.1 Sbalzo lato cordolo



Sbalzo

16.5.1.1 Carichi permanenti portati

Sbalzo lato cordolo - Analisi dei carichi per 1 m di soletta			
	P (kN)	B (m)	M (kNm)
Marciapiede: (0.20 x 0.75 x 25)	3.75	2.38	8.93
Pavimentazione: (3.0 x 2.00)	6.00	1.00	6.00
Barriere sicurvia	1.5	2.40	3.60
TOTALE	11.25		18.53

16.5.1.2 Sovraccarichi

Carico mobile

Lo schema di carico scelto è il peggiore tra i seguenti:

Carico1

I carichi mobili concentrati si ipotizzano agenti su di un'area equivalente che si ricava dalla effettiva area di contatto del singolo carico sulla pavimentazione (0.4x0.4 m); fornita dalle norme), ipotizzando una diffusione a 45° fino al piano medio della soletta (circa 0.80 x 0.80 m).

$$Q_{1k} = 2 \times 150 \text{ kN}$$

Carico2

I carichi mobili concentrati si ipotizzano agenti su di un'area equivalente che si ricava dalla effettiva area di contatto del singolo carico sulla pavimentazione (0.6m; dir. trasversale x0.35 m; dir. longitudinale), ipotizzando una diffusione a 45° fino al piano medio della soletta (circa 1.00 x 0.75 m).

$$Q_{1k} = 1 \times 200 \text{ kN}$$

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

Dal calcolo con modello a shell si ha:

Mezzeria impalcato-esercizio

Mmin = -141.15 kNm/m;

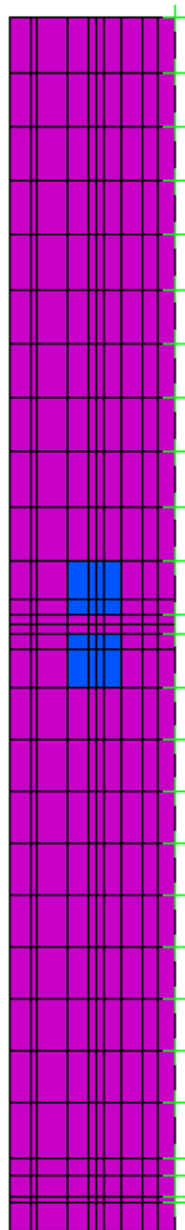
T = 165.13 kN/m

Mezzeria impalcato-fatica

Mmin = -90.33 kNm/m;

T = 104.02 kN/m

2.75



16.5.1.3 Momento dovuto all'urto di un veicolo in svio

I sicurvia e gli elementi strutturali ai quali sono collegati devono essere dimensionati per un'azione orizzontale trasversale non inferiore a 100 kN, distribuita su 0,50 m ed applicata ad una quota h, misurata dal piano viario, pari alla minore delle dimensioni h1, h2, dove h1 = (altezza della barriera – 0,10 m), h2 = 1,00 m.

$$M_u = 100 \times [(1.00 + 0.11 + (0.31/2))] = 127 \text{ kNm} \quad \text{-rispetto al piano medio della soletta}$$

Supponendo una ripartizione a 45° dal punto di applicazione verso il piano medio della soletta e considerando un'impronta di carico di 0.50 m si ha il seguente momento a metro lineare:

$$M_u = 127 / (0.5 + 2 * (1.00 + 0.11 + 0.31/2)) = 41.78 \text{ kN/m/m}$$

16.5.1.4 Riepilogo sollecitazioni

Sommando gli effetti dei carichi permanenti e dei sovraccarichi si ottiene, per una striscia di lunghezza pari a 1.20 m:

$$\text{SLE} - M_{2 \text{ fase}} = 1.2 * [1 * (M_p + M_s)] = 1.2 * [1.00 * (-18.53 - 141.15)] = -191.62 \text{ kNm};$$

$$\text{QP} - M_{2 \text{ fase}} = 1.2 * 1 * M_p = 1.2 * 1.00 * (-18.53) = -25.80 \text{ kNm};$$

$$\text{FR} - M_{2 \text{ fase}} = 1.2 * (1 * M_p + 0.75 * M_s) = 1.2 * (-1 * 18.53 - 0.75 * 141.15) = -149.27 \text{ kNm};$$

16.5.1.5 Verifica dello stato tensionale

$$M = -191.62 \text{ kNm} \quad \text{-SLE}$$

$$B = 120 \text{ cm}; H = 31 \text{ cm}$$

$$A_{a2} = 37.68 \text{ cm}^2 \quad (1\phi 20/10) \quad d_2 = 26.0 \text{ cm}$$

$$A_{a1} = 8.04 \text{ cm}^2 \quad (4\phi 16) \quad d_1 = 22.7 \text{ cm}$$

$$A_{a0} = 9.04 \text{ cm}^2 \quad (8\phi 12) \quad d_0 = 3.60 \text{ cm}$$

$$\sigma_{c,2 \text{ fase}} = 11.09 \text{ MPa} < 22.41 \text{ MPa} \quad (R_{ck} = 45 \text{ MPa})$$

$$\sigma_{a2,2 \text{ fase}} = -201.97 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a1,2 \text{ fase}} = -155.23 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0,2 \text{ fase}} = 115.29 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

16.5.1.6 Sovrapposizione degli effetti (1 fase+2 fase)

$$\sigma_c = \sigma_{c,1 \text{ fase}} + \sigma_{c,2 \text{ fase}} = 2.11 + 11.09 = 13.20 \text{ MPa} < 22.41 \text{ MPa} \quad (R_{ck} = 45 \text{ MPa})$$

$$\sigma_{a2} = \sigma_{a2,1 \text{ fase}} + \sigma_{a2,2 \text{ fase}} = -27.43 - 201.97 = -229.4 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a1} = \sigma_{a1,1 \text{ fase}} + \sigma_{a1,2 \text{ fase}} = -79.66 - 155.23 = -234.89 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0} = \sigma_{a0,1 \text{ fase}} + \sigma_{a0,2 \text{ fase}} = 66.73 + 115.29 = 182.02 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

16.5.1.7 Verifica a fessurazione

La verifica a fessurazione condotta in 1° fase, con getto della soletta ultimata, ha prodotto una fessura pari a 0.025 mm.

Nella verifica a fessurazione in 2° fase si ha:

$$M = -149.27 \text{ kNm} \quad -FR$$

$$B = 120 \text{ cm}; H = 31 \text{ cm}$$

$$A_{a2} = 37.68 \text{ cm}^2 \quad (1\phi 20/10) \quad d_2 = 26.0 \text{ cm}$$

$$A_{a1} = 8.04 \text{ cm}^2 \quad (4\phi 16) \quad d_1 = 22.3 \text{ cm}$$

$$A_{a0} = 9.04 \text{ cm}^2 \quad (8\phi 12) \quad d_0 = 3.60 \text{ cm}$$

$$w_k = 0.127 \text{ mm}$$

Pertanto, la fessura totale è pari a:

$$w_k = w_{k,1, \text{fase}} + w_{k,2, \text{fase}} = 0.025 + 0.127 = 0.152 \text{ mm}$$

16.5.1.8 Verifica a fatica

La combinazione, denominata di base nel par. 15.3.4.3, è rappresentata dal peso proprio della predalle + peso del getto, le cui tensioni sono riportate nelle verifiche in 1° fase, dalle opere di finitura ($M_{fin} = 1.2 * 18.53 \text{ kNm}$) le cui tensioni sono prodotte in 2° fase:

$$B = 120 \text{ cm}; H = 31 \text{ cm}$$

$$A_{a2} = 37.68 \text{ cm}^2 \quad (1\phi 20/10) \quad d_2 = 26.0 \text{ cm}$$

$$A_{a1} = 8.04 \text{ cm}^2 \quad (4\phi 16) \quad d_1 = 22.3 \text{ cm}$$

$$A_{a0} = 9.04 \text{ cm}^2 \quad (8\phi 12) \quad d_0 = 3.60 \text{ cm}$$

$$\sigma_{c, \text{base}} = \sigma_{c,1 \text{ fase}} + \sigma_{c,2 \text{ fase, fin}} = 2.11 + 1.29 = 3.40 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a2, \text{base}} = \sigma_{a2,1 \text{ fase}} + \sigma_{a2,2 \text{ fase, fin}} = -27.53 - 23.44 = -50.97 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a1, \text{base}} = \sigma_{a1,1 \text{ fase}} + \sigma_{a1,2 \text{ fase, fin}} = -79.66 - 18.02 = -97.68 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0, \text{base}} = \sigma_{a0,1 \text{ fase}} + \sigma_{a0,2 \text{ fase, fin}} = 66.73 + 13.38 = 80.11 \text{ MPa}$$

L'azione ciclica prodotta dai carichi mobili ($M = -1.2 * 90.32 \text{ kNm}$), definiti sempre in precedenza, produce le seguenti escursioni di tensione:

$$\sigma_{c, \text{max, ciclica}} = 5.22 \text{ MPa}$$

$$\Delta \sigma_{\text{max, ciclica, a2}} = -95.20 \text{ MPa}$$

$$\Delta \sigma_{\text{max, ciclica, a1}} = -73.17 \text{ MPa}$$

$$\Delta \sigma_{\text{max, ciclica, a0}} = 54.34 \text{ MPa}$$

La verifica a fatica dell'armatura consiste nel confrontare l'escursione di tensione con il valore limite definito nel par. 14.3.4.3:

$$\Delta \sigma_{\text{max, a2}} = -95.20 \text{ MPa} < 195.0 \text{ MPa}$$

$$\Delta \sigma_{\text{max, a1}} = -73.17 \text{ MPa} < 195.0 \text{ MPa}$$

$$\Delta \sigma_{\text{max, a0}} = 54.34 \text{ MPa} < 195.0 \text{ MPa}$$

Le verifica a fatica del calcestruzzo consiste nel verificare che:

$$(\sigma_{c,max,ciclica} + \sigma_{c,base}) \leq 0.5 \cdot f_{cd,fat} + 0.45 \cdot \sigma_{c,min} \Rightarrow 8.62 \text{ MPa} < 0.5 \cdot 22.41 + 0.45 \cdot 3.40 = 12.73 \text{ MPa}$$

16.5.1.9 Verifica dello stato limite ultimo

Come anticipato nel par. 15.1 nelle verifiche allo stato limite ultimo, poiché il legame costitutivo del materiale è di tipo non lineare, non si può applicare il principio di sovrapposizione degli effetti e dunque si considera la soletta realizzata in un'unica fase con il peso proprio, le opere di finitura ed i carichi accidentali agenti contemporaneamente:

Sollecitazioni

$$\text{STR} - M = 1.2 \cdot [1.35 \cdot (M_{sol} + M_p + M_s)] = 1.2 \cdot [1.35 \cdot (-25.68 - 18.53 - 141.15)] = -300.28 \text{ kNm};$$

$$\text{URTO} - M = 1.2 \cdot (1.0 \cdot (M_{sol} + M_p + M_s + M_u)) = 1.20 \cdot (-25.68 - 18.53 - 141.15 - 41.78) = -272.57 \text{ kNm};$$

$$\text{STR} - T = 1.2 \cdot 1.35 \cdot (T_{sol} + T_p + T_s) = 1.2 \cdot 1.35 \cdot (21.31 + 11.25 + 165.13) = 320.26 \text{ kN}$$

Verifica

$$M = -300.28 \text{ kNm}$$

$$B = 120 \text{ cm}; H = 31 \text{ cm}$$

$$A_{a2} = 37.68 \text{ cm}^2 \quad (1\phi 20/10) \quad d_2 = 26.0 \text{ cm}$$

$$A_{a1} = 8.04 \text{ cm}^2 \quad (4\phi 16) \quad d_1 = 22.3 \text{ cm}$$

$$A_{a0} = 9.04 \text{ cm}^2 \quad (8\phi 12) \quad d_0 = 3.60 \text{ cm}$$

$$M_{rd} = 399.47 \text{ kNm} > 300.28 \text{ kNm}$$

16.5.1.10 Verifica a taglio

<i>Elementi senza armatura trasversale a taglio</i>			
- Verifica del conglomerato			
$VRd = [0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot bw \cdot d =$	240.83	kN	
VEd = T/cosβ	β= 8	320.26 kN	NO
con:			
$K = 1 + (200/d)^{1/2} =$	1.917		≤ 2
Rck =	45	N/mm ²	
$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} =$	0.568	N/mm ²	
fck = 0,83 · Rck =	37.35	N/mm ²	
fcd = α _{cc} · fck / γ _c =	21.17	N/mm ²	
$\rho_1 = A_{sl} / (bw \cdot d) =$	0.01319		≤ 0,02
d =	238	mm	
H =	310	mm	
bw =	1200	mm	
A _{sl} =	3768	mm ²	
N _{Ed} =	0.00	kN	
$\alpha_{cp} = N_{Ed} / A_c =$	0.000	N/mm ²	≤ 0,2 · fcd
Occorre armare a taglio. La verifica viene condotta con le armature diagonale del traliccio			
Verifiche allo stato limite ultimo di taglio			
Materiali (Unità N,mm)			
Calcestruzzo		Acciaio	
Rck =	45	fywk =	450
fck =	37.35	fywd =	391.3
fcd =	21.17		
fctd =	1.56		
Sezione da verificare			
Altezza trave		310	mm
Copriferro staffe		40	mm
Larghezza netta resistente a taglio		1200	mm
Diametro diagonali		10	(4φ10/200)
Bracci		8	
Interasse		200	mm
Area staffe al metro		3.14	cm ² /m
cotgα	α= 68.00 °	0.40	
cotgθ	θ= 40.00 °	1.19	
Verifiche allo s.l.u. per taglio		VR,d > VEd	
Taglio di calcolo VEd		320.26 kN	
Vrcd		3028.71 kN	
Vrsd		441.99 kN	
VRd=min[Vrcd;Vrsd]		ok	441.99 kN

16.5.2 Campata

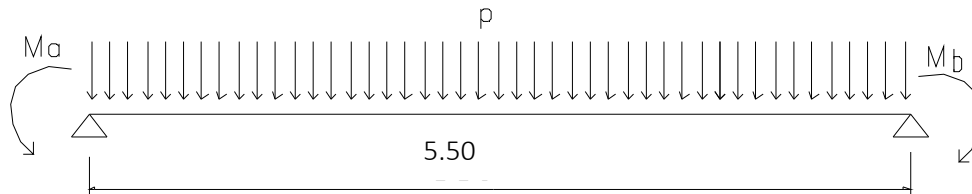
16.5.2.1 Carichi permanenti

La soletta viene schematizzata come trave appoggiata alle estremità.

$$p = 3 \text{ kN/mq}$$

$$M_A = -18.53 \text{ kNm/m lato cordolo sx} \quad \text{vedi par. 14.5.1}$$

$$M_B = -18.53 \text{ kNm/m lato cordolo dx} \quad \text{vedi par. 14.5.1}$$

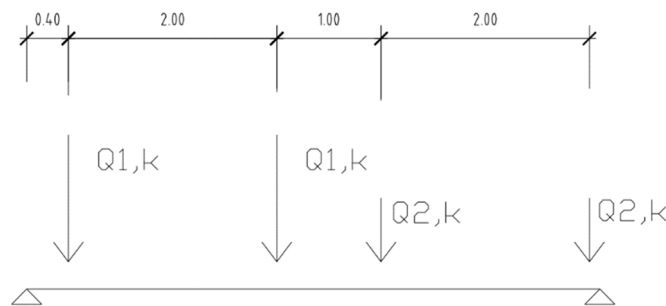


$$T_{p_{app}} = 8.25 \text{ kN/m}$$

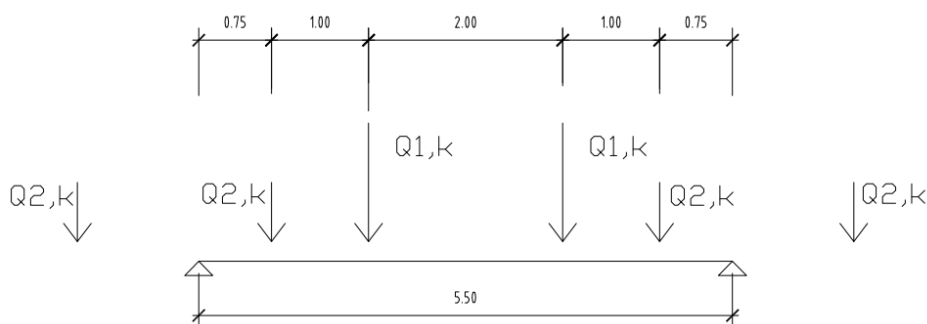
$$M_{p_{mezz}} = -7.20 \text{ kNm/m}$$

16.5.2.2 Sovraccarichi

Ai fini del calcolo della soletta di impalcato fra le travi si prende in considerazione, nella posizione di volta in volta più gravosa per la sezione considerata, gli effetti del seguente carico:



Disposizione dell'accidentale che massimizza le sollecitazioni sull'appoggio



Disposizione dell'accidentale che massimizza le sollecitazioni in campata

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

Carico mobile Q1,k, composto da 2 file di 2 ruote ciascuna da 150 kN di peso e da un carico uniformemente pari a 9 kN/mq distribuito su una corsia di 3 m, affiancato da un secondo carico Q2,k, composto da 2 file di 2 ruote ciascuna da 100 kN di peso e da un carico uniformemente pari a 2.5 kN/mq distribuito su una corsia di 3 m. Tutti i carichi sono disposti con il proprio asse longitudinale parallelamente all'asse longitudinale del viadotto.

$Q1,k = 2 \times 150 = 300 \text{ kN}$

$Q2,k = 2 \times 100 = 200 \text{ kN}$

$q1,k \text{ unif} = 9 \text{ kN/mq}$

- su una larghezza pari a 3 m

$q2,k \text{ unif} = 2.5 \text{ kN/mq}$

- sulla rimanente larghezza

Dal calcolo con modello a shell che massimizza le sollecitazioni sull'appoggio a metà impalcato si ha:

Mezzeria impalcato -esercizio

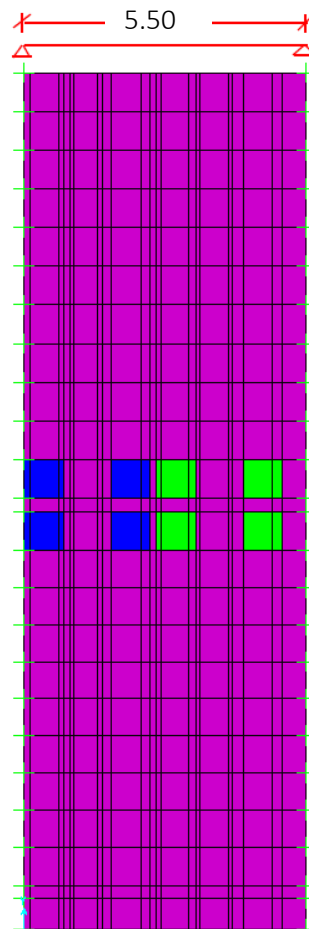
$M_{max} = 132.55 \text{ kNm/m};$

$T = 162.44 \text{ kN/m}$

Mezzeria impalcato - fatica

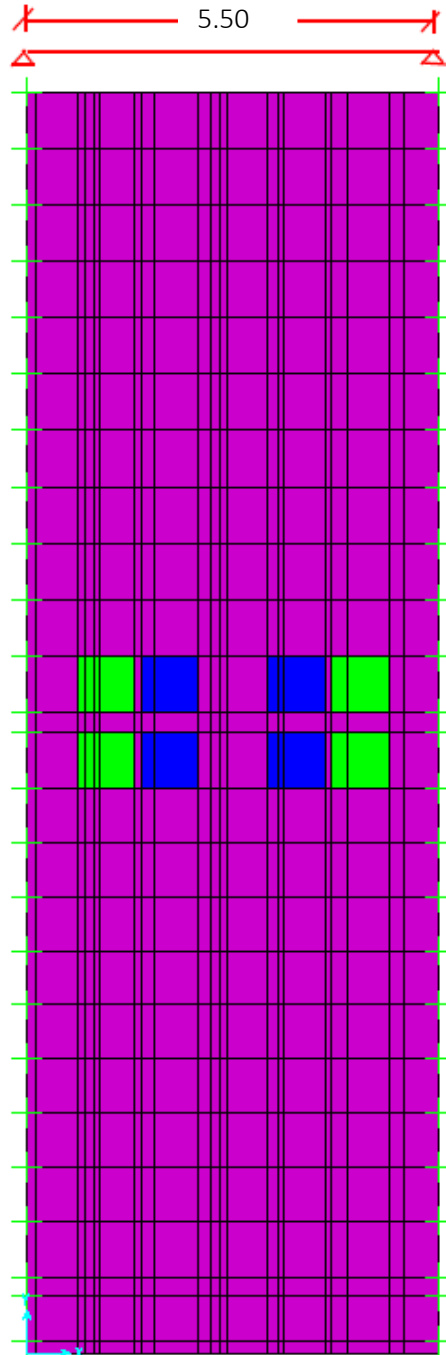
$M_{max} = 77.96 \text{ kNm/m};$

$T = 104.29 \text{ kN/m}$



Disposizione dell'accidentale nel modello che massimizza le sollecitazioni sull'appoggio della mezzeria dell'impalcato

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO



Disposizione dell'accidentale nel modello che massimizza le sollecitazioni in campata della mezzeria dell'impalcato

16.5.2.3 Riepilogo sollecitazioni mezzeria impalcato

Sommando gli effetti dei carichi permanenti e dei sovraccarichi si ottiene, per una striscia di lunghezza pari a 1.20 m:

$$\text{SLE} - M_{2 \text{ fase}} = 1.20 \cdot (1.00 \cdot M_p + 1.00 \cdot M_s) = 1.2 \cdot (-7.20 + 132.55) = 150.42 \text{ kNm};$$

$$\text{QP} - M_{2 \text{ fase}} = 1.20 \cdot 1.00 \cdot M_p = -1.2 \cdot 8.25 = -9.90 \text{ kNm};$$

$$\text{FR} - M_{2 \text{ fase}} = 1.20 \cdot (1.00 \cdot M_p + 0.75 \cdot M_s) = 1.2 \cdot (-7.20 + 0.75 \cdot 132.55) = 110.66 \text{ kNm};$$

16.5.2.4 Mezzeria impalcato - Verifica dello stato tensionale

$$M = 150.42 \text{ kNm} \quad \text{-SLE}$$

$$B = 120 \text{ cm}; H = 31 \text{ cm}$$

$$A_{a2} = 18.84 \text{ cm}^2 \quad (1\phi 20/20) \quad d_2 = 26.0 \text{ cm}$$

$$A_{a1} = 8.04 \text{ cm}^2 \quad (4\phi 16) \quad d_1 = 22.7 \text{ cm}$$

$$A_{a0} = 27.12 \text{ cm}^2 \quad (8\phi 12 + 4\phi 24) \quad d_0 = 4.00 \text{ cm}$$

$$\sigma_{c,2 \text{ fase}} = 8.81 \text{ MPa} < 22.41 \text{ MPa} \quad (R_{ck} = 45 \text{ MPa})$$

$$\sigma_{a2,2 \text{ fase}} = 63.72 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a1,2 \text{ fase}} = 18.56 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0,2 \text{ fase}} = -234.66 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

16.5.2.5 Mezzeria impalcato - Sovrapposizione degli effetti (1 fase + 2 fase)

$$\sigma_{c,i} = \sigma_{c,1 \text{ fase}} + \sigma_{c,2 \text{ fase}} = 2.20 + 0.00 = 2.20 \text{ MPa} < 22.41 \text{ MPa} \quad (R_{ck} = 45 \text{ MPa}) \quad \text{-lembo inferiore}$$

$$\sigma_{c,s} = \sigma_{c,1 \text{ fase}} + \sigma_{c,2 \text{ fase}} = 0.00 + 8.81 = 8.81 \text{ MPa} < 22.41 \text{ MPa} \quad (R_{ck} = 45 \text{ MPa}) \quad \text{-lembo superiore}$$

$$\sigma_{a2} = \sigma_{a2,1 \text{ fase}} + \sigma_{a2,2 \text{ fase}} = -46.80 + 63.72 = 16.92 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a1} = \sigma_{a1,1 \text{ fase}} + \sigma_{a1,2 \text{ fase}} = 117.11 + 18.56 = 135.67 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0} = \sigma_{a0,1 \text{ fase}} + \sigma_{a0,2 \text{ fase}} = -0.14 - 234.66 = -234.52 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

16.5.2.6 Mezzeria impalcato - Verifica a fessurazione

La verifica a fessurazione condotta in 1° fase, con getto della soletta ultimata, ha prodotto una fessura pari a 0.00 mm.

Nella verifica a fessurazione in 2° fase si ha:

$$M = 110.66 \text{ kNm} \quad \text{-FR}$$

$$B = 120 \text{ cm}; H = 31 \text{ cm}$$

$$A_{a2} = 18.84 \text{ cm}^2 \quad (1\phi 20/20) \quad d_2 = 26.0 \text{ cm}$$

$$A_{a1} = 8.04 \text{ cm}^2 \quad (4\phi 16) \quad d_1 = 22.7 \text{ cm}$$

$$A_{a0} = 27.12 \text{ cm}^2 \quad (8\phi 12 + 4\phi 24) \quad d_0 = 4.00 \text{ cm}$$

$$w_k = 0.124 \text{ mm}$$

Pertanto la fessura totale è pari a:

$$wk = wk_{1, fase} + wk_{2, fase} = 0.00 + 0.124 = 0.124 \text{ mm}$$

16.5.2.7 Mezzeria impalcato - Verifica a fatica

La combinazione, denominata di base nel par. 15.3.1.3, è rappresentata dal peso proprio della predalle + peso del getto, le cui tensioni sono riportate nelle verifiche in 1° fase, dalle opere di finitura ($M_{fin} = -1.2 * 7.20$ kNm) le cui tensioni sono prodotte in 2° fase:

$$B = 120 \text{ cm}; H = 31 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} A_{a2} &= 18.84 \text{ cm}^2 & (1\phi 20/20) & & d_2 &= 26.0 \text{ cm} \\ A_{a1} &= 8.04 \text{ cm}^2 & (4\phi 16) & & d_1 &= 22.7 \text{ cm} \\ A_{a0} &= 27.12 \text{ cm}^2 & (8\phi 12 + 4\phi 24) & & d_0 &= 4.00 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\sigma_c = \sigma_{c,1 fase} + \sigma_{c,2 fase, fin} = 2.20 + 0.00 = 2.20 \text{ MPa} \quad \text{- lembo superiore}$$

$$\sigma_c = \sigma_{c,1 fase} + \sigma_{c,2 fase, fin} = 0.00 + 0.53 = 0.53 \text{ MPa} \quad \text{- lembo inferiore}$$

$$\sigma_{a2} = \sigma_{a2,1 fase} + \sigma_{c,2 fase, fin} = -46.80 - 15.59 = -62.39 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a1} = \sigma_{a1,1 fase} + \sigma_{c,2 fase, fin} = 117.11 - 12.61 = 104.5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0} = \sigma_{a0,1 fase} + \sigma_{c,2 fase, fin} = -0.14 + 4.13 = 3.99 \text{ MPa}$$

L'azione ciclica prodotta dai carichi mobili ($M(+)=1.2*77.96$ kNm; $M(-) = -1.2*45.17$ kNm), definiti sempre nel par. 15.3.1.3, produce le seguenti escursioni di tensione:

$$\sigma_{c, max, ciclica(+)} = 5.48 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_{c, max, ciclica(-)} = 0.00 \text{ MPa} \quad \text{- lembo superiore}$$

$$\sigma_{smax, ciclica, a2(+)} = 39.63 \text{ MPa}; \quad \sigma_{smax, ciclica, a2(-)} = -97.70 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{smax, ciclica, a1(+)} = 11.54 \text{ MPa}; \quad \sigma_{smax, ciclica, a1(-)} = -79.00 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{smax, ciclica, a0(+)} = -151.05 \text{ MPa}; \quad \sigma_{smax, ciclica, a0(-)} = +29.25 \text{ MPa}$$

La verifica a fatica dell'armatura consiste nel confrontare l'escursione di tensione con il valore limite definito nel par. 14.3.1.3:

$$\Delta \sigma_{smax, a2} = |\sigma_{smax, ciclica, a2(+)}| + |\sigma_{smax, ciclica, a2(-)}| = 137.33 \text{ MPa} < 195.0 \text{ MPa}$$

$$\Delta \sigma_{smax, a1} = |\sigma_{smax, ciclica, a1(+)}| + |\sigma_{smax, ciclica, a1(-)}| = 80.54 \text{ MPa} < 195.0 \text{ MPa}$$

$$\Delta \sigma_{smax, a0} = |\sigma_{smax, ciclica, a0(+)}| + |\sigma_{smax, ciclica, a0(-)}| = 180.3 \text{ MPa} < 195.0 \text{ MPa}$$

Le verifica a fatica del calcestruzzo consiste nel verificare che:

$$(\sigma_{c, max, ciclica} + \sigma_{c, base}) \leq 0.5 * f_{cd, fat} + 0.45 * \sigma_{c, min} \Rightarrow 7.68 \text{ MPa} < 0.5 * 22.41 + 0.45 * 2.20 = 12.20 \text{ MPa}$$

16.5.2.8 Mezzeria impalcato - Verifica dello stato limite ultimo

Come anticipato nel par. 15.1 nelle verifiche allo stato limite ultimo, poiché il legame costitutivo del materiale è di tipo non lineare, non si può applicare il principio di sovrapposizione degli effetti e dunque si considera la soletta realizzata in un'unica fase con il peso proprio, le opere di finitura ed i carichi accidentali agenti contemporaneamente:

Sollecitazioni

$$\text{STR} - M = 1.20 * [1.35 * (M_{\text{sol}} + M_p + M_s)] = 1.2 * [1.35 * (0.00 - 7.20 + 132.55)] = 203.07 \text{ kNm};$$

$$\text{STR} - T_{2 \text{ fase}} = 1.20 * 1.35 * (T_{\text{sol}} + T_p + T_s) = 1.2 * 1.35 * (21.31 + 8.25 + 162.44) = 311.04 \text{ kN}$$

Verifica

$$M = 203.07 \text{ kNm} \quad -\text{STR}$$

$$B = 120 \text{ cm}; H = 31 \text{ cm}$$

$$Aa_2 = 18.84 \text{ cm}^2 \quad (1 \phi 20/20) \quad d_2 = 26.0 \text{ cm}$$

$$Aa_1 = 8.04 \text{ cm}^2 \quad (4\phi 16) \quad d_1 = 22.7 \text{ cm}$$

$$Aa_0 = 27.12 \text{ cm}^2 \quad (8\phi 12 + 4\phi 24) \quad d_0 = 4.00 \text{ cm}$$

$$M_{\text{rd}} = 273.42 \text{ kNm} > 203.07 \text{ kNm}$$

16.5.2.9 Mezzeria soletta - Verifica a taglio

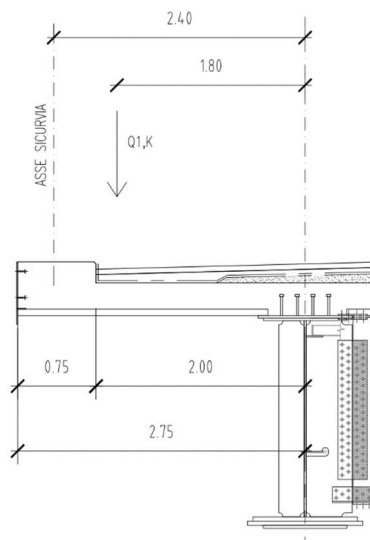
Elementi senza armatura trasversale a taglio			
- Verifica del conglomerato			
$VRd = [0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot bw \cdot d =$	240.83	kN	
$V_{Ed} = T / \cos \beta$	$\beta = 8$	311.04 kN	NO
con:			
$K = 1 + (200/d)^{1/2} =$	1.917		≤ 2
$R_{ck} =$	45	N/mm ²	
$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} =$	0.568	N/mm ²	
$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} =$	37.35	N/mm ²	
$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c =$	21.17	N/mm ²	
$\rho_1 = A_{sl} / (bw \cdot d) =$	0.01319		$\leq 0,02$
$d =$	238	mm	
$H =$	310	mm	
$bw =$	1200	mm	
$A_{sl} =$	3768	mm ²	
$N_{Ed} =$	0.00	kN	
$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c =$	0.000	N/mm ²	$\leq 0,2 \cdot f_{cd}$

Occorre armare a taglio. La verifica viene condotta con le armature diagonale del traliccio

Verifiche allo stato limite ultimo di taglio			
Materiali (Unità N,mm)			
Calcestruzzo		Acciaio	
$R_{ck} =$	37	$f_{yk} =$	450
$f_{ck} =$	37.35	$f_{ywd} =$	391.3
$f_{cd} =$	21.17		
$f_{ctd} =$	1.37		
Sezione da verificare			
Altezza trave		310	mm
Copriferro staffe		40	mm
Larghezza netta resistente a taglio		1200	mm
Diametro diagonali		10	(4 ϕ 10/20)
Bracci		8	
Interasse		200	mm
Area staffe al metro		3.14	cm ² /m
$\cotg \alpha$	$\alpha = 68.00^\circ$	0.40	
$\cotg \theta$	$\theta = 40.00^\circ$	1.19	
Verifiche allo s.l.u. per taglio			$VR,d > V_{Ed}$
Taglio di calcolo V_{Ed}			311.04 kN
V_{rcd}			3028.71 kN
V_{rsd}			441.99 kN
$VRd = \min[V_{rcd}; V_{rsd}]$			ok 441.99 kN

16.6 VERIFICA IN 2° FASE (SEZIONE DI GIUNTO)

16.6.1 Sbalzo lato cordolo



Sbalzo

16.6.1.1 Carichi permanenti portati

Sbalzo lato cordolo - Analisi dei carichi per 1 m di soletta			
	P (kN)	B (m)	M (kNm)
Marcia piede: (0.20 x 0.75 x 25)	3.75	2.38	8.93
Pavimentazione: (3.0 x 2.00)	6.00	1.00	6.00
Barriere sicurvia	1.5	2.40	3.60
TOTALE	11.25		18.53

16.6.1.2 Sovraccarichi

Carico mobile

Lo schema di carico scelto è il peggiore tra i seguenti:

Carico1

I carichi mobili concentrati si ipotizzano agenti su di un'area equivalente che si ricava dalla effettiva area di contatto del singolo carico sulla pavimentazione (0.4x0.4 m); fornita dalle norme), ipotizzando una diffusione a 45° fino al piano medio della soletta (circa 0.80 x 0.80 m).

$$Q_{1k} = 2 \times 150 \text{ kN}$$

Carico2

I carichi mobili concentrati si ipotizzano agenti su di un'area equivalente che si ricava dalla effettiva area di contatto del singolo carico sulla pavimentazione (0.6m; dir. trasversale x 0.35 m; dir. longitudinale), ipotizzando una diffusione a 45° fino al piano medio della soletta (circa 1.00 x 0.75 m).

$$Q_{1k} = 1 \times 200 \text{ kN}$$

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

Dal calcolo con modello a shell si ha:

Giunto impalcato-esercizio

Mmin = -239.96 kNm/m;

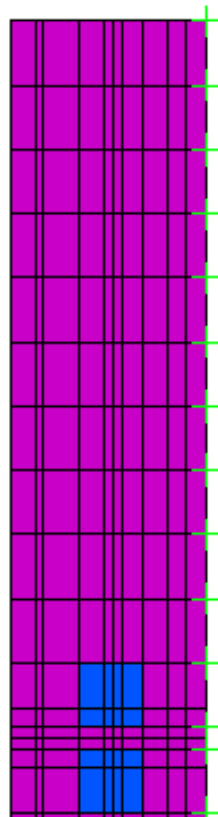
T = 280.72 kN/m

Giunto impalcato-fatica

Mmin = -122.38 kNm/m;

T = 143.17 kN/m

2.75



16.6.1.3 Momento dovuto all'urto di un veicolo in svio

I scurvia e gli elementi strutturali ai quali sono collegati devono essere dimensionati per un'azione orizzontale trasversale non inferiore a 100 kN, distribuita su 0,50 m ed applicata ad una quota h, misurata dal piano viario, pari alla minore delle dimensioni h1, h2, dove h1 = (altezza della barriera – 0,10 m), h2 = 1,00 m.

$$M_u = 100 \times [(1.00 + 0.11 + (0.31/2))] = 127 \text{ kNm} \quad \text{-rispetto al piano medio della soletta}$$

Supponendo una ripartizione a 45° dal punto di applicazione verso il piano medio della soletta e considerando un'impronta di carico di 0.50 m si ha il seguente momento a metro lineare:

$$M_u = 127 / (0.5 + 2 * (1.00 + 0.11 + 0.31/2)) = 41.78 \text{ kN/m/m}$$

16.6.1.4 Riepilogo sollecitazioni

Sommando gli effetti dei carichi permanenti e dei sovraccarichi si ottiene, per una striscia di lunghezza pari a 1.20 m:

$$\text{SLE} - M_{2 \text{ fase}} = 1.2 * [1 * (M_p + M_s)] = 1.2 * [1.00 * (-18.53 - 239.96)] = -310.19 \text{ kNm};$$

$$\text{QP} - M_{2 \text{ fase}} = 1.2 * 1 * M_p = 1.2 * 1.00 * (-18.53) = -25.80 \text{ kNm};$$

$$\text{FR} - M_{2 \text{ fase}} = 1.2 * (1 * M_p + 0.75 * M_s) = 1.2 * (-1 * 18.53 - 0.75 * 239.96) = -238.5 \text{ kNm};$$

16.6.1.5 Verifica dello stato tensionale

$$M = -310.19 \text{ kNm} \quad \text{-SLE}$$

$$B = 120 \text{ cm}; H = 31 \text{ cm}$$

$$A_{a2} = 63.72 \text{ cm}^2 \quad (1\phi 26/10) \quad d_2 = 25.7 \text{ cm}$$

$$A_{a1} = 8.04 \text{ cm}^2 \quad (4\phi 16) \quad d_1 = 22.7 \text{ cm}$$

$$A_{a01} = 27.12 \text{ cm}^2 \quad (1\phi 24/20) \quad d_1 = 7.2 \text{ cm}$$

$$A_{a0} = 9.04 \text{ cm}^2 \quad (8\phi 12) \quad d_0 = 3.60 \text{ cm}$$

$$\sigma_{c,2 \text{ fase}} = 14.71 \text{ MPa} < 22.41 \text{ MPa} \quad (R_{ck} = 45 \text{ MPa})$$

$$\sigma_{a2,2 \text{ fase}} = -220.74 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a1,2 \text{ fase}} = -169.22 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0,2 \text{ fase}} = 158.84 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

16.6.1.6 Sovrapposizione degli effetti (1 fase+2 fase)

$$\sigma_c = \sigma_{c,1 \text{ fase}} + \sigma_{c,2 \text{ fase}} = 2.11 + 14.71 = 16.82 \text{ MPa} < 22.41 \text{ MPa} \quad (R_{ck} = 45 \text{ MPa})$$

$$\sigma_{a2} = \sigma_{a2,1 \text{ fase}} + \sigma_{a2,2 \text{ fase}} = -27.43 - 220.74 = -248.17 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a1} = \sigma_{a1,1 \text{ fase}} + \sigma_{a1,2 \text{ fase}} = -79.66 - 169.22 = -248.88 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0} = \sigma_{a0,1 \text{ fase}} + \sigma_{a0,2 \text{ fase}} = 66.73 + 158.84 = 225.57 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

16.6.1.7 Verifica a fessurazione

La verifica a fessurazione condotta in 1° fase, con getto della soletta ultimata, ha prodotto una fessura pari a 0.025 mm.

Nella verifica a fessurazione in 2° fase si ha:

$$M = -238.5 \text{ kNm} \quad -FR$$

$$B = 120 \text{ cm}; H = 31 \text{ cm}$$

$A_{a2} = 63.72 \text{ cm}^2$	(1 ϕ 26/10)	$d_2 = 25.7 \text{ cm}$
$A_{a1} = 8.04 \text{ cm}^2$	(4 ϕ 16)	$d_1 = 22.7 \text{ cm}$
$A_{a01} = 27.12 \text{ cm}^2$	(1 ϕ 24/20)	$d_1 = 7.2 \text{ cm}$
$A_{a0} = 9.04 \text{ cm}^2$	(8 ϕ 12)	$d_0 = 3.60 \text{ cm}$

$$wk = 0.147 \text{ mm}$$

Pertanto, la fessura totale è pari a:

$$wk = wk_{1, \text{fase}} + wk_{2, \text{fase}} = 0.025 + 0.147 = 0.172 \text{ mm}$$

16.6.1.8 Verifica a fatica

In corrispondenza dei giunti si considera un fattore di amplificazione addizionale $\Delta\phi_{fat}=1.30$ da applicare a tutti i carichi.

La combinazione, denominata di base nel par. 15.3.4.3, è rappresentata dal peso proprio della predalle + peso del getto, le cui tensioni sono riportate nelle verifiche in 1° fase, dalle opere di finitura ($M_{fin} = 1.3 \cdot 1.2 \cdot 18.53 \text{ kNm}$) le cui tensioni sono prodotte in 2° fase:

$$B = 120 \text{ cm}; H = 31 \text{ cm}$$

$A_{a2} = 63.72 \text{ cm}^2$	(1 ϕ 26/10)	$d_2 = 25.7 \text{ cm}$
$A_{a1} = 8.04 \text{ cm}^2$	(4 ϕ 16)	$d_1 = 22.7 \text{ cm}$
$A_{a01} = 27.12 \text{ cm}^2$	(1 ϕ 24/20)	$d_1 = 7.2 \text{ cm}$
$A_{a0} = 9.04 \text{ cm}^2$	(8 ϕ 12)	$d_0 = 3.60 \text{ cm}$

$$\sigma_{c, \text{base}} = \sigma_{c, 1 \text{ fase}} + \sigma_{c, 2 \text{ fase, fin}} = 2.11 + 1.33 = 3.44 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a2, \text{base}} = \sigma_{a2, 1 \text{ fase}} + \sigma_{a2, 2 \text{ fase, fin}} = -27.53 - 19.99 = -47.52 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a1, \text{base}} = \sigma_{a1, 1 \text{ fase}} + \sigma_{a1, 2 \text{ fase, fin}} = -79.66 - 15.32 = -94.98 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0, \text{base}} = \sigma_{a0, 1 \text{ fase}} + \sigma_{a0, 2 \text{ fase, fin}} = 66.73 + 14.38 = 81.11 \text{ MPa}$$

L'azione ciclica prodotta dai carichi mobili ($M=1.3 \cdot 1.2 \cdot (-122.38) \text{ kNm}$), definiti sempre in precedenza, produce le seguenti escursioni di tensione:

$$\sigma_{c, \text{max, ciclica}} = 8.80 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{\text{max, ciclica, a2}} = -132.04 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{\text{max, ciclica, a1}} = -101.21 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{\text{max, ciclica, a0}} = 95.01 \text{ MPa}$$

La verifica a fatica dell'armatura consiste nel confrontare l'escursione di tensione con il valore limite definito nel par. 14.3.4.3:

$$\Delta_{smax,a2} = -132.04 \text{ MPa} < 195.0 \text{ MPa}$$

$$\Delta_{smax,a1} = -101.21 \text{ MPa} < 195.0 \text{ MPa}$$

$$\Delta_{smax,a0} = 95.01 \text{ MPa} < 195.0 \text{ MPa}$$

Le verifiche a fatica del calcestruzzo consistono nel verificare che:

$$(\sigma_{c,max,ciclica} + \sigma_{c,base}) \leq 0.5 \cdot f_{cd,fat} + 0.45 \cdot \sigma_{c,min} \Rightarrow 12.24 \text{ MPa} < 0.5 \cdot 22.41 + 0.45 \cdot 3.44 = 12.75 \text{ MPa}$$

16.6.1.9 Verifica dello stato limite ultimo

Come anticipato nel par. 15.1 nelle verifiche allo stato limite ultimo, poiché il legame costitutivo del materiale è di tipo non lineare, non si può applicare il principio di sovrapposizione degli effetti e dunque si considera la soletta realizzata in un'unica fase con il peso proprio, le opere di finitura ed i carichi accidentali agenti contemporaneamente:

Sollecitazioni

$$\text{STR} \quad - M = 1.2 \cdot [1.35 \cdot (M_{sol} + M_p + M_s)] = 1.2 \cdot [1.35 \cdot (-25.68 - 18.53 - 239.96)] = -460.36 \text{ kNm};$$

$$\text{URTO} \quad - M = 1.2 \cdot (1.0 \cdot (M_{sol} + M_p + M_s + M_u)) = 1.20 \cdot (-25.68 - 18.53 - 239.96 - 41.78) = -391.14 \text{ kNm};$$

$$\text{STR} \quad - T = 1.2 \cdot 1.35 \cdot (T_{sol} + T_p + T_s) = 1.2 \cdot 1.35 \cdot (21.31 + 11.25 + 280.72) = 507.52 \text{ kN}$$

Verifica

$$M = -460.36 \text{ kNm}$$

$$B = 120 \text{ cm}; H = 31 \text{ cm}$$

$$A_{a2} = 63.72 \text{ cm}^2 \quad (1\phi 26/10) \quad d_2 = 25.7 \text{ cm}$$

$$A_{a1} = 8.04 \text{ cm}^2 \quad (4\phi 16) \quad d_1 = 22.7 \text{ cm}$$

$$A_{a01} = 27.12 \text{ cm}^2 \quad (1\phi 24/20) \quad d_1 = 7.2 \text{ cm}$$

$$A_{a0} = 9.04 \text{ cm}^2 \quad (8\phi 12) \quad d_0 = 3.60 \text{ cm}$$

$$M_{rd} = 584.71 \text{ kNm} > 460.36 \text{ kNm}$$

16.6.1.10 Verifica a taglio

Elementi senza armatura trasversale a taglio			
- Verifica del conglomerato			
$VRd = [0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot bw \cdot d =$	276.65	kN	
VEd = T/cosβ	β= 8	507.52 kN	NO
con:			
$K = 1 + (200/d)^{1/2} =$	1.917		≤ 2
$R_{ck} =$	45	N/mm ²	
$V_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} =$	0.568	N/mm ²	
$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} =$	37.35	N/mm ²	
$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c =$	21.17	N/mm ²	
$\rho_1 = A_{sl} / (bw \cdot d) =$	0.02000		≤ 0,02
$d =$	238	mm	
$H =$	310	mm	
$bw =$	1200	mm	
$A_{sl} =$	6372	mm ²	
$N_{Ed} =$	0.00	kN	
$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c =$	0.000	N/mm ²	≤ 0,2 · f _{cd}
Occorre armare a taglio. La verifica viene condotta con le armature diagonale del traliccio			

Verifiche allo stato limite ultimo di taglio			
Materiali (Unità N,mm)			
Calcestruzzo		Acciaio	
$R_{ck} =$	45	$f_{yk} =$	450
$f_{ck} =$	37.35	$f_{yk} =$	391.3
$f_{cd} =$	21.17		
$f_{ctd} =$	1.56		
Sezione da verificare			
Altezza trave		310	mm
Copriferro staffe		40	mm
Larghezza netta resistente a taglio		1200	mm
Diametro diagonali		10	(4φ10/200)
Bracci		8	
Interasse		200	mm
Area staffe al metro		3.14	cm ² /m
$\cotg \alpha$	$\alpha = 68.00^\circ$	0.40	
$\cotg \theta$	$\theta = 21.80^\circ$	2.50	
Verifiche allo s.l.u. per taglio		VR,d > VEd	
Taglio di calcolo VEd		507.52 kN	
V _{rcd}		3028.71 kN	
V _{rsd}		804.38 kN	
VRd = min[V_{rcd}; V_{rsd}]		ok	804.38 kN

16.6.2 Campata

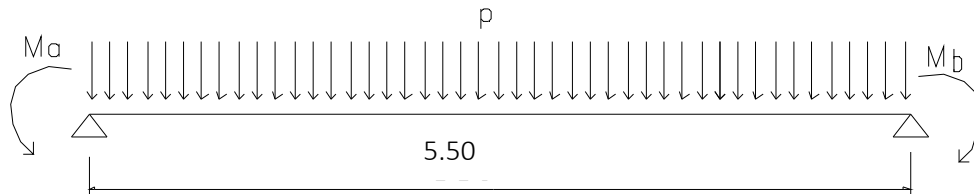
16.6.2.1 Carichi permanenti

La soletta viene schematizzata come trave appoggiata alle estremità.

$$p = 3 \text{ kN/mq}$$

$$MA = -18.53 \text{ kNm/m lato cordolo sx} \quad \text{vedi par. 15.5.1}$$

$$MB = -18.53 \text{ kNm/m lato cordolo dx} \quad \text{vedi par. 15.5.1}$$

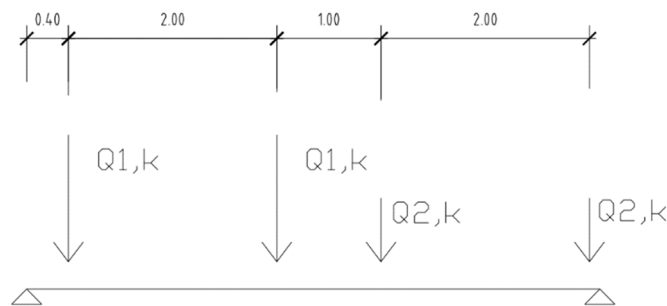


$$Tp_{app} = 8.25 \text{ kN/m}$$

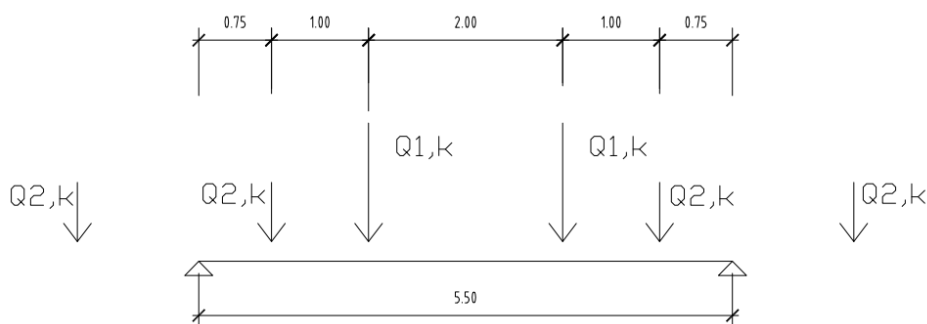
$$Mp_{mezz} = -7.20 \text{ kNm/m}$$

16.6.2.2 Sovraccarichi

Ai fini del calcolo della soletta di impalcato fra le travi si prende in considerazione, nella posizione di volta in volta più gravosa per la sezione considerata, gli effetti del seguente carico:



Disposizione dell'accidentale che massimizza le sollecitazioni sull'appoggio



Disposizione dell'accidentale che massimizza le sollecitazioni in campata

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

Carico mobile Q1,k, composto da 2 file di 2 ruote ciascuna da 150 kN di peso e da un carico uniformemente pari a 9 kN/mq distribuito su una corsia di 3 m, affiancato da un secondo carico Q2,k, composto da 2 file di 2 ruote ciascuna da 100 kN di peso e da un carico uniformemente pari a 2.5 kN/mq distribuito su una corsia di 3 m. Tutti i carichi sono disposti con il proprio asse longitudinale parallelamente all'asse longitudinale del viadotto.

$Q1,k = 2 \times 150 = 300 \text{ kN}$

$Q2,k = 2 \times 100 = 200 \text{ kN}$

$q1,k \text{ unif} = 9 \text{ kN/mq}$

- su una larghezza pari a 3 m

$q2,k \text{ unif} = 2.5 \text{ kN/mq}$

- sulla rimanente larghezza

Dal calcolo con modello a shell che massimizza le sollecitazioni sull'appoggio a metà impalcato si ha:

Giunto impalcato -esercizio

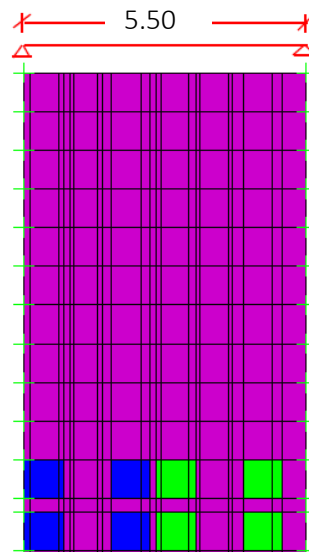
$M_{max} = 225.34 \text{ kNm/m};$

$T = 276.15 \text{ kN/m}$

Giunto impalcato - fatica

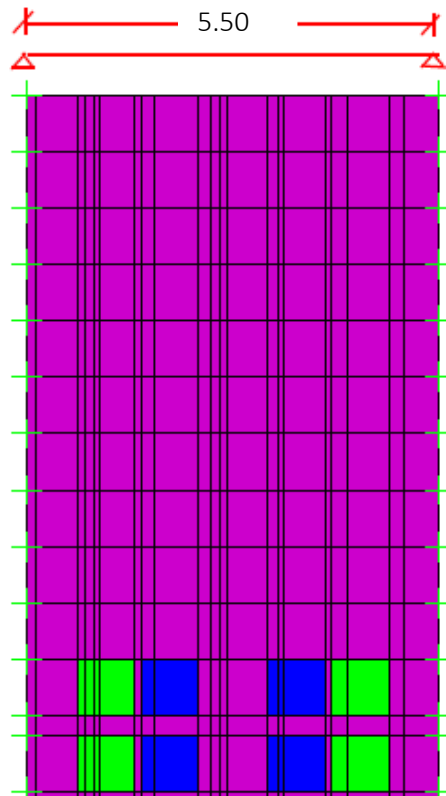
$M_{max} = 114.93 \text{ kNm/m};$

$T = 140.84 \text{ kN/m}$



Disposizione dell'accidentale nel modello che massimizza le sollecitazioni sull'appoggio della mezziera dell'impalcato

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO



Disposizione dell'accidentale nel modello che massimizza le sollecitazioni in campata della mezzera dell'impalcato

16.6.2.3 Riepilogo sollecitazioni mezzzeria impalcato

Sommando gli effetti dei carichi permanenti e dei sovraccarichi si ottiene, per una striscia di lunghezza pari a 1.20 m:

$$SLE - M_{2\text{ fase}} = 1.20 \cdot (1.00 \cdot M_p + 1.00 \cdot M_s) = 1.2 \cdot (-7.20 + 225.34) = 261.77 \text{ kNm};$$

$$QP - M_{2\text{ fase}} = 1.20 \cdot 1.00 \cdot M_p = -1.2 \cdot 8.25 = -9.90 \text{ kNm};$$

$$FR - M_{2\text{ fase}} = 1.20 \cdot (1.00 \cdot M_p + 0.75 \cdot M_s) = 1.2 \cdot (-7.20 + 0.75 \cdot 225.34) = 194.17 \text{ kNm};$$

16.6.2.4 Mezzzeria impalcato - Verifica dello stato tensionale

$$M = 261.77 \text{ kNm} \quad -SLE$$

$$B = 120 \text{ cm}; H = 31 \text{ cm}$$

$$A_{a2} = 63.72 \text{ cm}^2 \quad (1\phi 26/10) \quad d_2 = 25.7 \text{ cm}$$

$$A_{a1} = 8.04 \text{ cm}^2 \quad (4\phi 16) \quad d_1 = 22.7 \text{ cm}$$

$$A_{a01} = 54.24 \text{ cm}^2 \quad (1\phi 24/10) \quad d_1 = 7.20 \text{ cm}$$

$$A_{a0} = 27.12 \text{ cm}^2 \quad (8\phi 12 + 4\phi 24) \quad d_0 = 4.00 \text{ cm}$$

$$\sigma_{c,2\text{ fase}} = 9.91 \text{ MPa} < 22.41 \text{ MPa} \quad (R_{ck} = 45 \text{ MPa})$$

$$\sigma_{a2,2\text{ fase}} = 83.36 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a1,2\text{ fase}} = 46.39 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0,2\text{ fase}} = -189.01 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

16.6.2.5 Mezzzeria impalcato - Sovrapposizione degli effetti (1 fase + 2 fase)

$$\sigma_{c,i} = \sigma_{c,1\text{ fase}} + \sigma_{c,2\text{ fase}} = 2.20 + 0.00 = 2.20 \text{ MPa} < 22.41 \text{ MPa} \quad (R_{ck} = 45 \text{ MPa}) \quad \text{-lembo inferiore}$$

$$\sigma_{c,s} = \sigma_{c,1\text{ fase}} + \sigma_{c,2\text{ fase}} = 0.00 + 9.91 = 9.91 \text{ MPa} < 22.41 \text{ MPa} \quad (R_{ck} = 45 \text{ MPa}) \quad \text{-lembo superiore}$$

$$\sigma_{a2} = \sigma_{a2,1\text{ fase}} + \sigma_{a2,2\text{ fase}} = -46.80 + 83.36 = 36.56 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a1} = \sigma_{a1,1\text{ fase}} + \sigma_{a1,2\text{ fase}} = 117.11 + 46.39 = 163.5 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0} = \sigma_{a0,1\text{ fase}} + \sigma_{a0,2\text{ fase}} = -0.14 - 189.01 = -189.15 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

16.6.2.6 Mezzzeria impalcato - Verifica a fessurazione

La verifica a fessurazione condotta in 1° fase, con getto della soletta ultimata, ha prodotto una fessura pari a 0.00 mm.

Nella verifica a fessurazione in 2° fase si ha:

$$M = 194.17 \text{ kNm} \quad -FR$$

$$B = 120 \text{ cm}; H = 31 \text{ cm}$$

$$A_{a2} = 63.72 \text{ cm}^2 \quad (1\phi 26/10) \quad d_2 = 25.7 \text{ cm}$$

$$A_{a1} = 8.04 \text{ cm}^2 \quad (4\phi 16) \quad d_1 = 22.7 \text{ cm}$$

$$A_{a01} = 54.24 \text{ cm}^2 \quad (1\phi 24/10) \quad d_1 = 7.20 \text{ cm}$$

$$A_{a0} = 27.12 \text{ cm}^2 \quad (8\phi 12 + 4\phi 24) \quad d_0 = 4.00 \text{ cm}$$

$$w_k = 0.081 \text{ mm}$$

Pertanto, la fessura totale è pari a:

$$w_k = w_{k,1, \text{fase}} + w_{k,2, \text{fase}} = 0.00 + 0.081 = 0.081 \text{ mm}$$

16.6.2.7 Mezzeria impalcato - Verifica a fatica

In corrispondenza dei giunti si considera un fattore di amplificazione addizionale $\Delta\phi_{fat}=1.30$ da applicare a tutti i carichi.

La combinazione, denominata di base nel par. 15.3.1.3, è rappresentata dal peso proprio della predalle + peso del getto, le cui tensioni sono riportate nelle verifiche in 1° fase, dalle opere di finitura ($M_{fin}=-1.2*7.20$ kNm) le cui tensioni sono prodotte in 2° fase:

$$B = 120 \text{ cm}; H = 31 \text{ cm}$$

$$A_{a2} = 63.72 \text{ cm}^2 \quad (1\phi 26/10) \quad d_2 = 25.7 \text{ cm}$$

$$A_{a1} = 8.04 \text{ cm}^2 \quad (4\phi 16) \quad d_1 = 22.7 \text{ cm}$$

$$A_{a01} = 54.24 \text{ cm}^2 \quad (1\phi 24/10) \quad d_1 = 7.20 \text{ cm}$$

$$A_{a0} = 27.12 \text{ cm}^2 \quad (8\phi 12+4\phi 24) \quad d_0 = 4.00 \text{ cm}$$

$$\sigma_c = \sigma_{c,1 \text{ fase}} + \sigma_{c,2 \text{ fase, fin}} = 2.20 + 0.00 = 2.20 \text{ MPa} \quad \text{- lembo superiore}$$

$$\sigma_c = \sigma_{c,1 \text{ fase}} + \sigma_{c,2 \text{ fase, fin}} = 0.00 + 0.43 = 0.43 \text{ MPa} \quad \text{- lembo inferiore}$$

$$\sigma_{a2} = \sigma_{a2,1 \text{ fase}} + \sigma_{c,2 \text{ fase, fin}} = -46.80 - 7.75 = -62.39 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a1} = \sigma_{a1,1 \text{ fase}} + \sigma_{c,2 \text{ fase, fin}} = 117.11 - 6.10 = 104.5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0} = \sigma_{a0,1 \text{ fase}} + \sigma_{c,2 \text{ fase, fin}} = -0.14 + 4.41 = 3.99 \text{ MPa}$$

L'azione ciclica prodotta dai carichi mobili ($M(+)=1.3*1.2*114.93$ kNm; $M(-)=1.3*1.2*67.61$ kNm), definiti sempre nel par. 15.3.1.3 produce le seguenti escursioni di tensione:

$$\sigma_{c, \text{max, ciclica}(+)} = 6.79 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_{c, \text{max, ciclica}(-)} = 0.00 \text{ MPa} \quad \text{- lembo superiore}$$

$$\sigma_{s \text{max, ciclica, a2}(+)} = 57.10 \text{ MPa}; \quad \sigma_{s \text{max, ciclica, a2}(-)} = -72.74 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s \text{max, ciclica, a1}(+)} = 31.77 \text{ MPa}; \quad \sigma_{s \text{max, ciclica, a1}(-)} = -57.25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s \text{max, ciclica, a0}(+)} = -129.46 \text{ MPa}; \quad \sigma_{s \text{max, ciclica, a0}(-)} = +41.39 \text{ MPa}$$

La verifica a fatica dell'armatura consiste nel confrontare l'escursione di tensione con il valore limite definito nel par. 15.3.1.3:

$$\Delta\sigma_{s \text{max, a2}} = |\sigma_{s \text{max, ciclica, a2}(+)}| + |\sigma_{s \text{max, ciclica, a2}(-)}| = 129.84 \text{ MPa} < 195.0 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{s \text{max, a1}} = |\sigma_{s \text{max, ciclica, a1}(+)}| + |\sigma_{s \text{max, ciclica, a1}(-)}| = 89.02 \text{ MPa} < 195.0 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{s \text{max, a0}} = |\sigma_{s \text{max, ciclica, a0}(+)}| + |\sigma_{s \text{max, ciclica, a0}(-)}| = 170.85 \text{ MPa} < 195.0 \text{ MPa}$$

Le verifiche a fatica del calcestruzzo consistono nel verificare che:

$$(\sigma_{c, \text{max, ciclica}} + \sigma_{c, \text{base}}) \leq 0.5 * f_{cd, \text{fat}} + 0.45 * \sigma_{c, \text{min}} \Rightarrow 8.99 \text{ MPa} < 0.5 * 22.41 + 0.45 * 2.20 = 12.20 \text{ MPa}$$

16.6.2.8 Mezzeria impalcato - Verifica dello stato limite ultimo

Come anticipato nel par. 15.1 nelle verifiche allo stato limite ultimo, poiché il legame costitutivo del materiale è di tipo non lineare, non si può applicare il principio di sovrapposizione degli effetti e dunque si considera la soletta realizzata in un'unica fase con il peso proprio, le opere di finitura ed i carichi accidentali agenti contemporaneamente:

Sollecitazioni

$$\text{STR} - M = 1.20 * [1.35 * (M_{\text{sol}} + M_p + M_s)] = 1.2 * [1.35 * (0.00 - 7.20 + 225.34)] = 353.39 \text{ kNm};$$

$$\text{STR} - T_{2 \text{ fase}} = 1.20 * 1.35 * (T_{\text{sol}} + T_p + T_s) = 1.2 * 1.35 * (21.31 + 8.25 + 276.15) = 495.25 \text{ kN}$$

Verifica

$$M = 353.39 \text{ kNm} \quad \text{-STR}$$

$$B = 120 \text{ cm}; H = 31 \text{ cm}$$

$A_{a2} = 63.72 \text{ cm}^2$	(1 ϕ 26/10)	$d_2 = 25.7 \text{ cm}$
$A_{a1} = 8.04 \text{ cm}^2$	(4 ϕ 16)	$d_1 = 22.7 \text{ cm}$
$A_{a01} = 54.24 \text{ cm}^2$	(1 ϕ 24/10)	$d_1 = 7.20 \text{ cm}$
$A_{a0} = 27.12 \text{ cm}^2$	(8 ϕ 12+4 ϕ 24)	$d_0 = 4.00 \text{ cm}$

$$M_{rd} = 656.02 \text{ kNm} > 353.39 \text{ kNm}$$

16.6.2.9 Mezzeria soletta - Verifica a taglio

Elementi senza armatura trasversale a taglio			
- Verifica del conglomerato			
$VRd = [0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot bw \cdot d =$		276.65	kN
VEd = T/cosβ	β = 8	495.25	kN
con:			
$K = 1 + (200/d)^{1/2} =$	1.917		≤ 2
$R_{ck} =$	45		N/mm ²
$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} =$	0.568		N/mm ²
$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} =$	37.35		N/mm ²
$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c =$	21.17		N/mm ²
$\rho_1 = A_{sl} / (bw \cdot d) =$	0.02000		≤ 0,02
d =	238		mm
H =	310		mm
bw =	1200		mm
A _{sl} =	8136		mm ²
N _{Ed} =	0.00		kN
$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c =$	0.000		N/mm ² ≤ 0,2 · f _{cd}

Occorre armare a taglio. La verifica viene condotta con le armature diagonale del traliccio

Verifiche allo stato limite ultimo di taglio			
Materiali (Unità N,mm)			
Calcestruzzo		Acciaio	
R _{ck} =	37	f _{ywk} =	450
f _{ck} =	37.35	f _{ywd} =	391.3
f _{cd} =	21.17		
f _{ctd} =	1.37		
Sezione da verificare			
Altezza trave		310	mm
Copriferro staffe		40	mm
Larghezza netta resistente a taglio		1200	mm
Diametro diagonali		10	(4φ10/20)
Bracci		8	
Interasse		200	mm
Area staffe al metro		3.14	cm ² /m
cotgα	α = 68.00 °		0.40
cotgθ	θ = 21.80 °		2.50
Verifiche allo s.l.u. per taglio			VR,d > VEd
Taglio di calcolo V_{Ed}			495.25 kN
V _{rcd}			3028.71 kN
V _{rsd}			804.38 kN
VRd = min[V_{rcd}; V_{rsd}]			804.38 kN

9.91