

ADEGUAMENTO S.S. n°87 "SANNITICA" INTERVENTI LOCALIZZATI PER GARANTIRE LA PERCORRIBILITA' IMMEDIATA TRATTO "CAMPOBASSO – BIVIO S.ELIA" LOTTE 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

05.02 VI02

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:

T00VI02STRRE01B.DOCX

REVISIONE

SCALA

CODICE
ELAB.

T 0 0 V I 0 2 S T R R E 0 1

B

-

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
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

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).....	36
5.1.11	Variazioni termiche (q7).....	36
5.1.12	Azioni parassite per attrito degli apparecchi d'appoggio (q8)	37
5.1.13	Azioni eccezionali (q9)	38
5.1.14	Azione sismica sull'insieme impalcato/pile (q10).....	38
5.2	COMBINAZIONI DEI CARICHI ELEMENTARI.....	44
6	DIAGRAMMI DELLE CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE INTERNA.....	46
7	DIAGRAMMI DELLE DEFORMAZIONI	53
8	CRITERI DI VERIFICA STRUTTURALE.....	56
8.1	CRITERI DI VERIFICA DELLE SEZIONI IN MISTE ACCIAIO CALCESTRUZZO	56
9	VERIFICHE ELEMENTI PRINCIPALI	57
9.1	VERIFICA DI RESISTENZA DELLE MEMBRATURE (TRAVI PRINCIPALI)	57
9.2	VERIFICHE DI STABILITÀ.....	59
9.2.1	Stabilità dei pannelli d'anima (imbozzamento).....	59
9.2.2	Stabilità delle piattabande (verifica globale, flessotorsionale).....	71
9.2.3	Stabilità degli irrigidimenti trasversali in corrispondenza degli appoggi	72
9.3	VERIFICHE A FATICA.....	74

9.4	VERIFICA AGLI STATI LIMITE D'ESERCIZIO DELLA SOLETTA IN DIREZIONE LONGITUDINALE	76
10	VERIFICHE ELEMENTI SECONDARI	77
10.1	VERIFICHE DEI CONNETTORI ACCIAIO CALCESTRUZZO (PIOLI)	77
10.2	VERIFICHE DEI GIUNTI SALDATI TRAVI PRINCIPALI	80
10.3	VERIFICHE DEI DIAFRAMMI E DEI GIUNTI BULLONATI	81
10.3.1	Diaframma intermedio "reticolare"	82
10.3.2	Diaframma d'appoggio trave "AD ANIMA PIENA"	86
10.4	VERIFICHE PER LA SOSTITUZIONE DEGLI APPARECCHI D'APPOGGIO	90
10.5	VERIFICHE DEI GIUNTI SALDATI DIAFRAMMI	97
10.6	VERIFICHE DEGLI IRRIGIDIMENTI LONGITUDINALI E TRASVERSALI	98
10.7	VERIFICHE DELLE ASTE DEI CONTROVENTI	100
11	ESCURSIONI APPARECCHI DI APPOGGIO E GIUNTI	101
12	SCARICHI APPOGGI	105
13	CONTROFRECCIA COSTRUTTIVA	108
14	DIMENSIONAMENTO DEI BAGGIOLI	111
15	GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITA' DEI RISULTATI	113
	SOLETTA	117
16	SOLETTA (direzione trasversale)	118
16.1	FASI COSTRUTTIVE E DI GETTO	118
16.2	COMBINAZIONI DI CARICO	121
16.3	CRITERI DI VERIFICA STRUTTURALE	121
16.3.1	Criteri di verifica delle sezioni in c.a.	121
16.3.2	Verifiche per gli stati limite ultimi a flessione-pressoflessione	121
16.3.3	Verifica agli stati limite ultimi a taglio	121
16.3.4	Verifica agli stati limite d'esercizio	122
16.3.4.1	Stato limite delle tensioni	123
16.3.4.2	Stato limite di fessurazione	123
16.3.4.3	Stato limite di fatica	123
16.4	VERIFICA IN 1°FASE	126
16.4.1	Dati geometrici	126
16.4.2	Rigidità flessionale della lastra	126
16.4.3	Dati di carico	127
16.4.4	Sezioni di verifica	127
16.4.5	Verifica dello stato tensionale	128
16.4.6	Sovrapposizione degli effetti (1+2+3 step)	133
16.4.7	Verifica a fessurazione	134
16.5	VERIFICA IN 2° FASE (SEZIONE CORRENTE)	135
16.5.1	Sbalzo lato cordolo	135
16.5.1.1	Carichi permanenti portati	135
16.5.1.2	Sovraccarichi	135
16.5.1.3	Momento dovuto all'urto di un veicolo in svio	137
16.5.1.4	Riepilogo sollecitazioni	137
16.5.1.5	Verifica dello stato tensionale	137
16.5.1.6	Sovrapposizione degli effetti (1 fase+2 fase)	137
16.5.1.7	Verifica a fessurazione	138
16.5.1.8	Verifica a fatica	138
16.5.1.9	Verifica dello stato limite ultimo	139
16.5.1.10	Verifica a taglio	140

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

16.5.2	Campata.....	141
16.5.2.1	Carichi permanenti	141
16.5.2.2	Sovraccarichi.....	141
16.5.2.3	Riepilogo sollecitazioni mezzeria impalcato.....	144
16.5.2.4	Mezzeria impalcato - Verifica dello stato tensionale	144
16.5.2.5	Mezzeria impalcato - Sovrapposizione degli effetti (1 fase + 2 fase)	144
16.5.2.6	Mezzeria impalcato - Verifica a fessurazione.....	144
16.5.2.7	Mezzeria impalcato - Verifica a fatica	145
16.5.2.8	Mezzeria impalcato - Verifica dello stato limite ultimo	146
16.5.2.9	Mezzeria soletta - Verifica a taglio.....	147
16.6	VERIFICA IN 2° FASE (SEZIONE DI GIUNTO)	148
16.6.1	Sbalzo lato cordolo	148
16.6.1.1	Carichi permanenti portati	148
16.6.1.2	Sovraccarichi.....	148
16.6.1.3	Momento dovuto all'urto di un veicolo in svio	150
16.6.1.4	Riepilogo sollecitazioni.....	150
16.6.1.5	Verifica dello stato tensionale	150
16.6.1.6	Sovrapposizione degli effetti (1 fase+2 fase)	150
16.6.1.7	Verifica a fessurazione	151
16.6.1.8	Verifica a fatica	151
16.6.1.9	Verifica dello stato limite ultimo.....	152
16.6.1.10	Verifica a taglio	153
16.6.2	Campata.....	154
16.6.2.1	Carichi permanenti	154
16.6.2.2	Sovraccarichi.....	154
16.6.2.3	Riepilogo sollecitazioni mezzeria impalcato.....	157
16.6.2.4	Mezzeria impalcato - Verifica dello stato tensionale	157
16.6.2.5	Mezzeria impalcato - Sovrapposizione degli effetti (1 fase + 2 fase)	157
16.6.2.6	Mezzeria impalcato - Verifica a fessurazione.....	157
16.6.2.7	Mezzeria impalcato - Verifica a fatica	158
16.6.2.8	Mezzeria impalcato - Verifica dello stato limite ultimo	159
16.6.2.9	Mezzeria soletta - Verifica a taglio.....	160

1 INTRODUZIONE

1.1 OGGETTO

La presente relazione riporta i calcoli, e le relative verifiche, dell'impalcato del Viadotto n. 2. 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 4 campate di luce di 30+40+40+30 m.

La lunghezza complessiva del viadotto, misurata in asse appoggi spalle, è pari a circa 140 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.

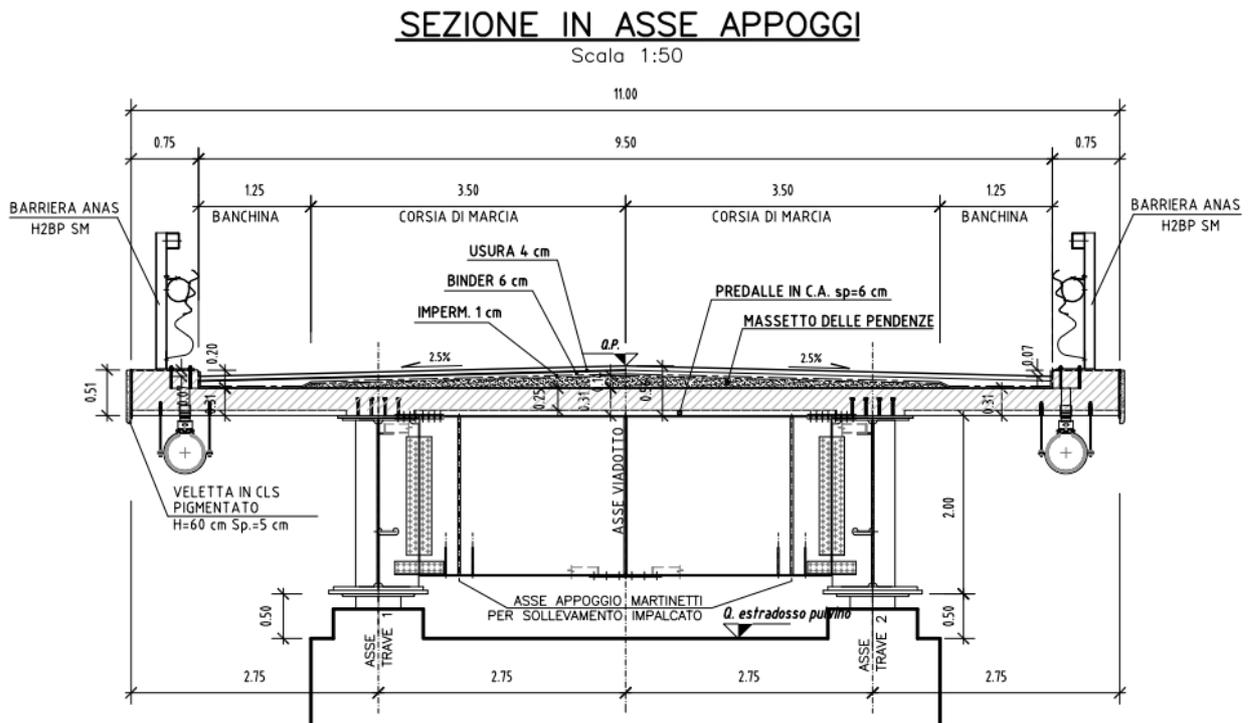
1.2 DESCRIZIONE DELL'OPERA

La sezione trasversale dell'impalcato prevede due travi principali in acciaio a doppio T di altezza 2.00m; 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.

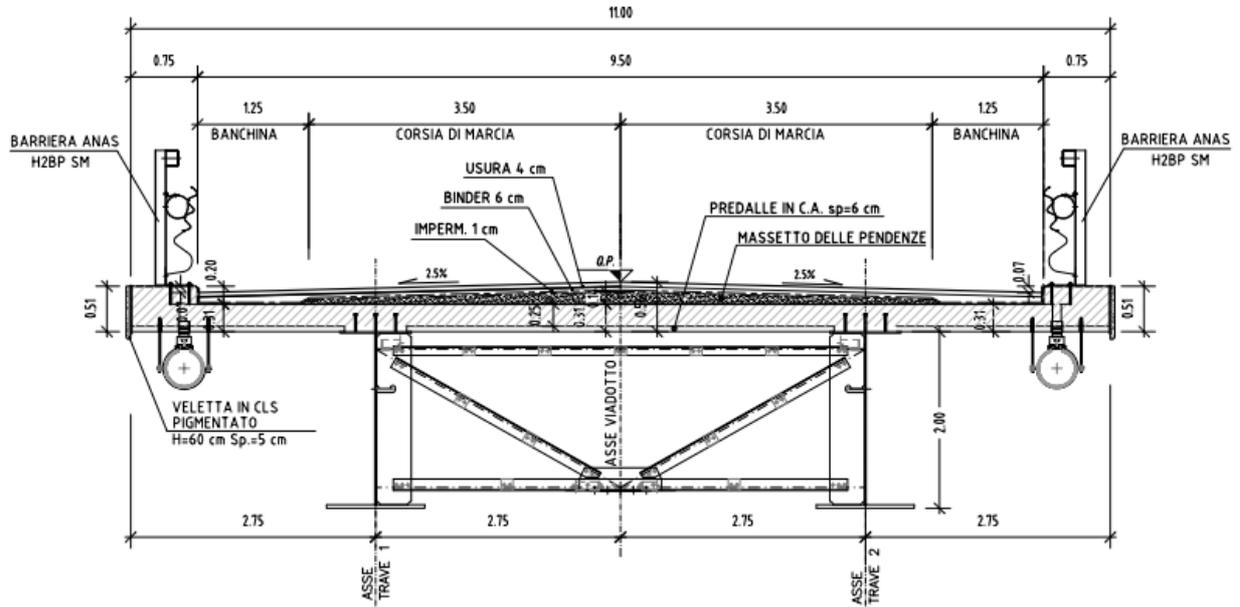
La larghezza complessiva dell'impalcato è di 11.00 m, di cui 9.50 costituiscono la piattaforma stradale ed i restanti gli elementi marginali di larghezza pari a 0.75 m in destra e 0.75 m in sinistra.

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



SEZIONE 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 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.

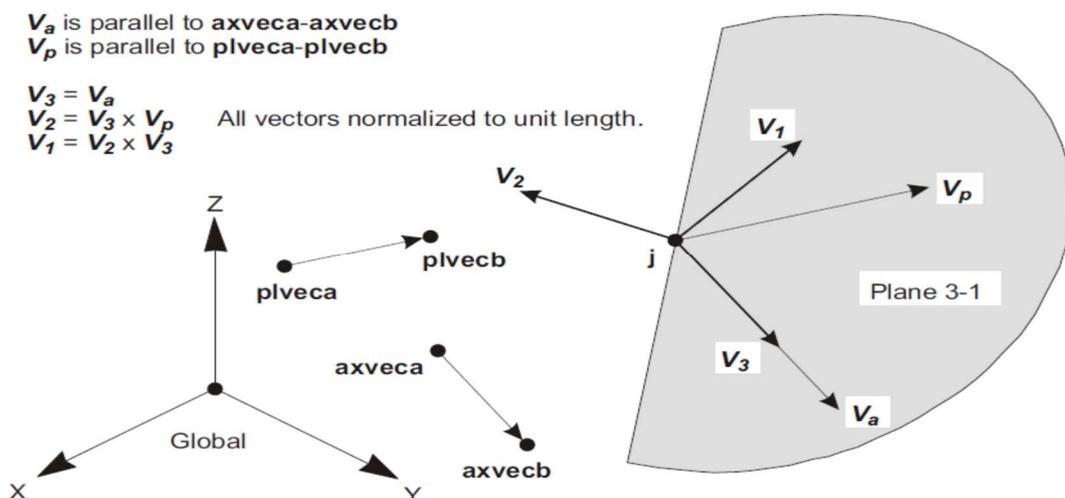
- SAP2000, prodotto dalla "CSI Computer and Structures Inc." – Berkeley (CA) – USA ;
Codice di calcolo F.E.M. (Finite Element Method) capace di gestire il calcolo e le verifiche delle strutture miste acciaio-calcestruzzo durante tutte le fasi realizzative.

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:



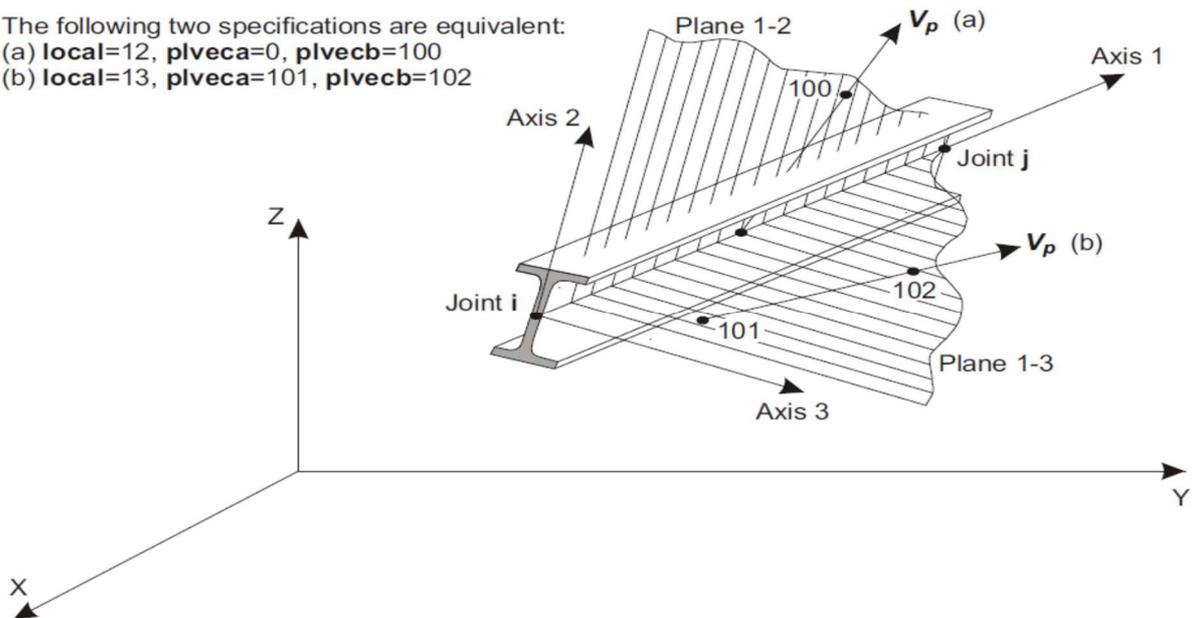
RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

- **"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:

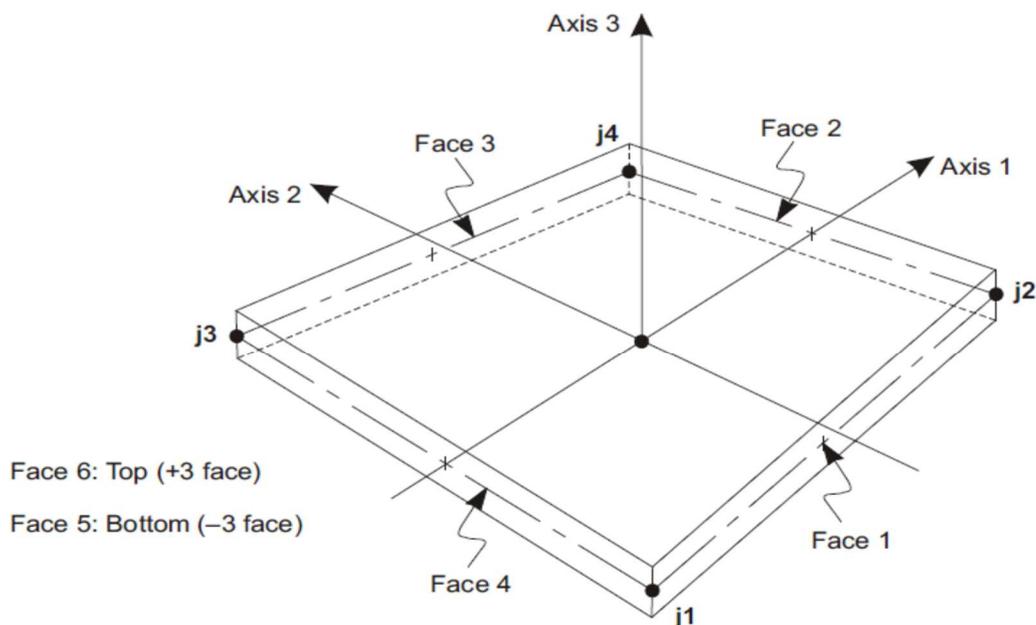
(a) **local=12, plveca=0, plvecb=100**

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

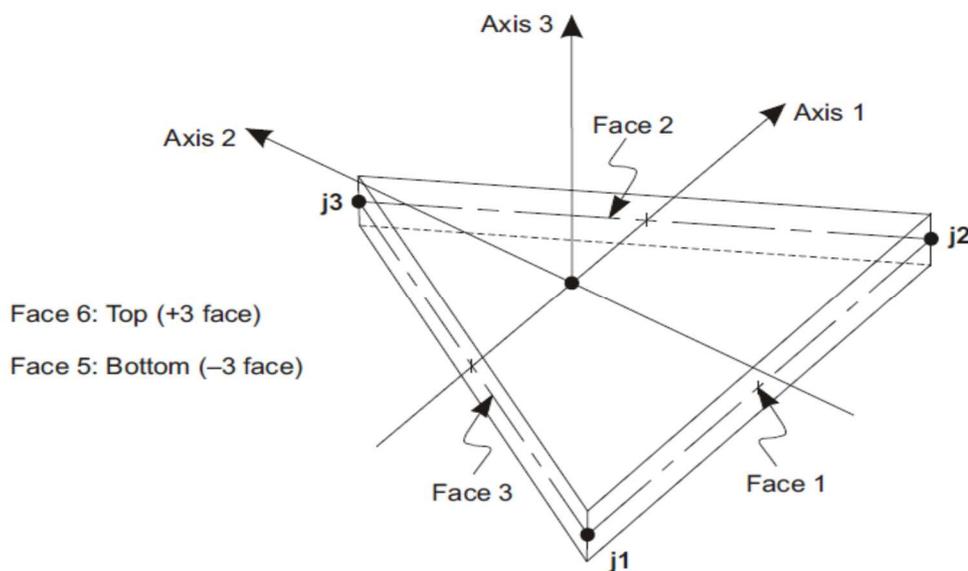


- **"Area":** vengono utilizzate per modellare le pareti, pavimenti e altri membri dotati di spessore, nonché solidi bidimensionali (plane stress, plane strain, and axisymmetric solids). Il sistema di riferimento per determinare l'orientamento di un elemento area è:

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:

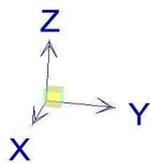
- non linear link element (gaps, hooks, isolators, dampers, and multi-linear plasticity)
- a multi-linear plastic hinge
- catenary cable element
- nonlinear shell element

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":

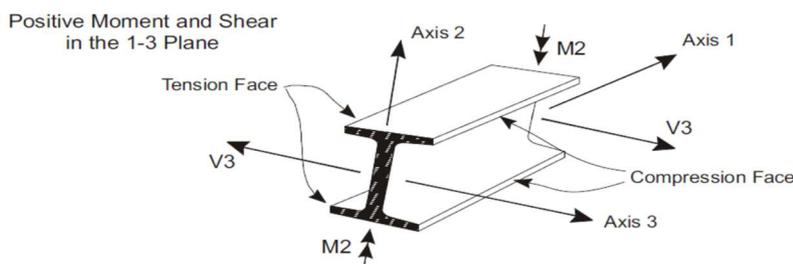
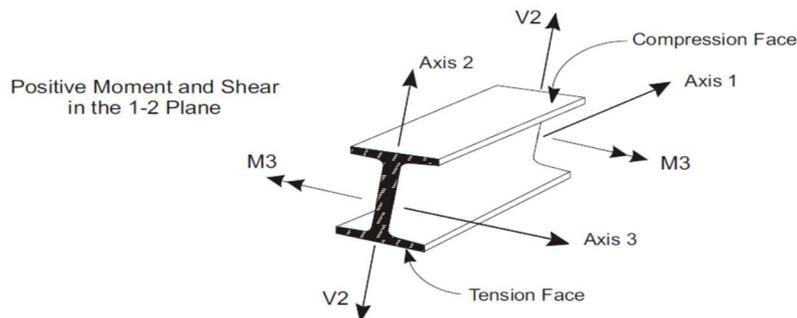
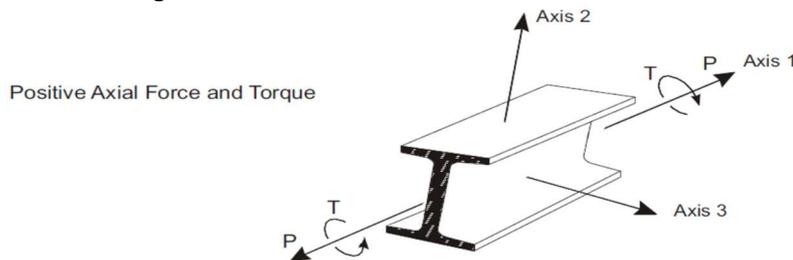


l'asse X è diretto secondo l'asse longitudinale della struttura;

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 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 rigidità 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).

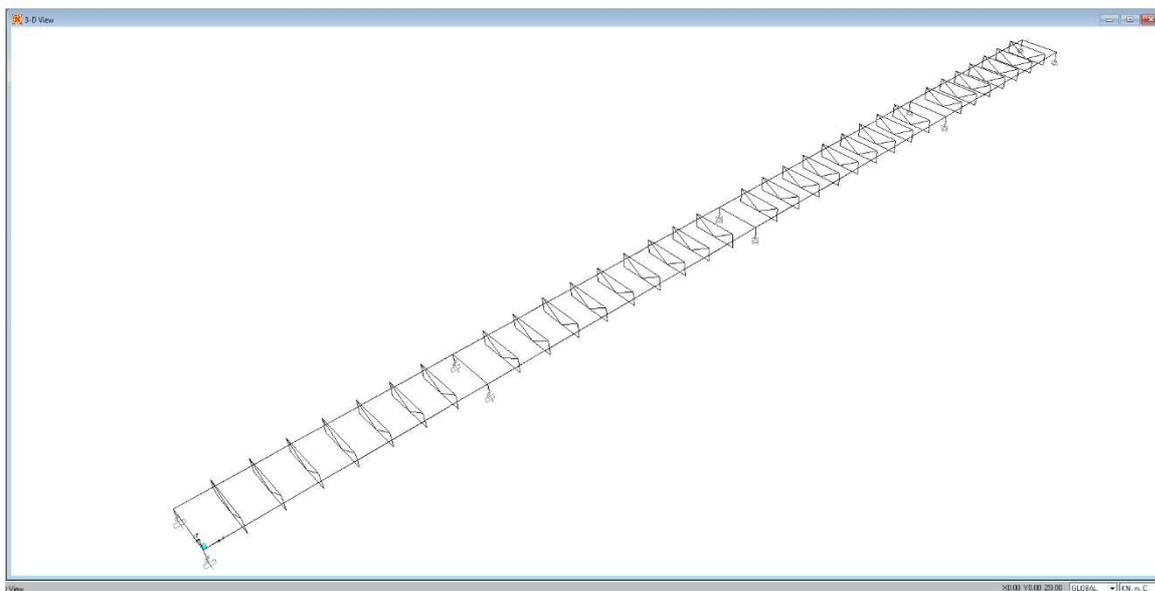


Figura 4-1 – vista assonometrica del modello per il viadotto senza la soletta non collaborante

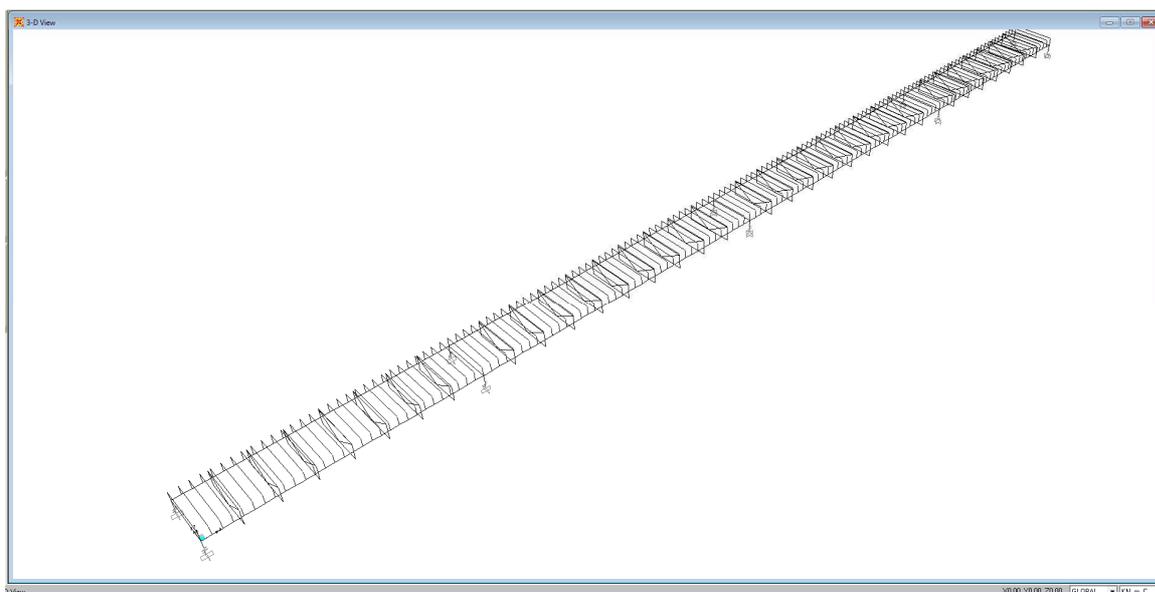


Figura 4-2 – vista assonometrica del modello per il viadotto con la soletta collaborante

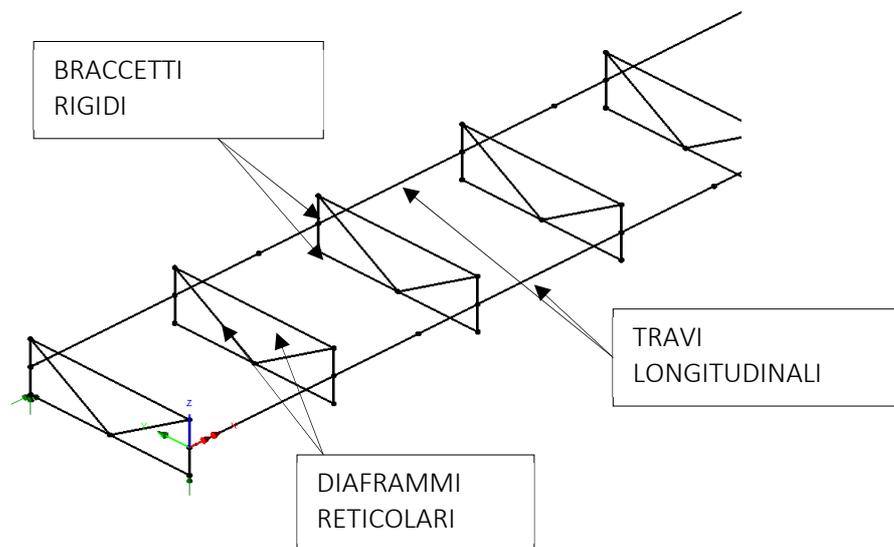


Figura 4-3 – vista assonometrica dei diaframmi

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:

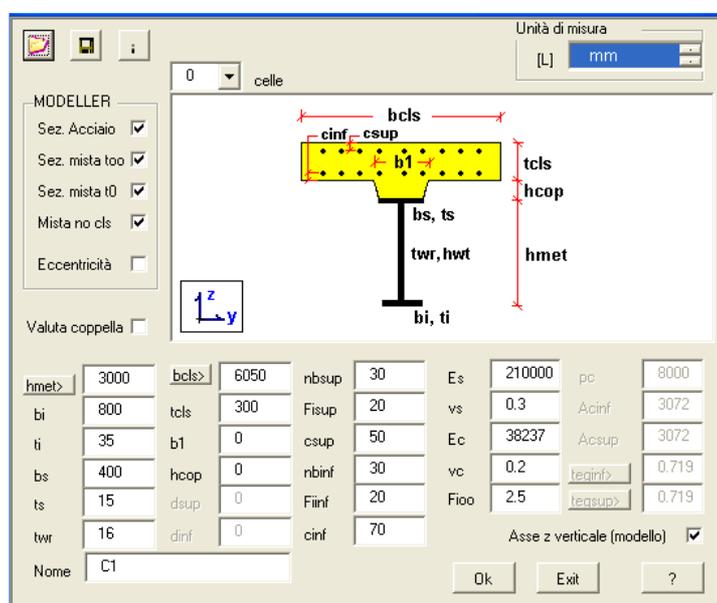
Per ottenere l'involuppo delle sollecitazioni del passaggio della colonna di carico Q₁, per ogni sollecitazione è stato considerato, quando sfavorevole, il corrispondente contributo a sinistra e/o a destra degli assi, più l'eventuale contributo relativo alle campate intere.

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

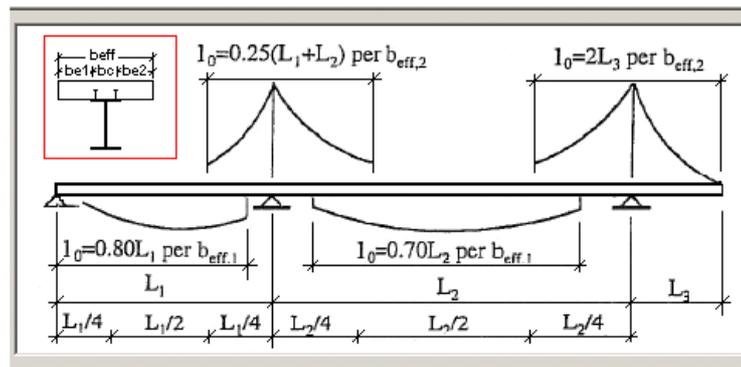


Tabella 4-1 – larghezza collaborante

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	4500
C1	5400
C2	5400
C3	4587
C4	5400
C5	5400
C6	5400
C7	4587

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

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,...c7), gli elementi trasversi (diaframmi pieni D1 e reticolari D2) e della soletta:

		acc	mista too	mista t0	no_cls
c1	A (m ²)	0.0828	0.208296	0.360764	0.093657
	Kt (m ⁴)	2.38E-05	0.00375	0.008705	0.008705
	Jxx(m ⁴)	0.050269	0.146285	0.173941	0.068637
	Jyy(m ⁴)	0.002068	0.307022	0.677522	0.028451
	WT_x (m ²)	0.034311	0.039024	0.038579	0.037087
	WT_y (m ²)	0.034311	0.039024	0.038579	0.037087
c2	A (m ²)	0.07504	0.200536	0.353004	0.085897
	Kt (m ⁴)	2.13E-05	0.003747	0.008702	0.008702
	Jxx(m ⁴)	0.04734	0.141034	0.166134	0.066149
	Jyy(m ⁴)	0.002067	0.307022	0.677521	0.028451
	WT_2 (m ²)	0.027892	0.031602	0.03133	0.030157
	WT_2 (m ²)	0.027892	0.031602	0.03133	0.030157
c3	A (m ²)	0.1568	0.263036	0.392564	0.165647
	Kt (m ⁴)	0.000261	0.003426	0.007636	0.007636
	Jxx(m ⁴)	0.119534	0.218953	0.267956	0.132635
	Jyy(m ⁴)	0.005926	0.192239	0.419401	0.021441
	WT_2 (m ²)	0.036568	0.039637	0.03991	0.037336
	WT_2 (m ²)	0.036568	0.039637	0.03991	0.037336
c4	A (m ²)	0.07504	0.200536	0.353004	0.085897
	Kt (m ⁴)	2.13E-05	0.003747	0.008702	0.008702
	Jxx(m ⁴)	0.04734	0.141034	0.166134	0.066149
	Jyy(m ⁴)	0.002067	0.307022	0.677521	0.028451
	WT_2 (m ²)	0.027892	0.031602	0.03133	0.030157
	WT_2 (m ²)	0.027892	0.031602	0.03133	0.030157
c5	A (m ²)	0.07504	0.200536	0.353004	0.085897
	Kt (m ⁴)	2.13E-05	0.003747	0.008702	0.008702
	Jxx(m ⁴)	0.04734	0.141034	0.166134	0.066149
	Jyy(m ⁴)	0.002067	0.307022	0.677521	0.028451
	WT_2 (m ²)	0.027892	0.031602	0.03133	0.030157
	WT_2 (m ²)	0.027892	0.031602	0.03133	0.030157
c6	A (m ²)	0.07504	0.200536	0.353004	0.085897
	Kt (m ⁴)	2.13E-05	0.003747	0.008702	0.008702
	Jxx(m ⁴)	0.04734	0.141034	0.166134	0.066149
	Jyy(m ⁴)	0.002067	0.307022	0.677521	0.028451
	WT_2 (m ²)	0.027892	0.031602	0.03133	0.030157
	WT_2 (m ²)	0.027892	0.031602	0.03133	0.030157
c7	A (m ²)	0.1256	0.231836	0.361364	0.134447
	Kt (m ⁴)	0.000148	0.003313	0.007523	0.007523
	Jxx(m ⁴)	0.086427	0.197483	0.245182	0.10232
	Jyy(m ⁴)	0.003957	0.19027	0.417431	0.019472
	WT_2 (m ²)	0.03582	0.039881	0.039873	0.037172
	WT_2 (m ²)	0.03582	0.039881	0.039873	0.037172

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

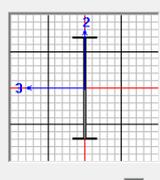
Diaframma D1

I/Wide Flange Section

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

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

Dimensioni:
 Altezza totale (t3) [1.8]
 Larghezza ala sup (t2) [0.4]
 Spessore ala sup (tf) [0.02]
 Spessore anima (tw) [0.02]
 Larghezza ala inf (t2b) [0.4]
 Spessore ala inf (tfb) [0.02]



Colore []

[OK] [Annulla]

Dati Proprietà

Nome Sezione [D1]

Proprietà

Area Sezione (Assiale)	0.0512	Modulo Resistenza asse 3	0.0242
Costante di Torsione	6.726E-06	Modulo Resistenza asse 2	1.073E-03
Momento Inerzia asse 3	0.0218	Modulo Plastico asse 3	0.0297
Momento Inerzia asse 2	2.145E-04	Modulo Plastico asse 2	1.776E-03
Area Taglio in direzione 2	0.036	Raggio d'Inerzia asse 3	0.6519
Area Taglio in direzione 3	0.0133	Raggio d'Inerzia asse 2	0.0647

[OK]

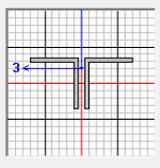
Diaframma D2

Double Angle Section

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

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

Dimensioni:
 Altezza totale (t3) [0.13]
 Larghezza totale (t2) [0.26]
 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 [CDR-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

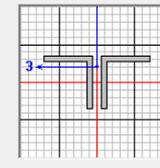
[OK]

Double Angle Section

Nome Sezione [CDR-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 [CDR-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:

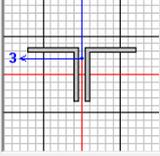
Altezza totale (t3):

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:

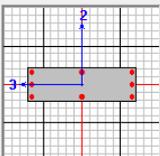
Note Sezione:

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 3437 kN.

Carp. metallica:	$3437 \text{ kN}/141.2 \text{ ml} =$	25.00 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=		12.50 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:

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

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 30 m, il cedimento è pari a 0.6 cm;
- Luce di 30-40 m, il cedimento è pari a 0.7 cm;
- Luce di 40 m, il cedimento è pari a 0.8 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 $E_{c\text{-viscoso}}$ 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: $\epsilon_{cs}(t, t_s) = 3.35 \cdot 10^{-4}$.

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

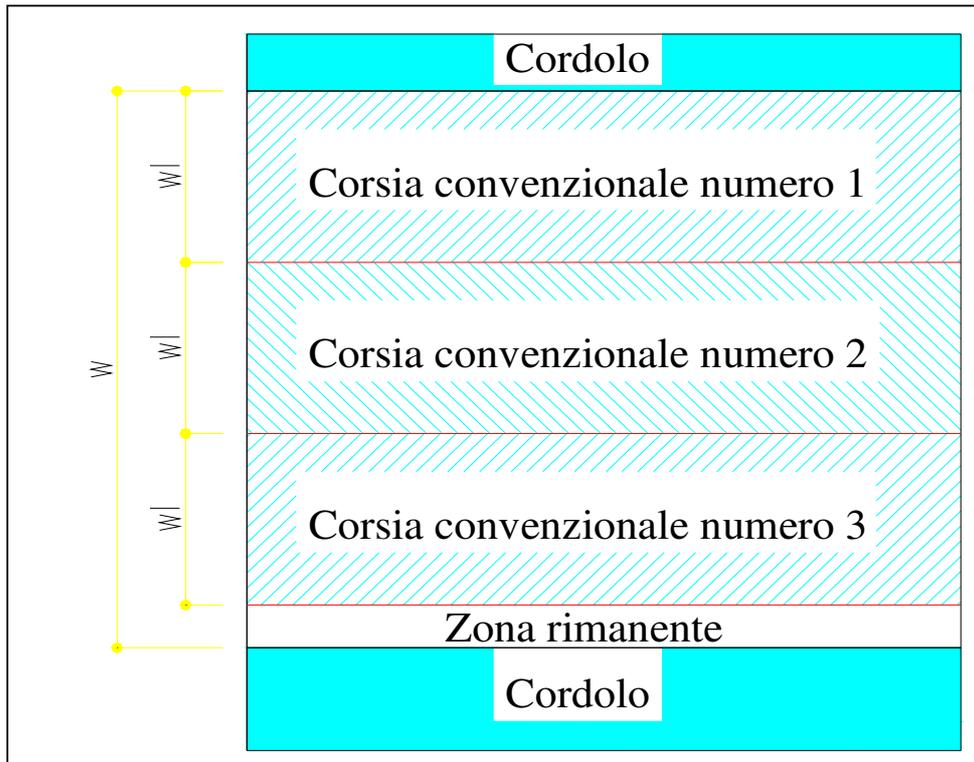
5.1.5 Carichi mobili q1

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;

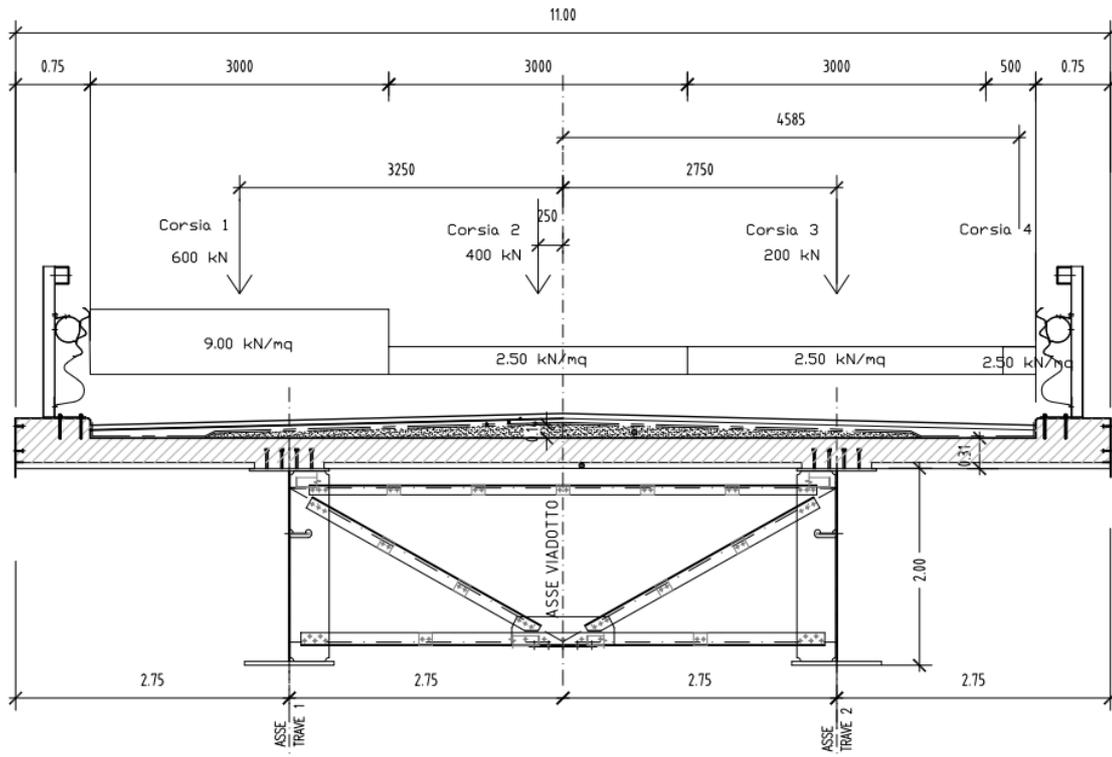
Una seconda colonna di carico analoga alla precedente ma con intensità dei carichi ridotta (Q1k=400 kN; q1k=2.5 kN/mq);

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);

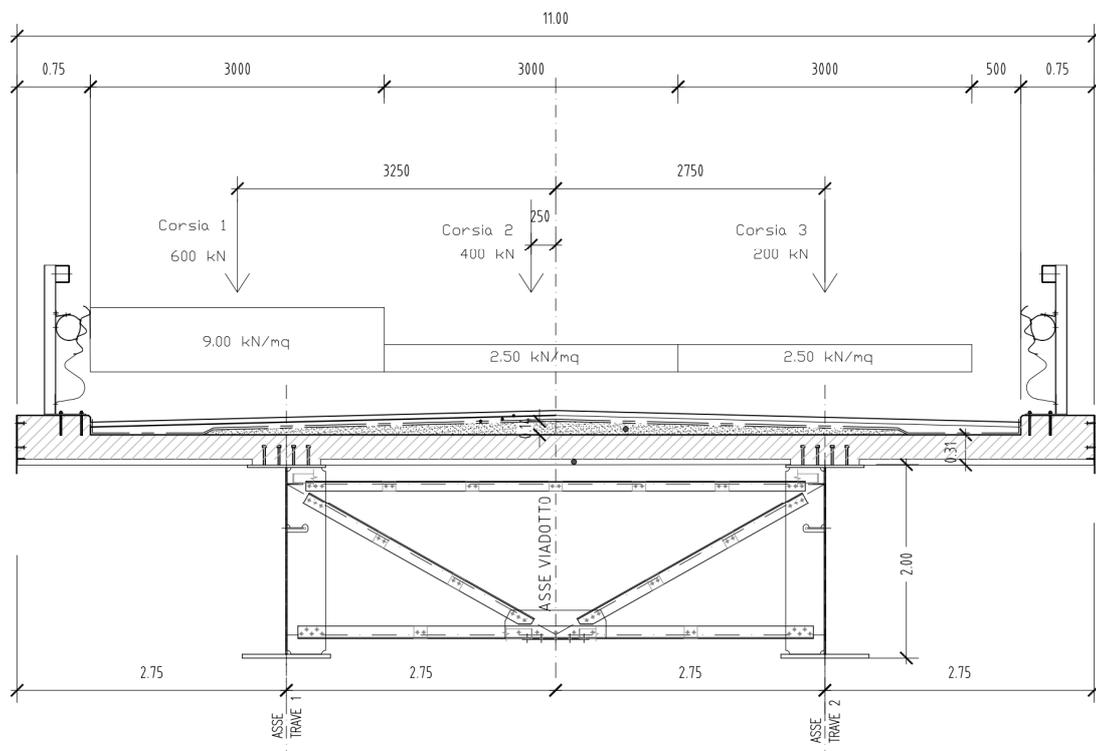
Una quarta colonna di carico pari a 2.5 kN/ mq (zona rimanente);

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

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

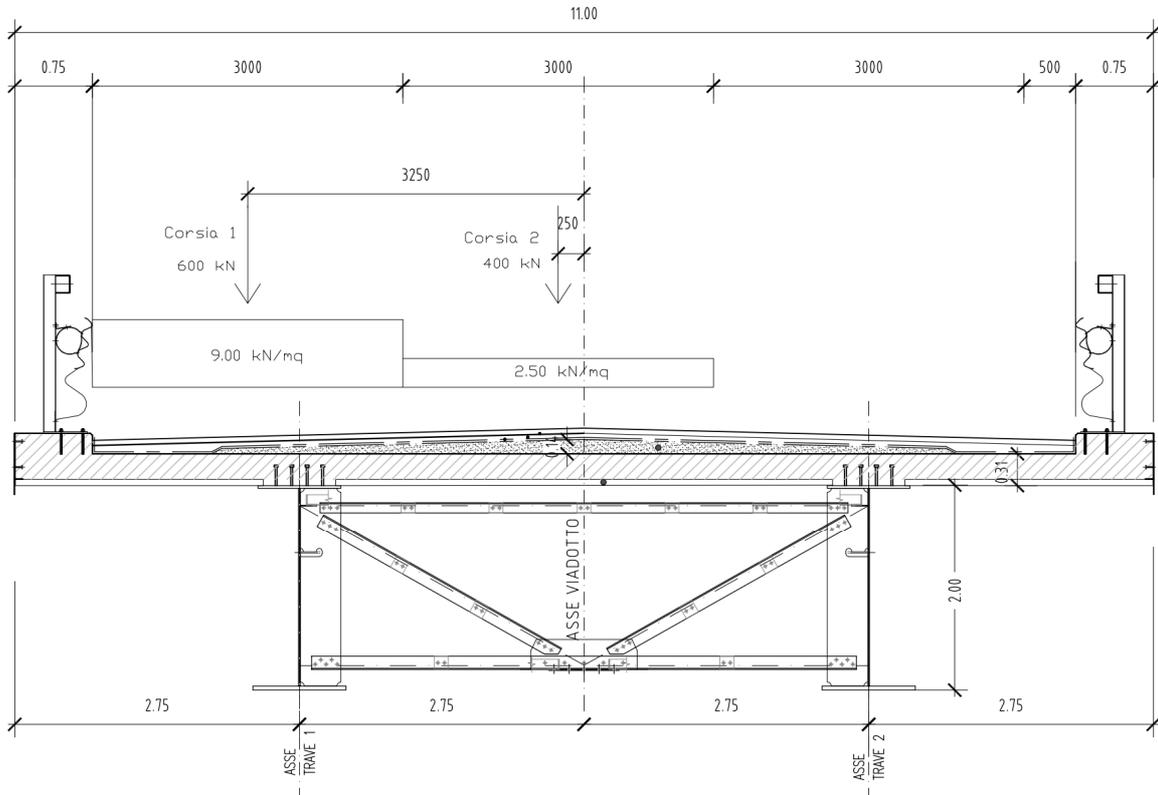


Disposizione A

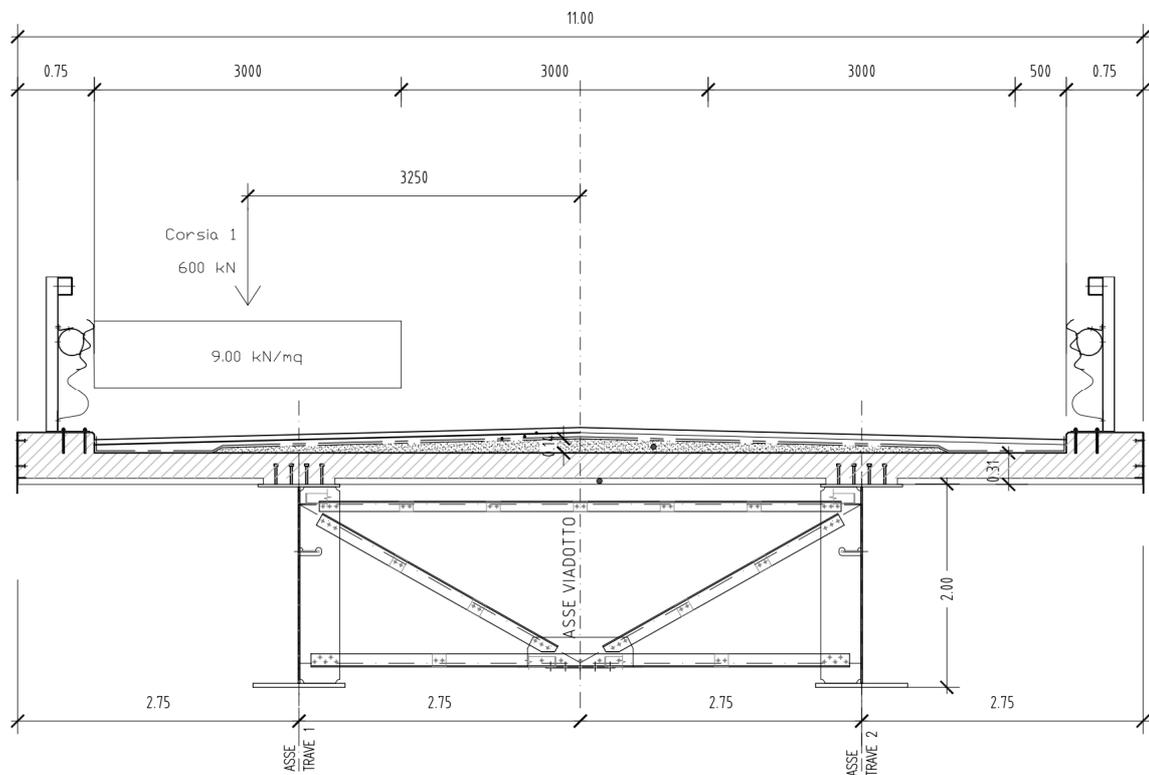


Disposizione B

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO



Disposizione C

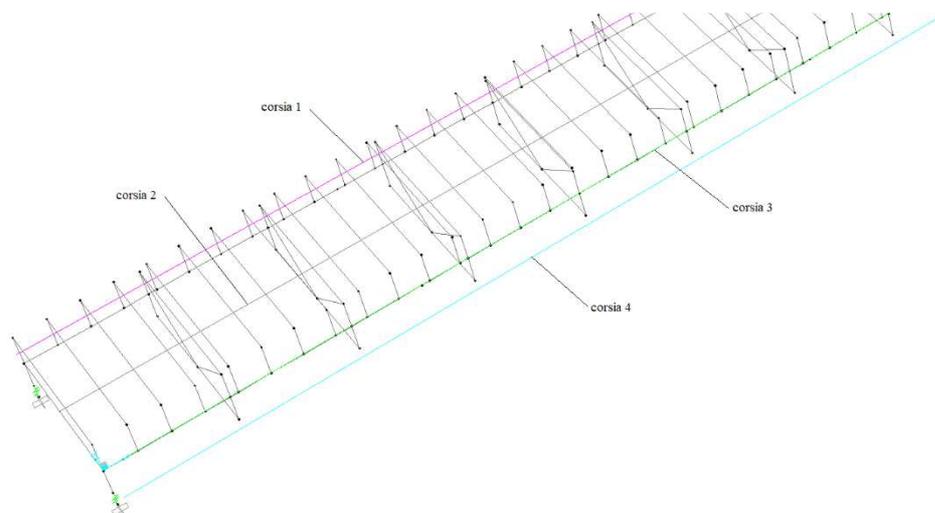


Disposizione D

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.



Corse di carico

Dati Veicolo Generico

Nome veicolo: Q1K 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 Permessa 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		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 Fatti 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




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 Permessa 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 Fatt 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:

$$q_3 = 0.6 \cdot 2 \cdot 300 + 0.1 \cdot 3 \cdot 9 \cdot 140 = 738 \text{ kN} < 900 \text{ kN}$$

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

5.1.8 Forza centrifuga q4

Il valore della forza centrifuga si considera nulla per raggi di curvatura maggiori di 1500 m. Nel nostro è nulla poiché il ponte è in rettilineo.

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						
	costa					
	mare			500m	750m	
	2 km	10 km	30 km			
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						

Categoria di esposizione del sito	k_e	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

$$q_b = 1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad (\rho = 1,25 \text{ kg/mc}^3)$$

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						
costa						
mare						
2 km		10 km		30 km		750m
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						

ZONA 6					
costa					
mare					
2 km		10 km		30 km	
A	--	III	IV	V	V
B	--	II	III	IV	IV
C	--	II	III	III	IV
D	I	I	II	II	III

ZONE 7,8			
mare			
costa			
1.5 km		0.5 km	
A	--	--	IV
B	--	--	IV
C	--	--	III
D	I	II	*
* Categoria II in zona 8 Categoria III in zona 7			

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

Zona	Classe di rugosità	a_s [m]
3	C	850

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

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

z [m]	c_e
$z = 11$	1.848

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

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:

$$H_{imp,max} = (2.00 + 0.31 + 0.11 + 3.00) \text{ m} = 5.42 \text{ m}$$

Dove:

2.00 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.

$$\text{Risultante: } R_v = 2.10 * 5.42 = 11.51 \text{ kN/m} \quad M_v = 11.51 * (5.42/2 - 1.0) = 20.02 \text{ kNm/m}$$

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

5.42 l'altezza su cui agisce il vento

5.42/2-1.0 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 rigidità elastica dell'apparecchio.

Detta k la rigidità 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 P2: asse rispetto a cui avvengono le deformazioni), si ha per la forza orizzontale $F_{res.passive}$ esercitata sul singolo allineamento:

$$F_{res.passive_allineamento_spalla,A-B} = k \cdot d \cdot \alpha \cdot (\Delta T + \Delta Tr) = 3690 \cdot 70 \cdot 0.00001 \cdot (27 + 34) = 158 \text{ kN}$$

$$F_{res.passive_allineamento_P1-P3} = k \cdot d \cdot \alpha \cdot (\Delta T + \Delta Tr) = 3690 \cdot 40 \cdot 0.00001 \cdot (27 + 34) = 90 \text{ kN}$$

$$F_{res.passive_allineamento_P2} = k \cdot d \cdot \alpha \cdot (\Delta T + \Delta Tr) = 3690 \cdot 0.0 \cdot 0.00001 \cdot (27 + 34) = 0.0 \text{ kN}$$

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 h1, h2, dove h1 = (altezza della barriera – 0,10 m), h2 = 1,00 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 VN 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.

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 41.635512 - Long 14.749359.

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 2	0.282	2.463	0.202	1.767	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 2	0.364	2.441	0.297	1.988	0.379

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 2	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	1.283	1	1.283	1.468	0.177	0.532	2.729

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	1.167	1	1.167	1.447	0.183	0.548	3.056

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%.

Il tipico ciclo isteretico forza-spostamento di un isolatore schematizzabile con una relazione lineare, mediante la rigidità 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:

$$P_{eso,imp} = 21210 \text{ kN}$$

$$k_e = 3690 \text{ kN/m}$$

$$\xi_e = 15\%$$

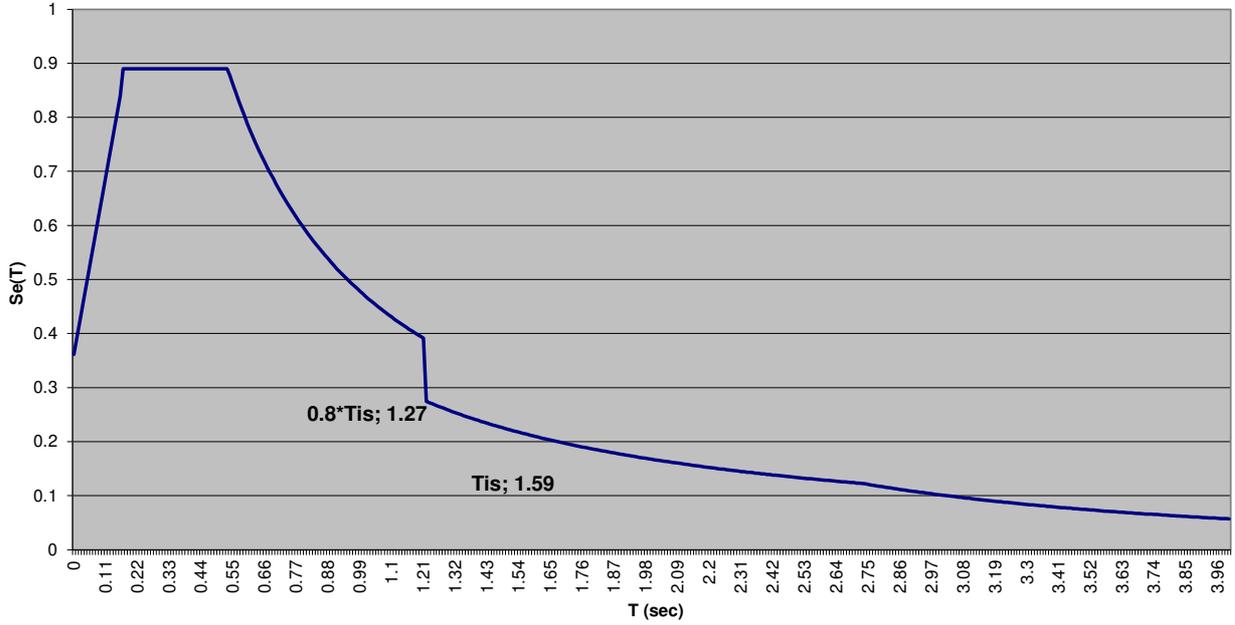
$$d_{2,long} = \pm 0.35 \text{ m}$$

$$d_{2,trasv} = \pm 0.35 \text{ m}$$

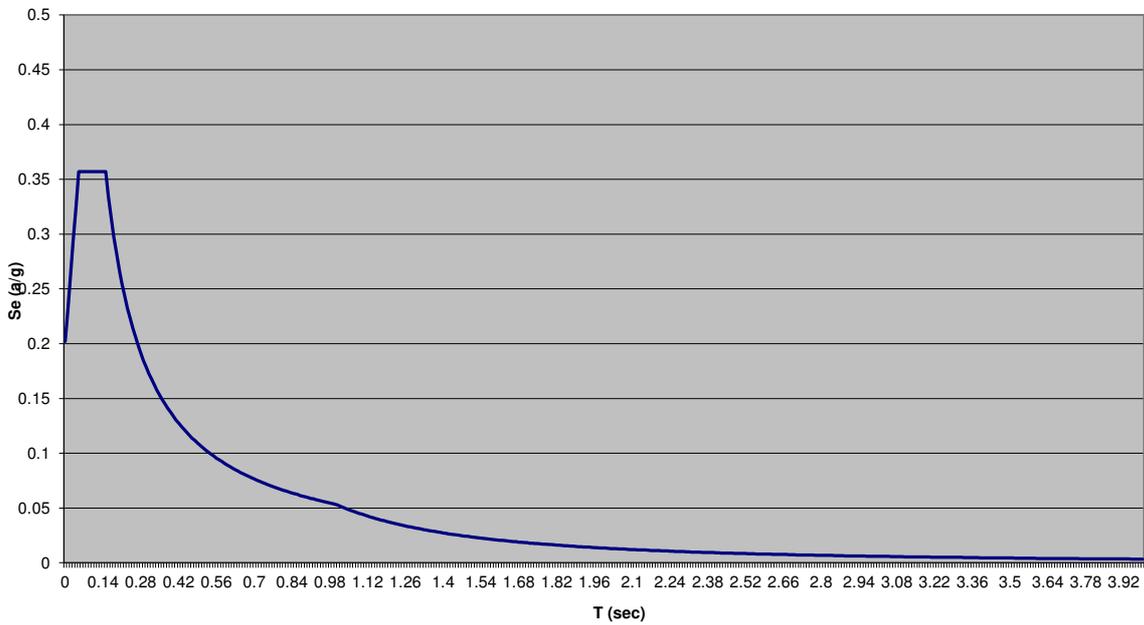
Con smorzamento viscoso equivalente al 15%. Con tale valore si calcola il fattore h con cui si scala lo spettro per periodi superiori a 0.8 volte il periodo della struttura isolata.

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

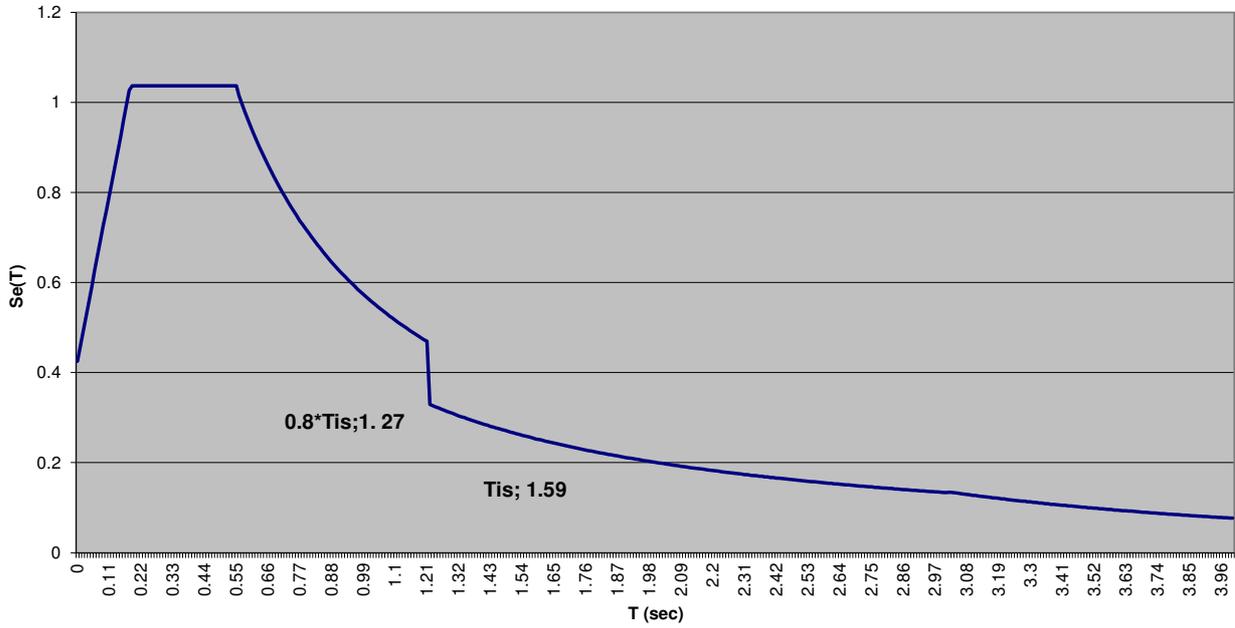
Spettro di risposta elastico orizzontale isolato - SLV



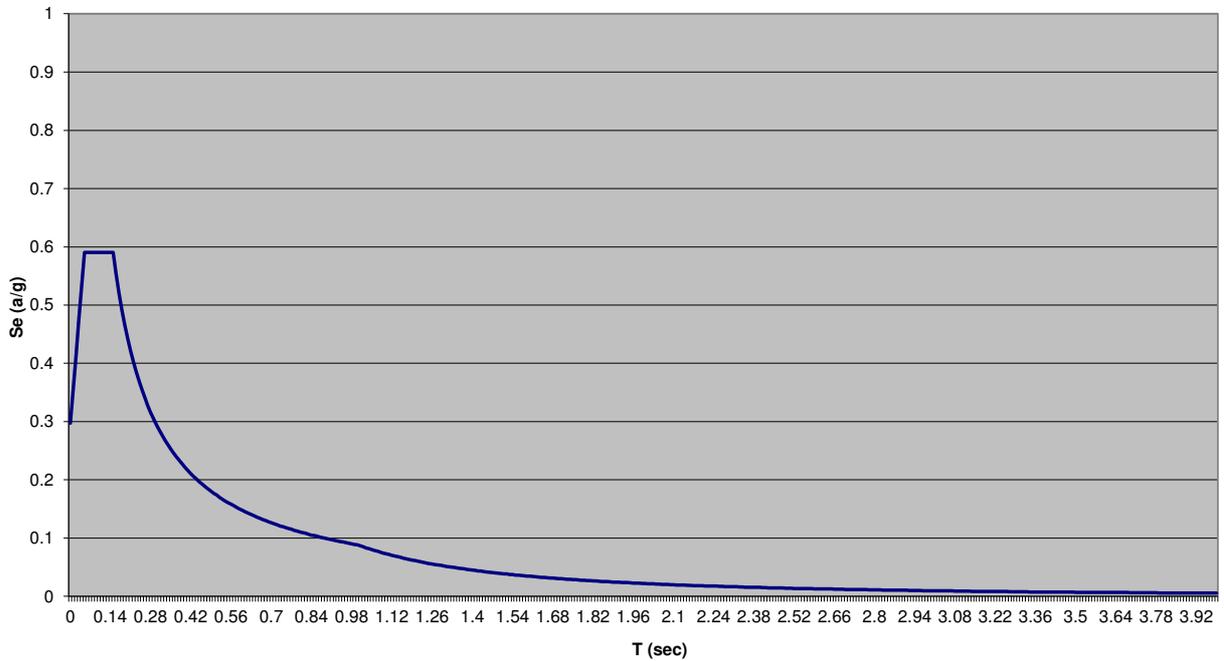
Spettro di risposta elastico verticale - SLV



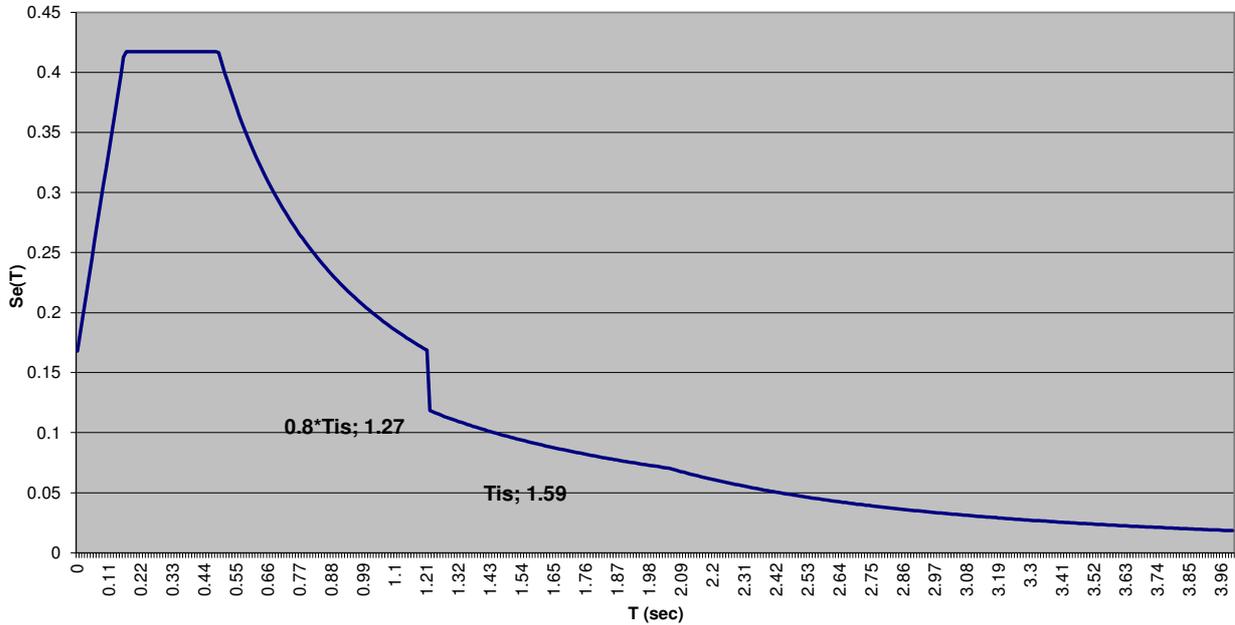
Spettro di risposta elastico orizzontale isolato - SLC



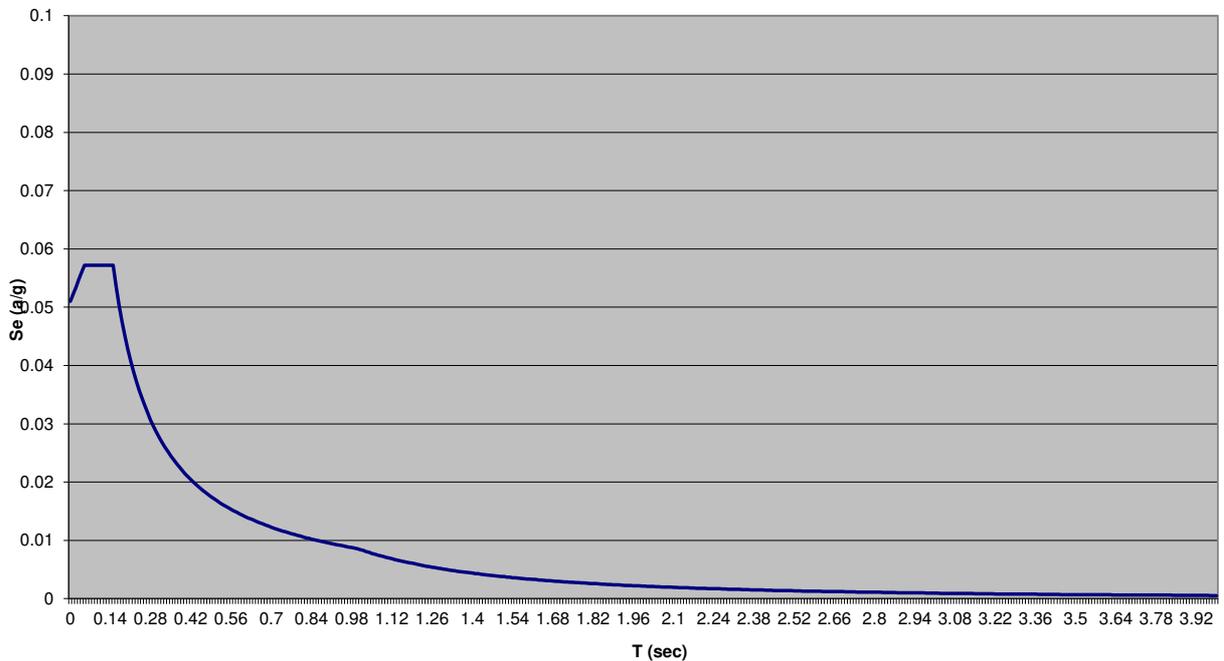
Spettro di risposta elastico verticale - SLC



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 influente, 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 (momento e taglio) relativi alle condizioni di carico elementari.

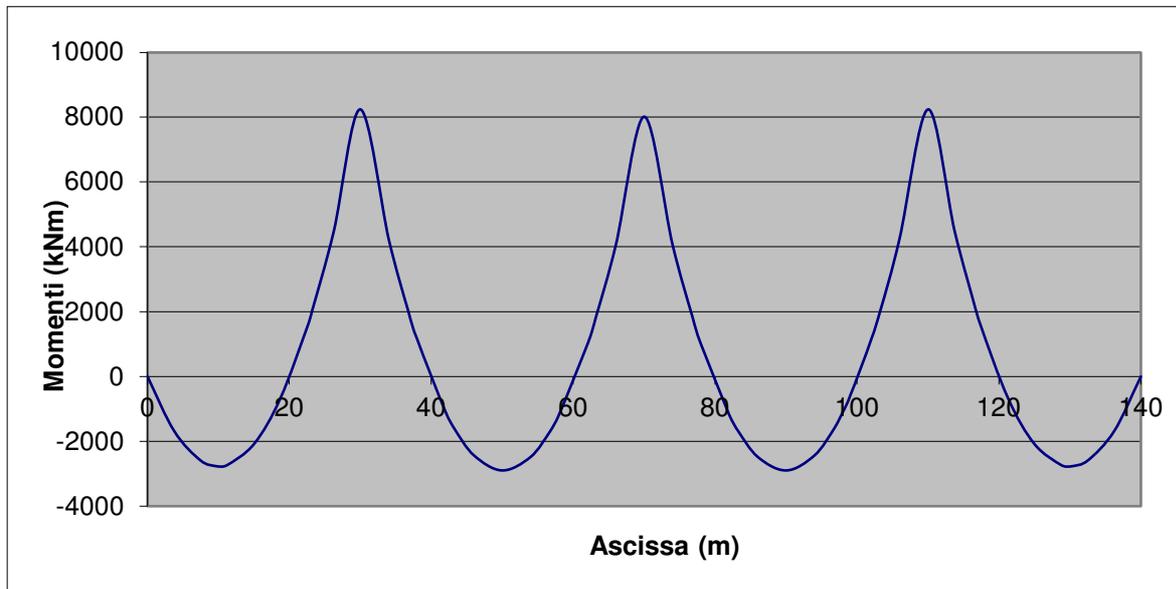


Fig. 6.1 – Diagramma dei momenti relativo al peso proprio travi+ peso soletta

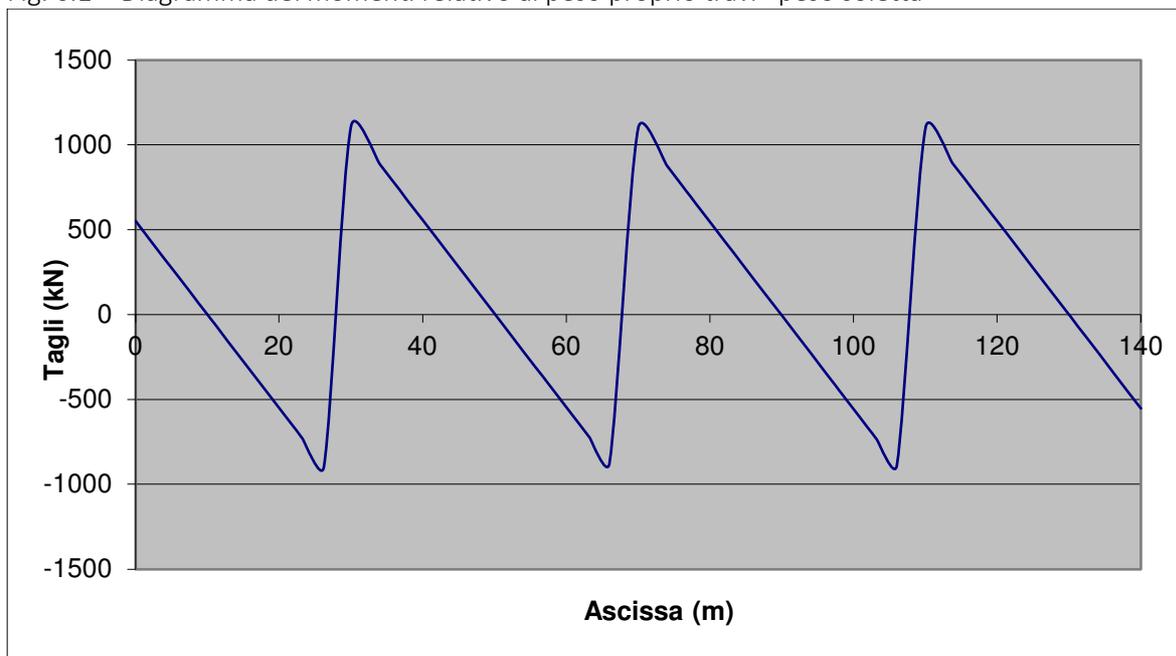


Fig. 6.2 – Diagramma dei tagli relativo al peso proprio travi+ peso soletta

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

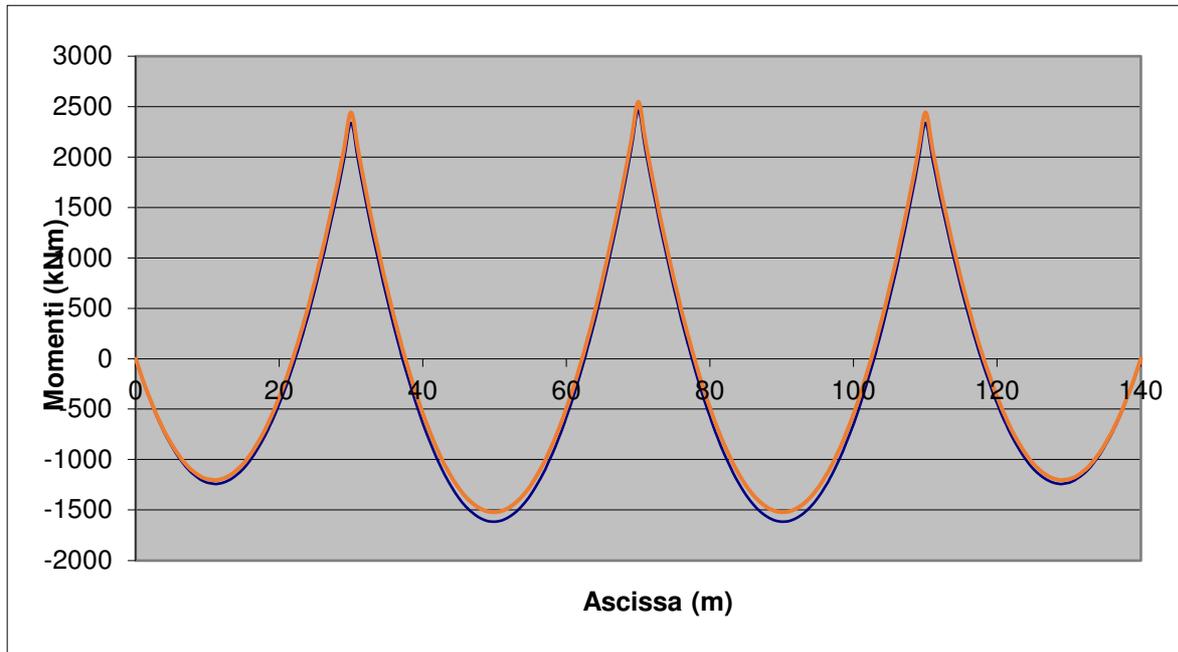


Fig. 6.3 – Diagramma dei momenti relativo al permanente portato a tempo iniziale e a tempo infinito

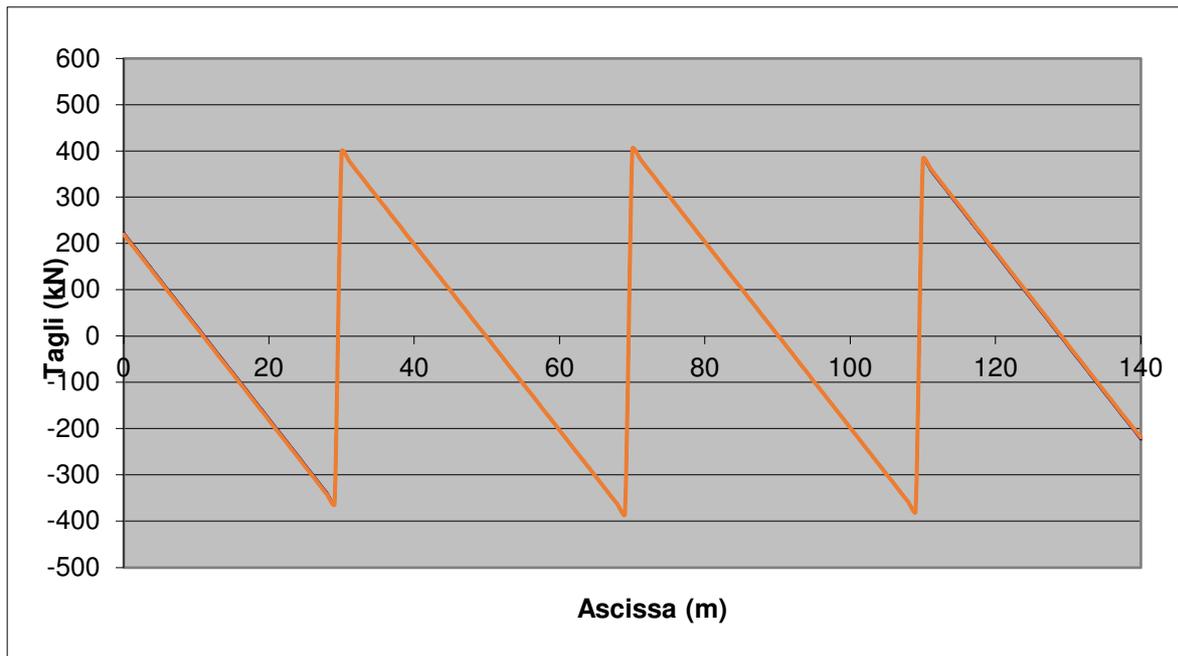


Fig. 6.4 – Diagramma dei tagli relativo al permanente portato a tempo iniziale e a tempo infinito

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

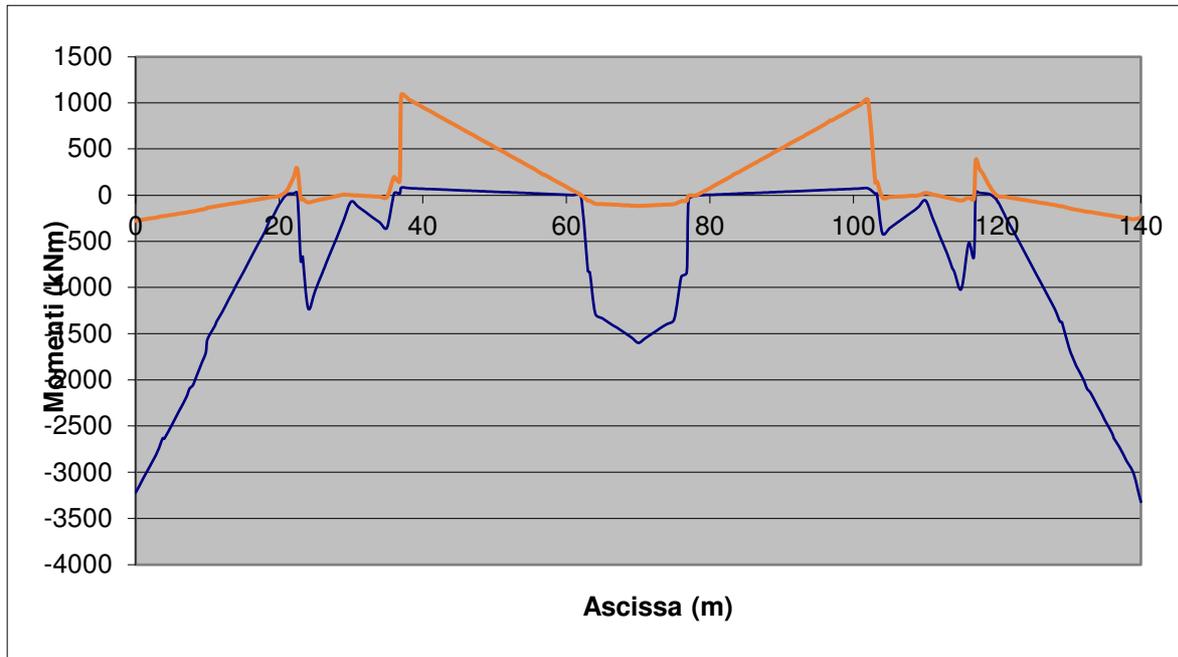


Fig. 6.5 – Diagramma dei momenti relativo al ritiro differenziale tra soletta e trave (-) e alla variazione uniforme di temperatura (\pm) a t_{00}

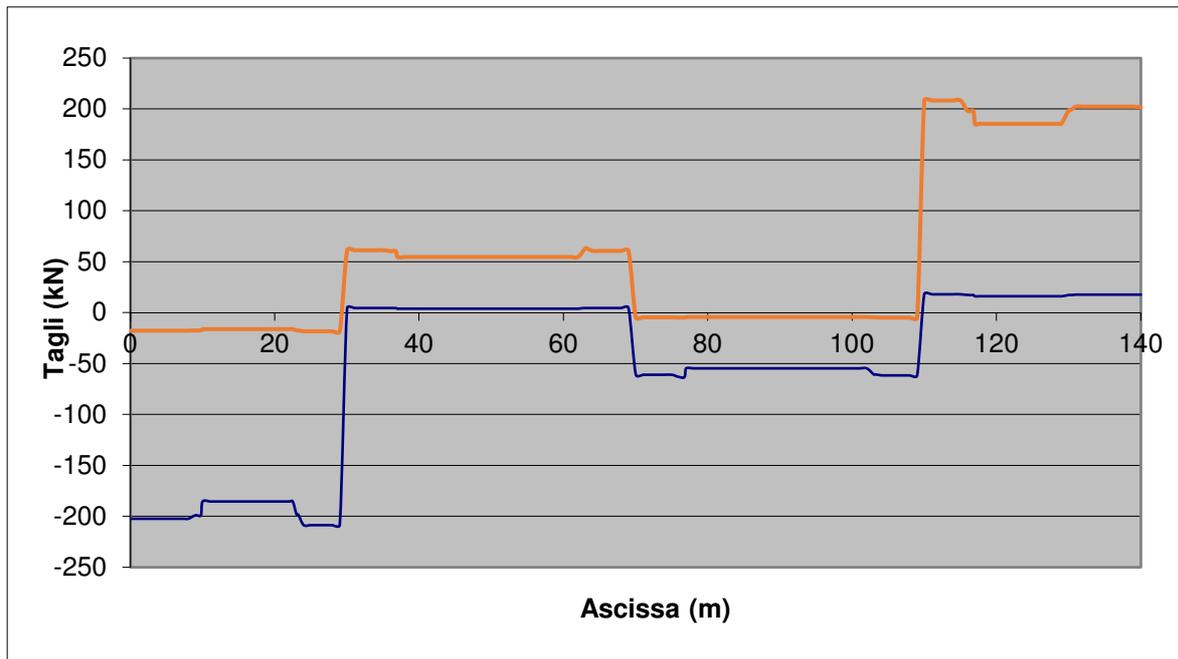


Fig. 6.6 – Diagramma dei tagli relativo al ritiro differenziale tra soletta e trave (-) e alla variazione uniforme di temperatura (\pm) a t_{00}

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

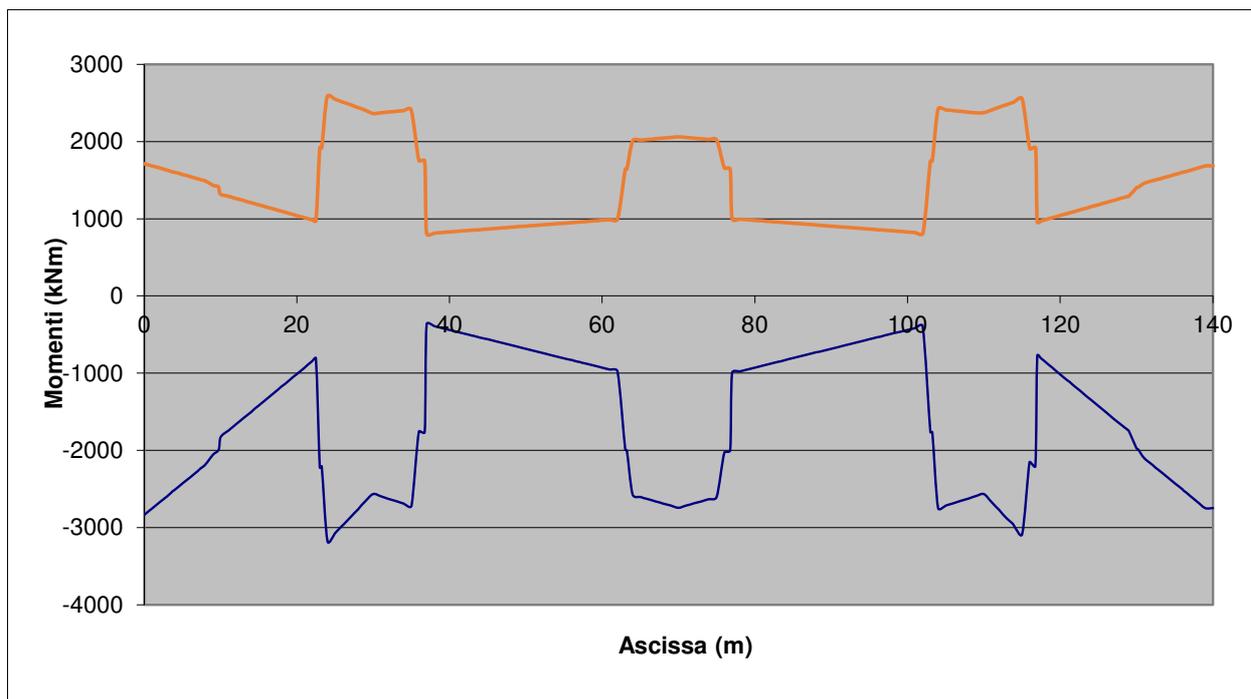


Fig. 6.7 – Diagramma dei momenti relativo alla variazione termica differenziale nella soletta ($\pm 5^{\circ}\text{C}$), alla variazione uniforme di temperatura ($\pm 27^{\circ}\text{C}$) a t_0 e alla variazione termica variabile linermente ($\pm 10^{\circ}\text{C}$)

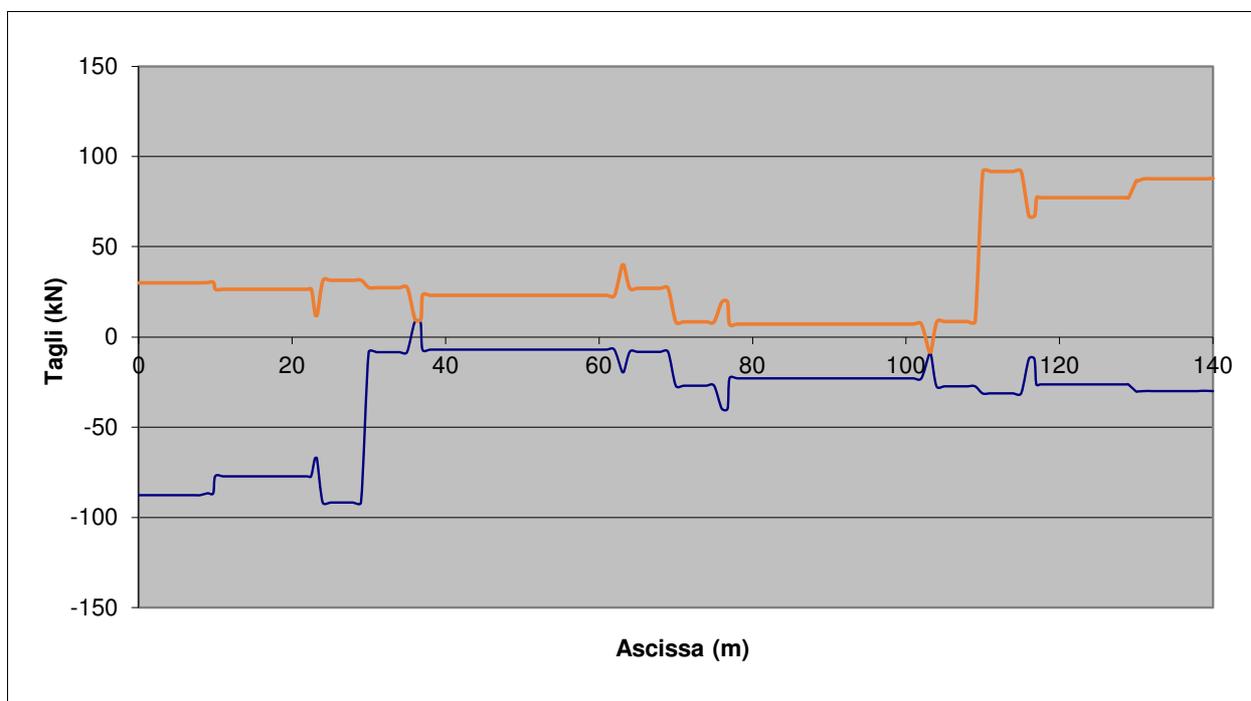


Fig. 6.8 – Diagramma dei tagli relativo alla variazione termica differenziale nella soletta ($\pm 5^{\circ}\text{C}$), alla variazione uniforme di temperatura ($\pm 27^{\circ}\text{C}$) a t_0 e alla variazione termica variabile linermente ($\pm 10^{\circ}\text{C}$)

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

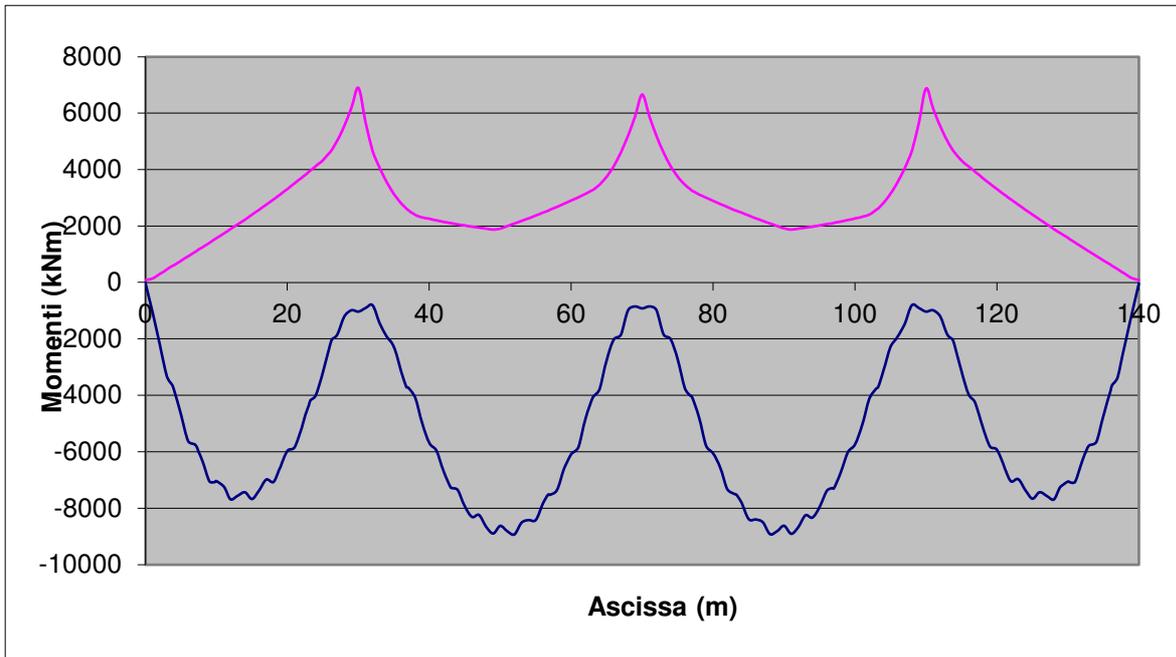


Fig. 6.9 – Diagramma dei momenti relativo ai carichi mobili massimi e minimi

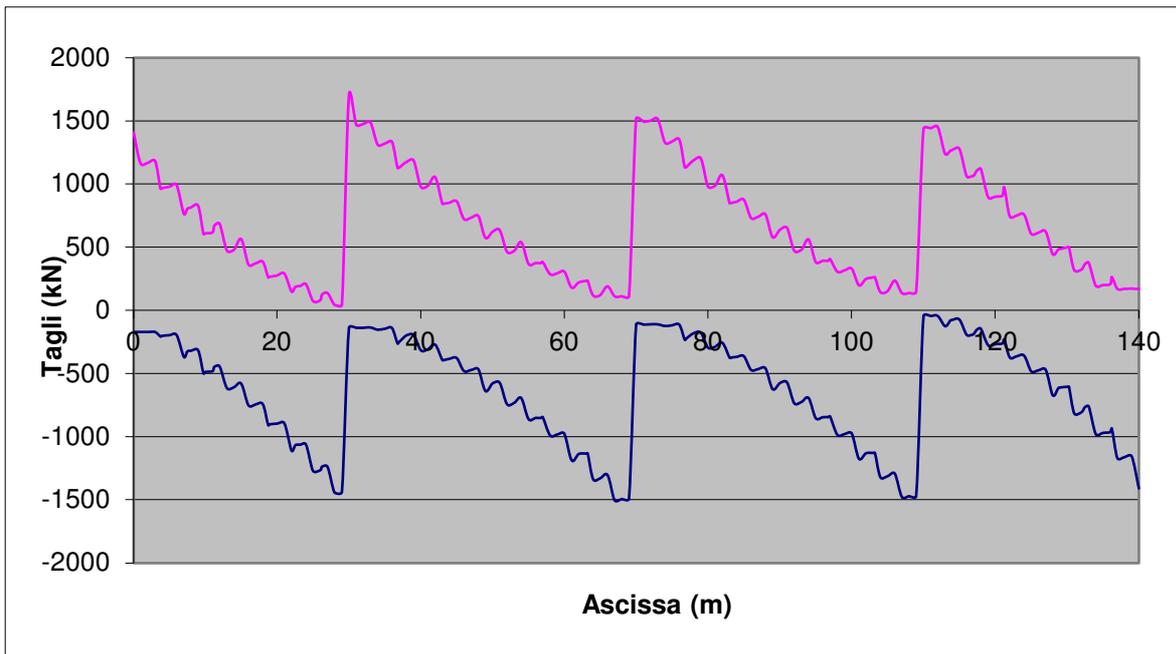


Fig. 6.10 – Diagramma dei tagli relativo ai carichi mobili massimi e minimi

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

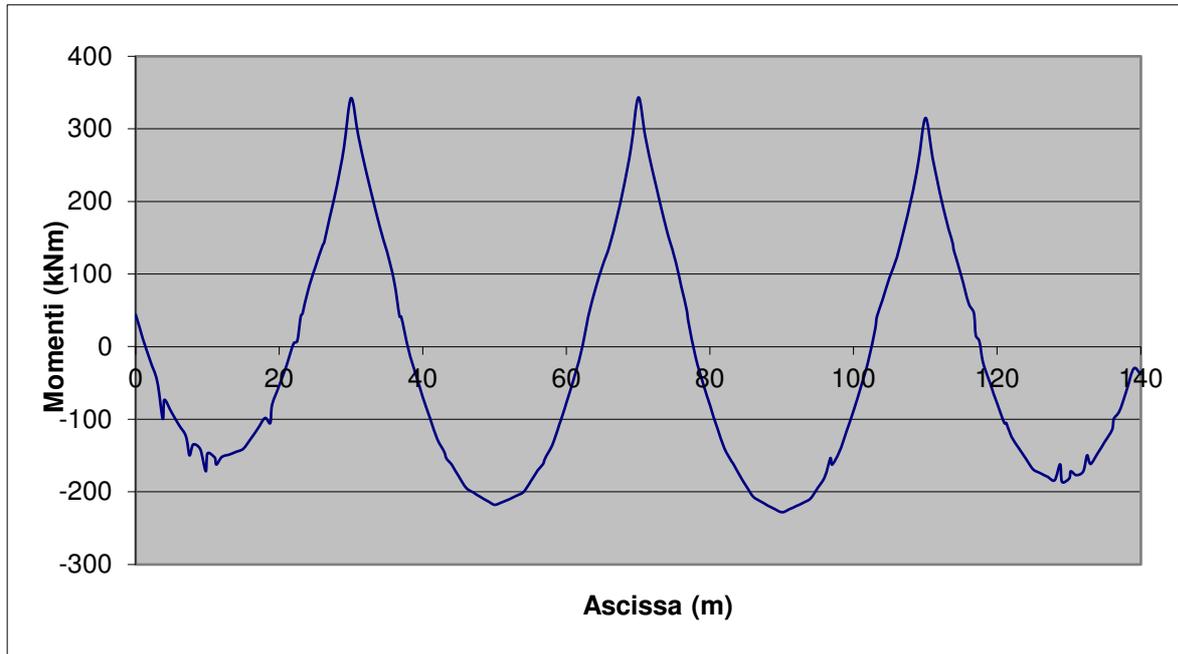


Fig. 6.11 – Diagramma dei momenti relativo al vento

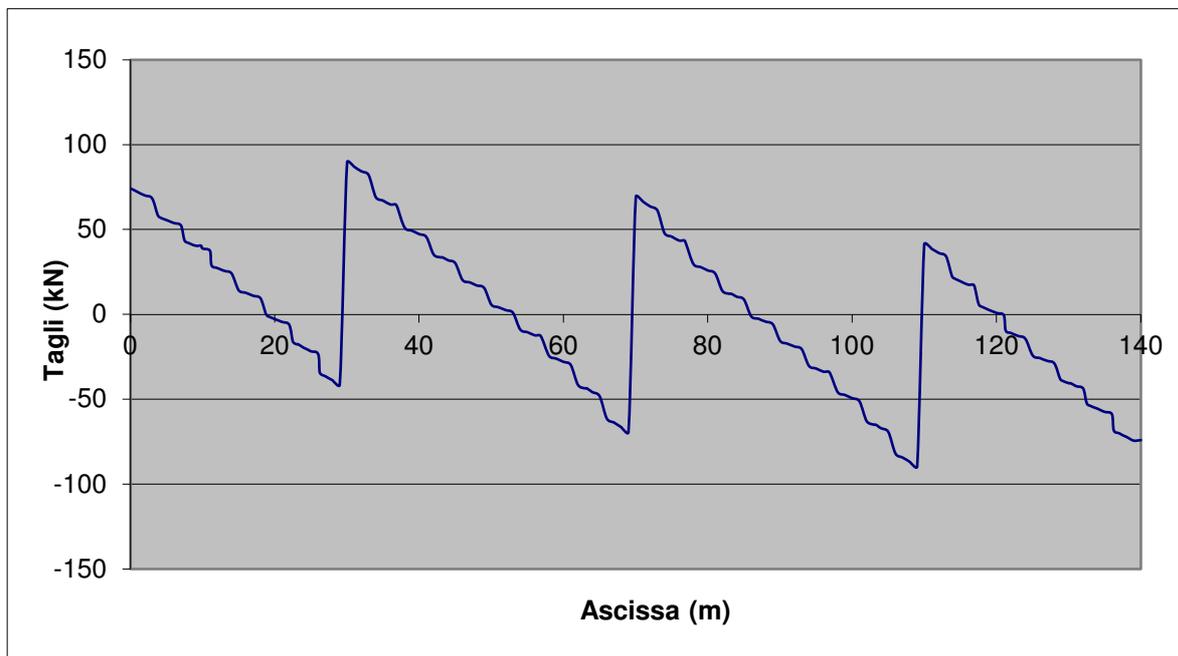


Fig. 6.12 – Diagramma dei tagli relativo al vento

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

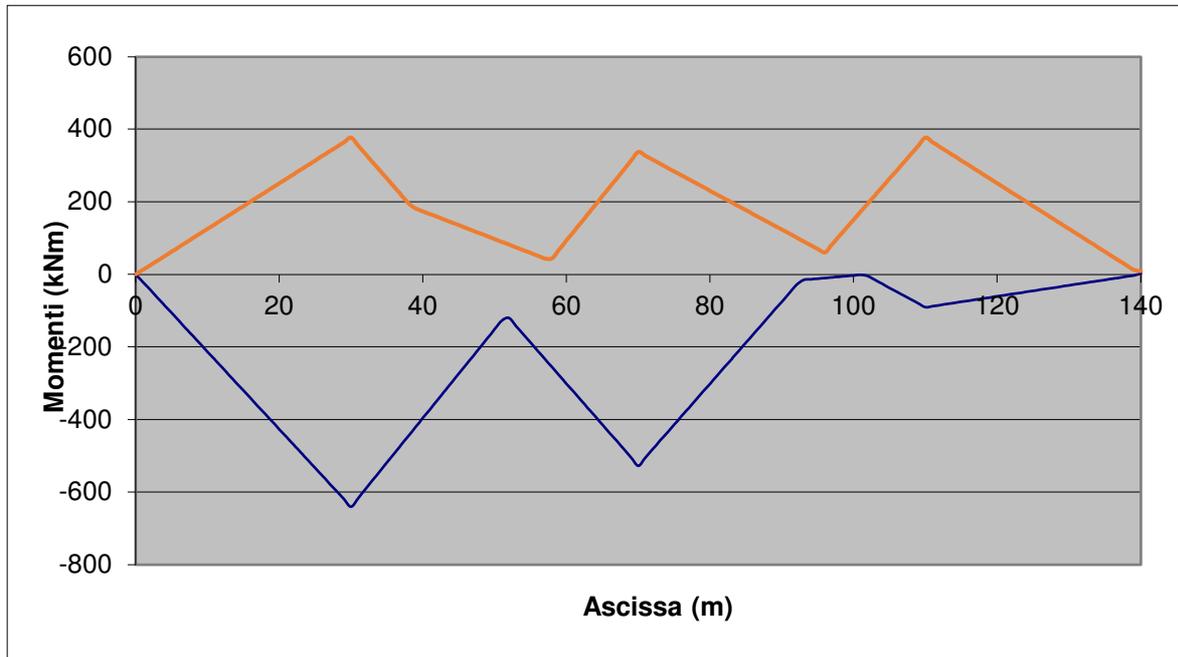


Fig. 6.13 – Diagramma dei momenti relativo ai cedimenti differenziali

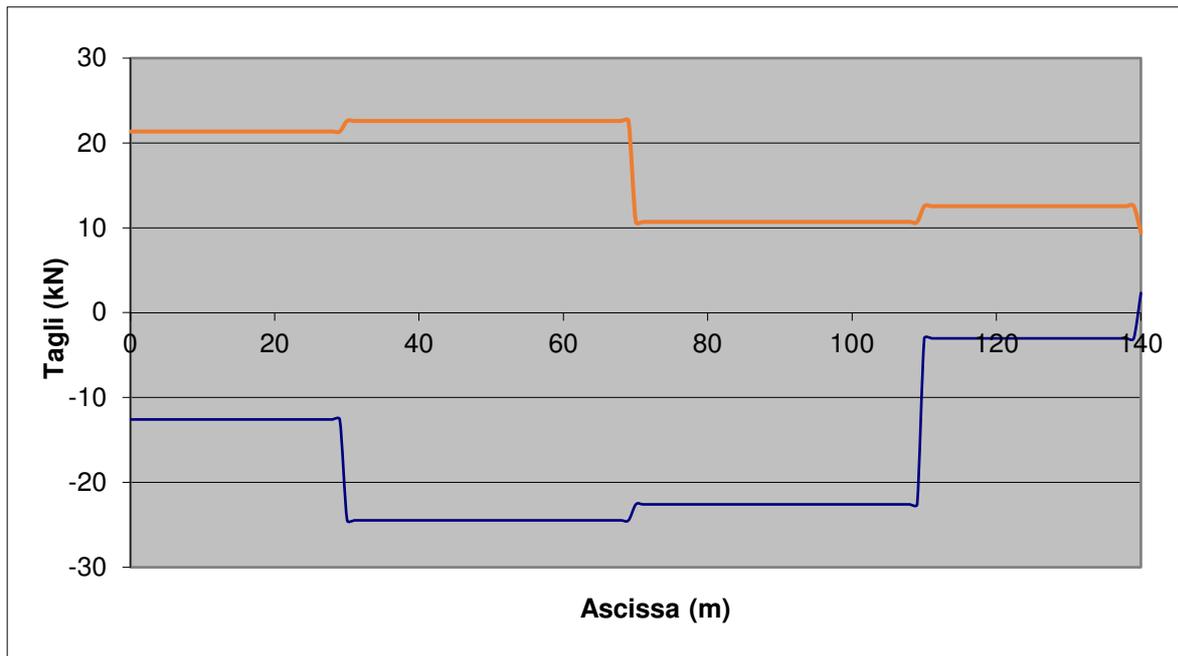


Fig. 6.14 – Diagramma dei tagli relativo ai cedimenti differenziali

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

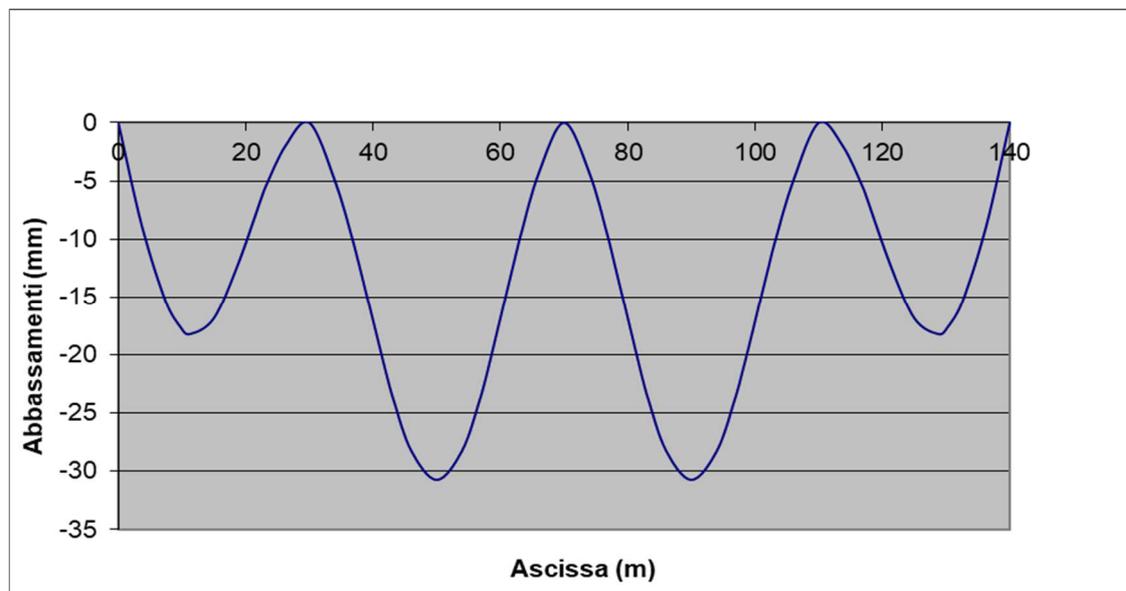


Fig. 7.1 – Abbassamenti verticali per il peso proprio della struttura (acciaio+ soletta)

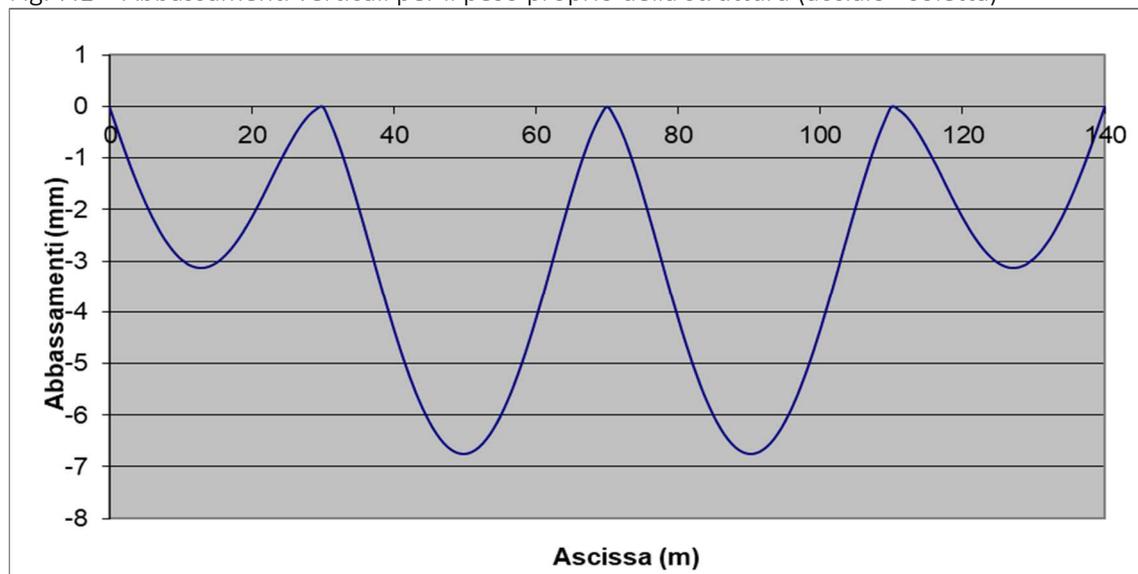


Fig. 7.2 – Abbassamenti verticali per il peso delle finiture

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

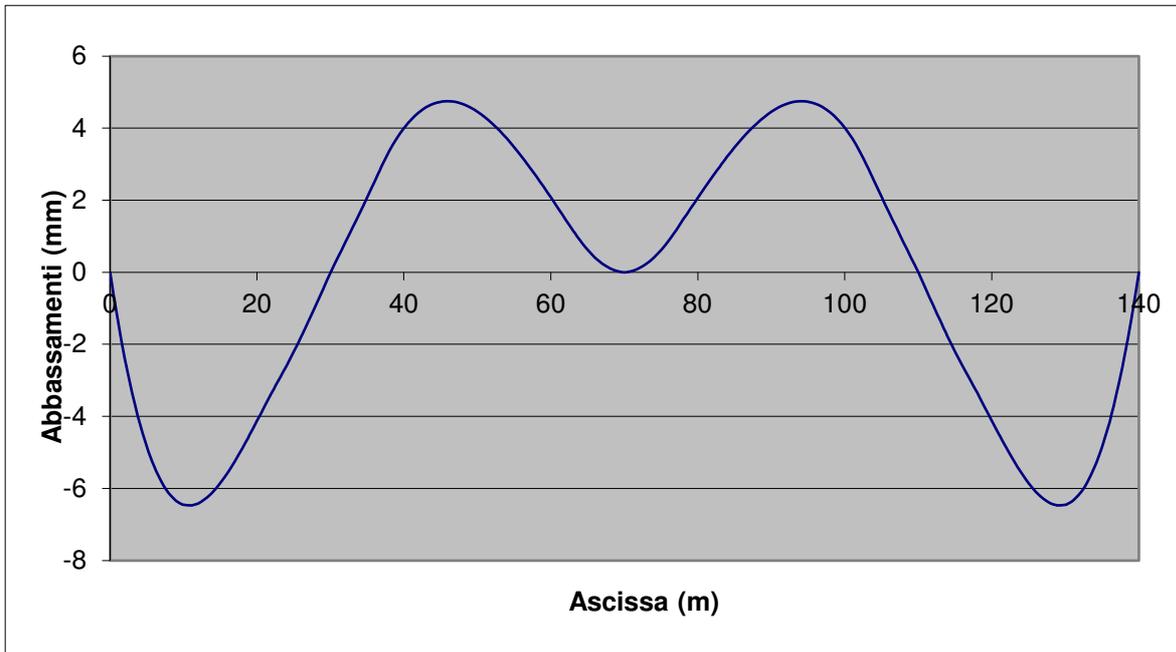


Fig. 7.3 – Abbassamenti verticali per gli effetti del ritiro della soletta ed effetti viscosi

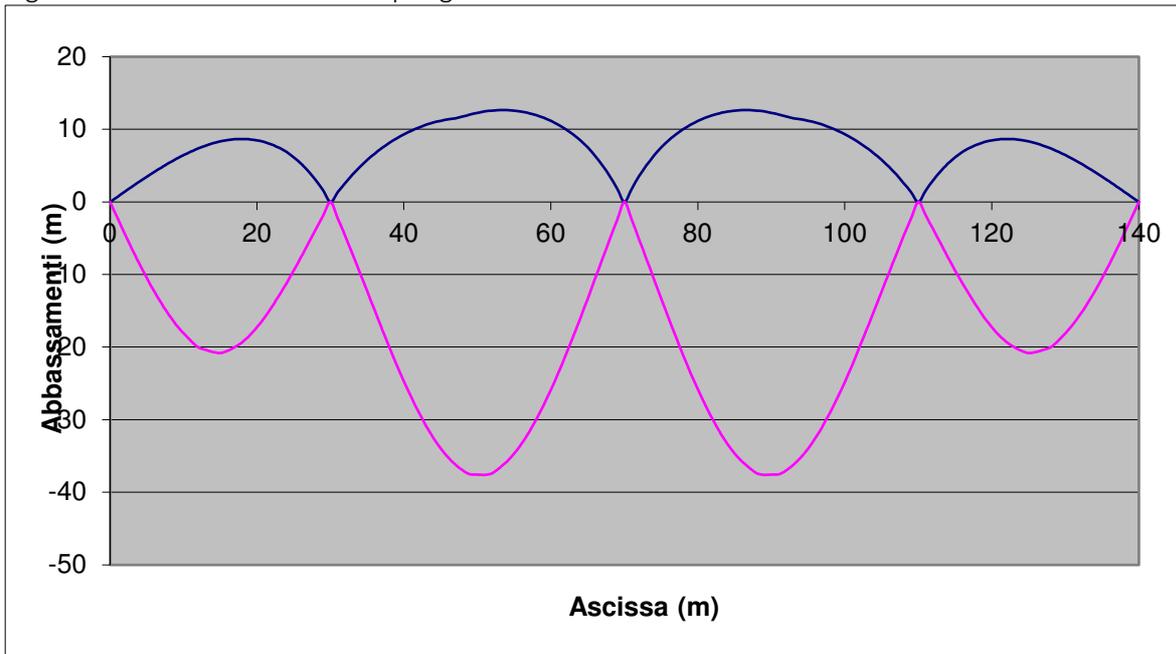


Fig. 7.4 – Abbassamenti verticali per gli effetti del traffico veicolare

La freccia massima del traffico veicolare è pari a $37.60 \text{ mm} < L/500 = 40000/500 = 80 \text{ mm}$.

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

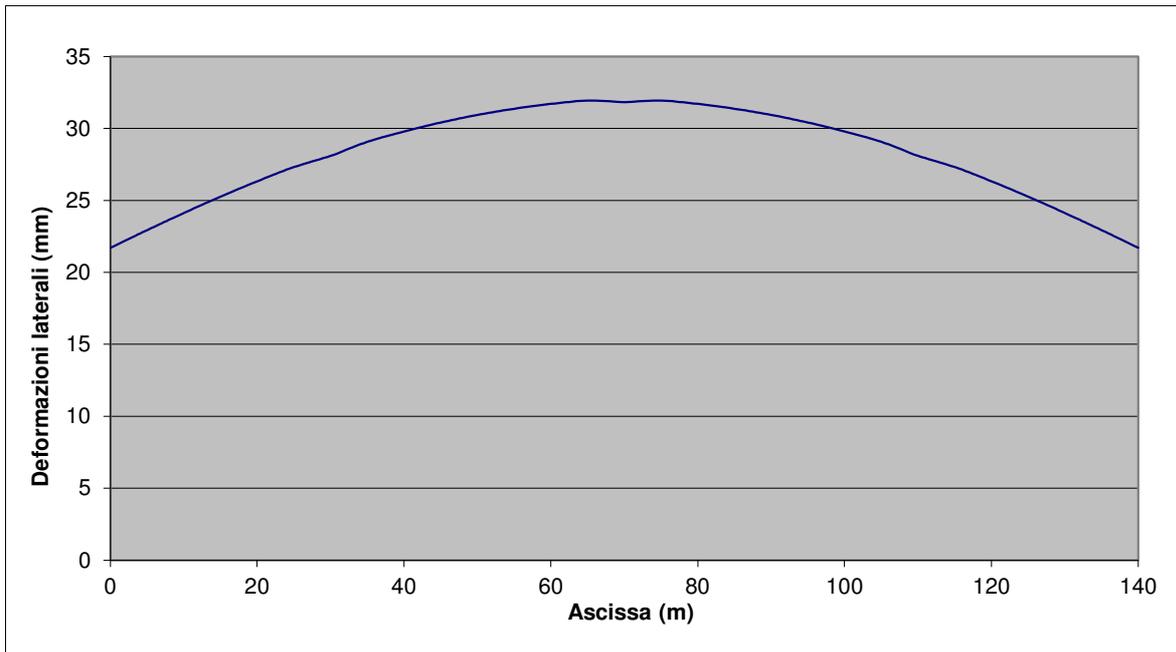


Fig. 7.5 – Deformazioni laterali in esercizio

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.

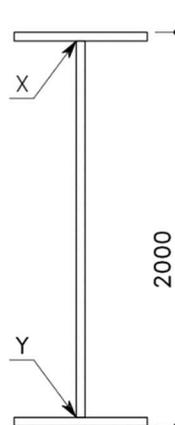
CONCIO TIPO	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	
ALTEZZA TOTALE (TRAVI)	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	
PIATTABANDA SUPERIORE	800x20	800x30	900x40	800x30	800x20	800x30	900x40	
Radd. interno PIATTABANDA SUP.	-----	-----	800x40	-----	-----	-----	800x20	
ANIMA VERTICALE (TRAVI)	20	16	20	16	16	16	20	
PIATTABANDA INFERIORE	900x40	1100x40	1100x40	1100x40	1100x40	1100x40	1100x40	
Radd. interno PIATTABANDA INF.	-----	-----	1000x40	-----	-----	-----	1000x30	
SALDATURE	X	10x10	8x8	10x10	8x8	8x8	8x8	
	Y	10x10	8x8	10x10	8x8	8x8	8x8	10x10

Fig. 9.1 Caratteristiche geometriche dei conchi di trave

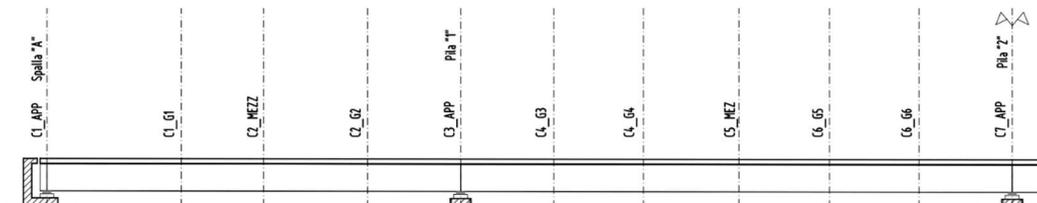
Si riportano di seguito il riepilogo delle verifiche delle sezioni più significative dell'impalcato (vedi figura seguente) per le combinazioni di carico di normativa. L'unità di misura utilizzata per le tensioni sono i N/mm² (MPa).

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

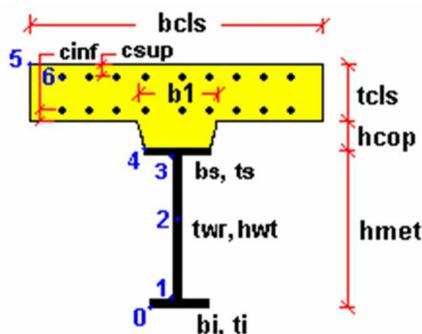
Tali verifiche vengono condotte con le sollecitazioni massime in base alle combinazioni di carico di normativa.

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_{d0}	σ_{d1}	σ_{d2}	σ_{d3}	σ_{d4}	σ_5	σ_6	σ_{d0}	σ_{d1}	σ_{d2}	σ_{d3}	σ_{d4}	σ_5	σ_6
C1_APP	157	178	159	201	190	-3	48	159	153	63	186	190	-3	43
C1_G1	150	145.7	81.3	150.3	147.8	-4.4	67.2	142.9	147.3	71.1	150.1	146.5	-4.6	64.7
C2_MEZZ	117	114.2	78.2	151.3	149.2	-4.6	75.1	109.8	118.6	69.0	147.3	147.0	-4.8	72.8
C2_G2	345	345.3	260.1	278.2	277.0	-2.6	126.9	348.1	366.8	298.5	291.5	269.7	-3.1	118.3
C3_APP	260	309.0	239.6	272.5	213.9	-0.7	126.4	256.6	261.4	152.3	216.7	215.0	-0.6	127.2
C4_G3	289	300.7	274.3	220.5	204.4	-4.5	34.4	247.4	255.4	267.0	218.0	211.3	-6.9	52.5
C4_G4	84	124.8	138.3	119.2	81.1	-4.2	38.8	82.9	83.4	84.8	78.8	78.3	-4.2	40.6
C5_MEZZ	98	102.9	89.1	180.7	179.6	-7.8	90.3	93.9	102.0	88.6	181.0	180.3	-7.7	92.1
C6_G5	57	58.4	64.6	97.1	98.1	-6.6	76.3	60.8	101.9	123.2	139.3	110.0	-7.5	55.2
C6_G6	283	283.8	211.4	202.1	198.6	-6.5	81.6	287.1	310.0	259.7	229.2	187.0	-7.1	80.5
C7_APP	260	297.8	215.2	272.9	228.8	-4.3	127.8	256.0	258.9	136.7	233.4	231.7	-4.1	130.3

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

Sezione	Max My							Min My						
	σ_{id0}	σ_{id1}	σ_{id2}	σ_{id3}	σ_{id4}	σ_5	σ_6	σ_{id0}	σ_{id1}	σ_{id2}	σ_{id3}	σ_{id4}	σ_5	σ_6
C1_APP	157	178	159	201	190	-3	48	159	153	63	186	190	-3	43
C1_G1	151.4	146.8	79.2	148.7	146.4	-4.2	73.2	273.4	268.5	71.0	179.8	179.2	-9.8	59.2
C2_MEZZ	118.4	115.8	76.5	149.7	147.9	-4.4	81.4	233.0	230.4	69.0	159.5	160.7	-10.2	62.0
C2_G2	347.1	347.7	262.2	272.9	271.5	-2.9	121.5	247.5	276.2	296.4	224.9	196.8	-7.7	66.9
C3_APP	259.6	309.0	239.6	272.5	213.9	-0.7	126.4	201.2	212.6	152.3	159.7	147.2	-4.6	44.1
C4_G3	293.0	304.3	277.8	224.0	208.2	-5.1	28.9	247.4	255.4	267.0	218.0	211.3	-6.9	52.5
C4_G4	84.9	119.0	131.8	111.5	70.9	-3.7	49.5	191.8	188.2	77.6	110.4	113.0	-9.7	62.1
C5_MEZZ	105.6	110.0	86.3	177.6	176.6	-7.2	103.8	242.0	236.5	90.6	267.7	270.4	-14.2	206.2
C6_G5	57.3	58.4	64.6	97.1	98.1	-6.6	76.3	182.6	199.7	123.2	163.9	143.8	-13.0	146.8
C6_G6	286.3	287.3	214.7	193.3	189.1	-7.0	79.7	197.3	231.2	256.1	210.1	165.9	-10.6	98.6
C7_APP	260.1	297.8	215.2	272.9	228.8	-4.3	127.8	197.7	206.6	136.7	163.7	151.9	-8.0	85.7

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	1875	mm
Distanza netta fra le piattabande h	1940	mm
Distanza piattabanda superiore - 1° irrigidimento longitudinale	1940	mm
Distanza piattabanda superiore - 2° irrigidimento longitudinale	1940	mm
Spessore dell'anima tweb	20	mm
Pannello 1: h=1940 alfa=0.97	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	1875	mm
Distanza netta fra le piattabande h	1940	mm
Distanza piattabanda superiore - 1° irrigidimento longitudinale	650	mm
Distanza piattabanda superiore - 2° irrigidimento longitudinale	1940	mm
Spessore dell'anima tweb	16	mm
Pannello 1: h=650 alfa=2,88	Pannello 2: h=1290 alfa=1,45	Pannello 3: h=0 alfa=0,00

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

C2_MEZZ

**Verifica a imbozzamento dei pannelli
d'anima**

Interasse degli irrigidimenti trasversali a	1875	mm
Distanza netta fra le piattabande h	1940	mm
Distanza piattabanda superiore - 1° irrigidimento longitudinale	650	mm
Distanza piattabanda superiore - 2° irrigidimento longitudinale	1940	mm
Spessore dell'anima tweb	16	mm
Pannello 1: h=650 alfa=2,88 Pannello 2: h=1290 alfa=1,45 Pannello 3: h=0 alfa=0,00		

C2_G2

**Verifica a imbozzamento dei pannelli
d'anima**

Interasse degli irrigidimenti trasversali a	1875	mm
Distanza netta fra le piattabande h	1940	mm
Distanza piattabanda superiore - 1° irrigidimento longitudinale	650	mm
Distanza piattabanda superiore - 2° irrigidimento longitudinale	1300	mm
Spessore dell'anima tweb	16	mm
Pannello 1: h=650 alfa=2,88 Pannello 2: h=650 alfa=2,88 Pannello 3: h=640 alfa=2,93		

C3_APP

**Verifica a imbozzamento dei pannelli
d'anima**

Interasse degli irrigidimenti trasversali a	2000	mm
Distanza netta fra le piattabande h	1840	mm
Distanza piattabanda superiore - 1° irrigidimento longitudinale	1300	mm
Distanza piattabanda superiore - 2° irrigidimento longitudinale	1840	mm
Spessore dell'anima tweb	20	mm
Pannello 1: h=1300 alfa=1,54 Pannello 2: h=540 alfa=3,70 Pannello 3: h=0 alfa=0,00		

C4_G3

**Verifica a imbozzamento dei pannelli
d'anima**

Interasse degli irrigidimenti trasversali a	2000	mm
Distanza netta fra le piattabande h	1930	mm
Distanza piattabanda superiore - 1° irrigidimento longitudinale	650	mm
Distanza piattabanda superiore - 2° irrigidimento longitudinale	1300	mm
Spessore dell'anima tweb	16	mm
Pannello 1: h=650 alfa=6,15 Pannello 2: h=650 alfa=6,15 Pannello 3: h=630 alfa=6,35		

C4_G4

Verifica a imbozzamento dei pannelli d'anima

Interasse degli irrigidimenti trasversali a	2000	mm
Distanza netta fra le piattabande h	1930	mm
Distanza piattabanda superiore - 1° irrigidimento longitudinale	650	mm
Distanza piattabanda superiore - 2° irrigidimento longitudinale	1930	mm

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

Spessore dell'anima tweb 16 mm
Pannello 1: h=650 alfa=3,08 Pannello 2: h=1280 alfa=1,56 Pannello 3: h=0 alfa=0,00

C5_MEZZ

Verifica a imbozzamento dei pannelli d'anima

Interasse degli irrigidimenti trasversali a 2000 mm
Distanza netta fra le piattabande h 1940 mm
Distanza piattabanda superiore - 1° irrigidimento longitudinale 650 mm
Distanza piattabanda superiore - 2° irrigidimento longitudinale 1940 mm
Spessore dell'anima tweb 16 mm
Pannello 1: h=650 alfa=3,08 Pannello 2: h=1290 alfa=1,55 Pannello 3: h=0 alfa=0,00

C6_G5

Verifica a imbozzamento dei pannelli d'anima

Interasse degli irrigidimenti trasversali a 2000 mm
Distanza netta fra le piattabande h 1930 mm
Distanza piattabanda superiore - 1° irrigidimento longitudinale 650 mm
Distanza piattabanda superiore - 2° irrigidimento longitudinale 1930 mm
Spessore dell'anima tweb 16 mm
Pannello 1: h=650 alfa=3,08 Pannello 2: h=1280 alfa=1,56 Pannello 3: h=0 alfa=0,00

C6_G6

Verifica a imbozzamento dei pannelli d'anima

Interasse degli irrigidimenti trasversali a 2000 mm
Distanza netta fra le piattabande h 1930 mm
Distanza piattabanda superiore - 1° irrigidimento longitudinale 650 mm
Distanza piattabanda superiore - 2° irrigidimento longitudinale 1300 mm
Spessore dell'anima tweb 16 mm
Pannello 1: h=650 alfa=3,08 Pannello 2: h=650 alfa=3,08 Pannello 3: h=630 alfa=3,17

C7_APP

Verifica a imbozzamento dei pannelli d'anima

Interasse degli irrigidimenti trasversali a 2000 mm
Distanza netta fra le piattabande h 1870 mm
Distanza piattabanda superiore - 1° irrigidimento longitudinale 1300 mm
Distanza piattabanda superiore - 2° irrigidimento longitudinale 1870 mm
Spessore dell'anima tweb 20 mm
Pannello 1: h=1300 alfa=1,54 Pannello 2: h=570 alfa=3,51 Pannello 3: h=0 alfa=0,00

"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-

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

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_{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	-164.3	130.2	59	164	-1	19	9.72	19.79	373.50	192	17	147	358	317	0.82	1.64	
		cc2	-23.2	-27.7	69	28	1	4	9.72	19.79	85.98	192	25	2	225	225	0.98	1.82	
		cc3	-68.9	76.4	65	69	-1	24	9.72	19.79	472.97	192	4	73	361	318	0.81	2.41	
		cc4	72.2	-81.5	75	81	-1	21	9.72	19.79	416.48	192	5	77	349	315	0.81	2.06	
		cc1	130.2	130.2	59	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc2	-27.7	-27.7	69	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc3	76.4	76.4	65	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc4	-81.5	-81.5	75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc1	130.2	130.2	59	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc2	-27.7	-27.7	69	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc3	76.4	76.4	65	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc4	-81.5	-81.5	75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
C1_G1	P1	cc1	-138.2	-48.8	15	138	0	6	5.82	112.82	652.15	657	94	45	658	344	1.00	2.45	
		cc2	-143.3	-92.1	26	143	1	5	5.82	112.82	543.67	657	118	26	559	340	1.00	2.27	
		cc3	-70.2	-12.2	21	70	0	7	5.82	112.82	744.25	657	41	29	780	348	1.00	4.37	
		cc4	-75.3	-55.5	33	75	1	5	5.82	112.82	515.84	657	65	10	590	342	1.00	3.62	
		cc1	-48.8	128.6	15	49	-3	24	7.23	28.64	684.60	207	40	89	588	342	0.86	6.22	
		cc2	-92.1	9.3	26	92	0	8	7.23	28.64	239.80	207	41	51	250	250	0.89	2.44	
		cc3	-12.2	103.0	21	12	-8	24	7.23	28.64	684.60	207	45	58	475	334	0.89	8.54	
		cc4	-55.5	-16.2	33	55	0	6	7.23	28.64	172.78	207	36	20	213	213	0.93	2.68	
		cc1	128.6	128.6	15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc2	9.3	9.3	26	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc3	103.0	103.0	21	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc4	-16.2	-16.2	33	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
C2_MEZZ	P1	cc1	-114	-43	15	114	0	5.70	5.82	112.82	643	657	78	36	652	344	1.00	2.94	
		cc2	-142	-94	26	142	1	4.77	5.82	112.82	538	657	118	24	553	340	1.00	2.29	
		cc3	-55.8	-9	22	56	0	6.62	5.82	112.82	746	657	33	23	800	348	1.00	5.15	
		cc4	-83.6	-61	32	84	1	4.60	5.82	112.82	519	657	72	11	579	341	1.00	3.40	
		cc1	-42.7	99	15	43	-2	23.90	7.23	28.64	685	207	28	71	554	340	0.86	6.75	
		cc2	-93.9	1	26	94	0	7.73	7.23	28.64	221	207	46	48	232	232	0.90	2.23	
		cc3	-9.47	82	22	9	-9	23.90	7.23	28.64	685	207	36	46	451	332	0.89	8.47	
		cc4	-60.7	-15	32	61	0	6.21	7.23	28.64	178	207	38	23	212	212	0.93	2.58	
		cc1	99	99	15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc2	1.313	1	26	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc3	82.39	82	22	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc4	-15.3	-15	32	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
C2_G2	P1	cc1	-143	-199	-28	199	1	4.62	5.82	112.82	521	657	171	28	530	339	1.00	1.66	
		cc2	147.3	77	-33	0	0	7.64	5.82	112.82	862	657	112	35	1137	352	1.00	6.06	
		cc3	-43.3	-100	-27	100	0	5.47	5.82	112.82	617	657	71	28	651	344	1.00	3.12	
		cc4	246.9	176	-33	0	0	7.64	5.82	112.82	862	657	211	35	1137	352	1.00	6.18	
		cc1	-199	-254	-28	254	1	4.47	5.82	112.82	504	657	226	28	510	337	1.00	1.30	
		cc2	76.9	6	-33	0	0	7.64	5.82	112.82	862	657	42	35	1137	352	1.00	6.06	
		cc3	-99.5	-156	-27	156	1	4.83	5.82	112.82	545	657	128	28	560	340	1.00	2.09	
		cc4	175.9	105	-33	0	0	7.64	5.82	112.82	862	657	140	35	1137	352	1.00	6.18	
		cc1	-254	-309	-28	309	1	4.37	5.81	116.38	508	676	282	27	513	337	1.00	1.08	
		cc2	6.447	-63	-33	63	0	8.38	5.81	116.38	976	676	28	35	1008	351	1.00	4.10	
		cc3	-156	-211	-27	211	1	4.57	5.81	116.38	532	676	183	28	540	339	1.00	1.57	
		cc4	105	35	-33	0	0	7.64	5.81	116.38	889	676	70	35	1170	352	1.00	6.18	
C3_APP	P1	cc1	39.55	-163	115	163	0	9.75	7.03	44.07	430	310	62	101	465	333	1.00	1.29	
		cc2	133.5	-64	113	64	-2	23.90	7.03	44.07	1053	310	35	99	578	341	1.00	1.65	
		cc3	95.96	-106	113	106	-1	21.47	7.03	44.07	946	310	5	101	580	341	1.00	1.53	
		cc4	189.9	-8	111	8	-24	23.90	7.03	44.07	1053	310	91	99	604	342	1.00	1.78	
		cc1	-163	-247	115	247	1	4.77	5.63	255.42	1219	1438	205	42	1399	353	1.00	1.11	
		cc2	-64.4	-147	113	147	0	5.46	5.63	255.42	1394	1438	106	41	1731	354	1.00	1.44	
		cc3	-106	-190	113	190	1	5.07	5.63	255.42	1294	1438	148	42	1548	353	1.00	1.29	
		cc4	-8.02	-90	111	90	0	7.07	5.63	255.42	1805	1438	49	41	2147	354	1.00	1.66	
		cc1	-247	-247	115	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc2	-147	-147	113	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc3	-190	-190	113	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc4	-90.2	-90	111	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

C4_G3	P1	cc1	-174	-202	52	202	1	4.28	5.76	112.82	483	650	188	14	511	337	1.00	1.53	
		cc2	72.6	45	48	0	0	7.64	5.76	112.82	862	650	59	14	1126	351	1.00	4.22	
		cc3	-78.9	-105	49	105	1	4.53	5.76	112.82	512	650	92	13	594	342	1.00	2.53	
		cc4	168.2	143	46	0	0	7.64	5.76	112.82	862	650	155	13	1126	351	1.00	4.42	
		cc1	-202	-230	52	230	1	4.24	5.76	112.82	479	650	216	14	501	337	1.00	1.37	
		cc2	45.27	18	48	0	0	7.64	5.76	112.82	862	650	32	14	1126	351	1.00	4.22	
		cc3	-105	-131	49	131	1	4.42	5.76	112.82	498	650	118	13	556	340	1.00	2.18	
		cc4	142.5	117	46	0	0	7.64	5.76	112.82	862	650	130	13	1126	351	1.00	4.42	
		cc1	-230	-256	52	256	1	4.21	5.74	120.10	506	689	243	13	525	338	1.00	1.25	
		cc2	17.94	-9	48	9	-2	23.90	5.74	120.10	2870	689	5	13	1212	352	1.00	4.21	
		cc3	-131	-156	49	156	1	4.33	5.74	120.10	520	689	143	13	565	341	1.00	1.92	
		cc4	116.8	92	46	0	0	7.64	5.74	120.10	917	689	104	12	1193	352	1.00	4.43	
C4_G4	P1	cc1	-3.83	18	54	4	-5	23.90	5.76	112.82	2696	650	7	11	1145	352	1.00	3.76	
		cc2	-69.5	-69	56	69	1	4.02	5.76	112.82	454	650	69	0	624	343	1.00	2.87	
		cc3	0.978	24	54	0	0	7.64	5.76	112.82	862	650	12	11	1126	351	1.00	3.77	
		cc4	-64.7	-63	56	65	1	4.04	5.76	112.82	456	650	64	1	641	344	1.00	2.95	
		cc1	18.06	61	54	0	0	7.64	6.98	29.09	222	203	40	22	352	315	1.00	3.38	
		cc2	-68.6	-67	56	69	1	4.05	6.98	29.09	118	203	68	1	172	172	1.00	1.44	
		cc3	23.52	68	54	0	0	7.64	6.98	29.09	222	203	46	22	352	315	1.00	3.39	
		cc4	-63.2	-60	56	63	1	4.09	6.98	29.09	119	203	62	1	179	179	1.00	1.55	
		cc1	61.16	61	54	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc2	-67	-67	56	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc3	67.9	68	54	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc4	-60.3	-60	56	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
C5_MEZZ	P1	cc1	-60.4	-14	23	60	0	6.29	5.76	112.82	710	650	37	23	761	347	1.00	4.81	
		cc2	-164	-116	24	164	1	4.65	5.76	112.82	524	650	140	24	534	339	1.00	2.00	
		cc3	-30.2	7	23	30	0	9.66	5.76	112.82	1089	650	12	19	1059	351	1.00	7.10	
		cc4	-134	-95	24	134	1	4.64	5.76	112.82	524	650	114	19	539	339	1.00	2.42	
		cc1	-14.2	78	23	14	-5	23.90	7.00	28.64	685	201	32	46	426	329	1.00	7.86	
		cc2	-116	-21	24	116	0	6.55	7.00	28.64	188	201	69	47	194	194	1.00	1.57	
		cc3	7.092	81	23	0	0	7.64	7.00	28.64	219	201	44	37	347	314	1.00	8.03	
		cc4	-94.9	-18	24	95	0	6.53	7.00	28.64	187	201	56	39	197	197	1.00	1.90	
		cc1	77.6	78	23	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc2	-21.3	-21	24	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc3	81.17	81	23	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc4	-17.7	-18	24	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
C6_G5	P1	cc1	29.08	33	-6	0	0	7.64	5.76	112.82	862	650	31	2	1126	351	1.00	33.52	
		cc2	-86.5	-73	-5	86	1	4.33	5.76	112.82	488	650	80	7	490	336	1.00	3.87	
		cc3	34.18	38	-6	0	0	7.64	5.76	112.82	862	650	36	2	1126	351	1.00	32.73	
		cc4	-81.4	-67	-5	81	1	4.36	5.76	112.82	491	650	74	7	493	336	1.00	4.11	
		cc1	32.62	40	-6	0	0	7.64	6.98	29.09	222	203	36	3	352	315	1.00	30.08	
		cc2	-72.7	-46	-5	73	1	4.87	6.98	29.09	142	203	59	14	142	142	1.00	1.94	
		cc3	37.89	45	-6	0	0	7.64	6.98	29.09	222	203	42	4	352	315	1.00	29.37	
		cc4	-67.4	-40	-5	67	1	4.96	6.98	29.09	144	203	54	14	145	145	1.00	2.14	
		cc1	39.6	40	-6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc2	-45.5	-46	-5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc3	45.19	45	-6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc4	-39.9	-40	-5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
C6_G6	P1	cc1	-127	-170	-26	170	1	4.55	5.76	112.82	513	650	148	21	524	338	1.00	1.92	
		cc2	47.65	16	-30	0	0	7.64	5.76	112.82	862	650	32	16	1126	351	1.00	6.70	
		cc3	-42.5	-87	-28	87	0	5.29	5.76	112.82	596	650	65	22	642	344	1.00	3.44	
		cc4	174.5	123	-33	0	0	7.64	5.76	112.82	862	650	149	26	1126	351	1.00	6.23	
		cc1	-170	-213	-26	213	1	4.42	5.76	112.82	499	650	191	21	506	337	1.00	1.55	
		cc2	16.13	-15	-30	15	-1	23.90	5.76	112.82	2696	650	0	16	1166	352	1.00	6.43	
		cc3	-86.9	-131	-28	131	1	4.77	5.76	112.82	538	650	109	22	559	340	1.00	2.43	
		cc4	122.7	71	-33	0	0	7.64	5.76	112.82	862	650	97	26	1126	351	1.00	6.23	
		cc1	-213	-254	-26	254	1	4.34	5.74	120.10	521	689	233	21	526	338	1.00	1.31	
		cc2	-15.4	-46	-30	46	0	5.85	5.74	120.10	703	689	31	15	833	348	1.00	5.00	
		cc3	-131	-174	-28	174	1	4.53	5.74	120.10	544	689	153	22	558	340	1.00	1.88	
		cc4	70.99	21	-33	0	0	7.64	5.74	120.10	917	689	46	25	1193	352	1.00	6.23	
C7_APP	P1	cc1	21.65	-159	100	159	0	8.67	7.03	44.07	382	310	69	91	429	329	1.00	1.40	
		cc2	142.1	-69	102	69	-2	23.90	7.03	44.07	1053	310	36	106	589	342	1.00	1.81	
		cc3	143	-99	103	99	-1	23.90	7.03	44.07	1053	310	22	121	603	342	1.00	1.67	
		cc4	210	-16	102	16	-14	23.90	7.03	44.07	1053	310	97	113	614	343	1.00	1.93	
		cc1	-159	-239	100	239	1	4.75	5.66	229.24	1089	1299	199	40	1227	352	1.00	1.19	
		cc2	-69.3	-162	102	162	0	5.50	5.66	229.24	1260	1299	116	46	1498	353	1.00	1.48	
		cc3	-99.2	-205	103	205	0	5.31	5.66	229.24	1217	1299	152	53	1395	353	1.00	1.29	
		cc4	-15.5	-114	102	114	0	6.80	5.66	229.24	1558	1299	65	49	1825	354	1.00	1.68	
		cc1	-239	-239	100	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc2	-162	-162	102	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc3	-205	-205	103	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc4	-114	-114	102	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

CONCI	P	CC	Fz min																
			σ _{sup}	σ _{inf}	τ _{med}	σ ₁	ψ	k _σ	k _τ	σ _{cr,0}	σ _{cr}	τ _{cr}	σ _N	σ _M	σ _{cr,id}	σ _{cr,red}	vβ	η	
C1_APP	P1	cc1	-168.2	132.3	10	168	-1	19	9.72	19.79	371.19	192	18	150	371	320	0.82	1.89	
		cc2	-23.5	-25.7	19	26	1	4	9.72	19.79	82.59	192	25	1	122	122	0.99	2.96	
		cc3	-72.8	78.6	15	73	-1	24	9.72	19.79	472.97	192	3	76	449	332	0.81	4.29	
		cc4	71.9	-79.5	24	79	-1	21	9.72	19.79	425.16	192	4	76	398	325	0.81	3.62	
		cc1	132.3	132.3	10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc2	-25.7	-25.7	19	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc3	78.6	78.6	15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc4	-79.5	-79.5	24	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc1	132.3	132.3	10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc2	-25.7	-25.7	19	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc3	78.6	78.6	15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc4	-79.5	-79.5	24	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
C1_G1	P1	cc1	-141	-53.2624	-30	141	0	6	5.82	112.82	641.66	657	97	44	662	345	1.00	2.29	
		cc2	-145	-93.9484	-18	145	1	5	5.82	112.82	541.51	657	119	25	549	340	1.00	2.30	
		cc3	-73.3	-16.6191	-23	73	0	6	5.82	112.82	714.34	657	45	28	753	347	1.00	4.17	
		cc4	-76.5	-57.3052	-11	77	1	5	5.82	112.82	512.61	657	67	10	523	338	1.00	4.28	
		cc1	-53.3	121.4511	-30	53	-2	24	7.23	28.64	684.60	207	34	87	489	336	0.86	4.53	
		cc2	-93.9	6.398491	-18	94	0	8	7.23	28.64	232.29	207	44	50	238	238	0.89	2.40	
		cc3	-16.6	95.90248	-23	17	-6	24	7.23	28.64	684.60	207	40	56	459	333	0.88	7.76	
		cc4	-57.3	-19.1501	-11	57	0	6	7.23	28.64	167.77	207	38	19	174	174	0.93	2.87	
		cc1	121.5	121.4511	-30	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc2	6.398	6.398491	-18	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc3	95.9	95.90248	-23	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc4	-19.2	-19.1501	-11	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
C2_MEZZ	P1	cc1	-117	-46.821	-29	117	0	6	5.82	112.82	631.56	657	82	35	660	345	1.00	2.70	
		cc2	-143	-95.7309	-19	143	1	5	5.82	112.82	535.89	657	119	24	544	339	1.00	2.31	
		cc3	-58.5	-13.5782	-23	59	0	6	5.82	112.82	711.48	657	36	22	767	347	1.00	4.92	
		cc4	-84.8	-62.488	-12	85	1	5	5.82	112.82	516.05	657	74	11	526	338	1.00	3.87	
		cc1	-46.8	92.22397	-29	47	-2	24	7.23	28.64	684.60	207	23	70	465	333	0.85	4.82	
		cc2	-95.7	-1.50486	-19	96	0	8	7.23	28.64	215.66	207	49	47	222	222	0.90	2.19	
		cc3	-13.6	75.61733	-23	14	-6	24	7.23	28.64	684.60	207	31	45	438	331	0.88	7.91	
		cc4	-62.5	-18.1115	-12	62	0	6	7.23	28.64	173.12	207	40	22	179	179	0.93	2.72	
		cc1	92.22	92.22397	-29	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc2	-1.5	-1.50486	-19	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc3	75.62	75.61733	-23	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc4	-18.1	-18.1115	-12	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
C2_G2	P1	cc1	-146	-201.507	-79	202	1	5	5.82	112.82	519.89	657	174	28	582	341	1.00	1.40	
		cc2	138.7	67.93584	-84	0	0	8	5.82	112.82	861.55	657	103	35	1137	352	1.00	2.42	
		cc3	-46.1	-102.495	-78	102	0	5	5.82	112.82	611.33	657	74	28	769	347	1.00	2.05	
		cc4	238.2	166.9472	-83	0	0	8	5.82	112.82	861.55	657	203	36	1137	352	1.00	2.43	
		cc1	-202	-257.348	-79	257	1	4	5.82	112.82	503.29	657	229	28	544	339	1.00	1.17	
		cc2	67.94	-2.8487	-84	3	-24	24	5.82	112.82	2696.44	657	33	35	1192	352	1.00	2.42	
		cc3	-102	-158.845	-78	159	1	5	5.82	112.82	543.02	657	131	28	633	344	1.00	1.65	
		cc4	166.9	95.65466	-83	0	0	8	5.82	112.82	861.55	657	131	36	1137	352	1.00	2.43	
		cc1	-257	-312.331	-79	312	1	4	5.81	116.38	508.09	676	285	27	537	339	1.00	1.00	
		cc2	-2.85	-72.5442	-84	73	0	7	5.81	116.38	858.05	676	38	35	1009	351	1.00	2.16	
		cc3	-159	-214.327	-78	214	1	5	5.81	116.38	530.95	676	187	28	588	342	1.00	1.35	
		cc4	95.65	25.45894	-83	0	0	8	5.81	116.38	888.68	676	61	35	1170	352	1.00	2.44	
C3_APP	P1	cc1	40.85	-158.801	51	159	0	10	7.03	44.07	436.72	310	59	100	447	332	1.00	1.83	
		cc2	134.8	-60.6693	49	61	-2	24	7.03	44.07	1053.30	310	37	98	664	345	1.00	3.33	
		cc3	97.26	-102.373	49	102	-1	23	7.03	44.07	996.63	310	3	100	703	346	1.00	2.60	
		cc4	191.2	-4.24069	47	4	-45	24	7.03	44.07	1053.30	310	93	98	711	346	1.00	4.28	
		cc1	-159	-241.734	51	242	1	5	5.63	255.42	1221.18	1438	200	41	1266	352	1.00	1.37	
		cc2	-60.7	-141.87	49	142	0	5	5.63	255.42	1404.46	1438	101	41	1509	353	1.00	2.14	
		cc3	-102	-185.299	49	185	1	5	5.63	255.42	1298.36	1438	144	41	1366	353	1.00	1.73	
		cc4	-4.24	-85.4346	47	85	0	7	5.63	255.42	1866.25	1438	45	41	1999	354	1.00	3.01	
		cc1	-242	-241.734	51	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc2	-142	-141.87	49	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc3	-185	-185.299	49	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc4	-85.4	-85.4346	47	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

C4_G3	P1	cc1	-181	-192.541	36	193	1	4	5.76	112.82	464.68	650	187	6	481	335	1.00	1.65	
		cc2	6.769	16.17412	32	0	0	8	5.76	112.82	861.55	650	11	5	1126	351	1.00	6.25	
		cc3	-85.3	-95.2998	34	95	1	4	5.76	112.82	475.00	650	90	5	527	338	1.00	3.02	
		cc4	102.3	113.4157	30	0	0	8	5.76	112.82	861.55	650	108	6	1126	351	1.00	6.69	
		cc1	-193	-204.193	36	204	1	4	5.76	112.82	463.89	650	198	6	478	335	1.00	1.57	
		cc2	16.17	25.57972	32	0	0	8	5.76	112.82	861.55	650	21	5	1126	351	1.00	6.25	
		cc3	-95.3	-105.291	34	105	1	4	5.76	112.82	472.64	650	100	5	516	338	1.00	2.79	
		cc4	113.4	124.4817	30	0	0	8	5.76	112.82	861.55	650	119	6	1126	351	1.00	6.69	
		cc1	-204	-215.485	36	215	1	4	5.74	120.10	492.69	689	210	6	506	337	1.00	1.50	
		cc2	25.58	34.69591	32	0	0	8	5.74	120.10	917.12	689	30	5	1193	352	1.00	6.25	
		cc3	-105	-114.974	34	115	1	4	5.74	120.10	500.47	689	110	5	540	339	1.00	2.62	
		cc4	124.5	135.2072	30	0	0	8	5.74	120.10	917.12	689	130	5	1193	352	1.00	6.70	
C4_G4	P1	cc1	-3.76	17.69201	4	4	-5	24	5.76	112.82	2696.44	650	7	11	1440	353	1.00	43.51	
		cc2	-68	-68.1835	6	68	1	4	5.76	112.82	451.84	650	68	0	455	332	1.00	4.83	
		cc3	1.047	23.14931	4	0	0	8	5.76	112.82	861.55	650	12	11	1126	351	1.00	50.70	
		cc4	-63.2	-62.7262	5	63	1	4	5.76	112.82	452.91	650	63	0	456	333	1.00	5.21	
		cc1	17.69	59.93684	4	0	0	8	6.98	29.09	222.17	203	39	21	352	315	1.00	43.90	
		cc2	-68.2	-68.5277	6	69	1	4	6.98	29.09	116.65	203	68	0	118	118	1.00	1.70	
		cc3	23.15	66.67366	4	0	0	8	6.98	29.09	222.17	203	45	22	352	315	1.00	45.50	
		cc4	-62.7	-61.7908	5	63	1	4	6.98	29.09	117.21	203	62	0	118	118	1.00	1.86	
		cc1	59.94	59.93684	4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc2	-68.5	-68.5277	6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc3	66.67	66.67366	4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc4	-61.8	-61.7908	5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
C5_MEZZ	P1	cc1	-59.2	-14.6474	-26	59	0	6	5.76	112.82	703.42	650	37	22	769	347	1.00	4.69	
		cc2	-164	-117.131	-24	164	1	5	5.76	112.82	522.79	650	141	24	533	339	1.00	2.00	
		cc3	-29	6.640229	-26	29	0	10	5.76	112.82	1082.32	650	11	18	1058	351	1.00	6.58	
		cc4	-134	-95.843	-24	134	1	5	5.76	112.82	522.25	650	115	19	537	339	1.00	2.41	
		cc1	-14.6	73.84445	-26	15	-5	24	7.00	28.64	684.60	201	30	44	413	327	1.00	6.98	
		cc2	-117	-23.4649	-24	117	0	6	7.00	28.64	185.04	201	70	47	192	192	1.00	1.54	
		cc3	6.64	77.41104	-26	0	0	8	7.00	28.64	218.74	201	42	35	347	314	1.00	7.02	
		cc4	-95.8	-19.8983	-24	96	0	6	7.00	28.64	184.01	201	58	38	193	193	1.00	1.85	
		cc1	73.84	73.84445	-26	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc2	-23.5	-23.4649	-24	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc3	77.41	77.41104	-26	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc4	-19.9	-19.8983	-24	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
C6_G5	P1	cc1	8.435	13.03729	-56	0	0	8	5.76	112.82	861.55	650	11	2	1126	351	1.00	3.64	
		cc2	-92.1	-77.8664	-53	92	1	4	5.76	112.82	487.16	650	85	7	599	342	1.00	2.62	
		cc3	13.53	18.30079	-56	0	0	8	5.76	112.82	861.55	650	16	2	1126	351	1.00	3.63	
		cc4	-87	-72.6029	-54	87	1	4	5.76	112.82	489.93	650	80	7	611	343	1.00	2.69	
		cc1	13.04	22.10061	-56	0	0	8	6.98	29.09	222.17	203	18	5	352	315	1.00	3.27	
		cc2	-77.9	-49.8145	-53	78	1	5	6.98	29.09	140.47	203	64	14	187	187	1.00	1.55	
		cc3	18.3	27.69606	-56	0	0	8	6.98	29.09	222.17	203	23	5	352	315	1.00	3.26	
		cc4	-72.6	-44.219	-54	73	1	5	6.98	29.09	143.00	203	58	14	194	194	1.00	1.65	
		cc1	22.1	22.10061	-56	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc2	-49.8	-49.8145	-53	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc3	27.7	27.69606	-56	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc4	-44.2	-44.219	-54	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
C6_G6	P1	cc1	-131	-173.738	-81	174	1	5	5.76	112.82	511.55	650	152	21	593	342	1.00	1.53	
		cc2	43.91	12.24341	-85	0	0	8	5.76	112.82	861.55	650	28	16	1126	351	1.00	2.38	
		cc3	-46.3	-90.826	-83	91	1	5	5.76	112.82	588.77	650	69	22	781	348	1.00	2.04	
		cc4	162	109.9502	-89	0	0	8	5.76	112.82	861.55	650	136	26	1126	351	1.00	2.29	
		cc1	-174	-216.718	-81	217	1	4	5.76	112.82	498.35	650	195	21	555	340	1.00	1.32	
		cc2	12.24	-19.4233	-85	19	-1	16	5.76	112.82	1755.28	650	4	16	1124	351	1.00	2.36	
		cc3	-90.8	-135.364	-83	135	1	5	5.76	112.82	535.13	650	113	22	658	344	1.00	1.74	
		cc4	110	57.87654	-89	0	0	8	5.76	112.82	861.55	650	84	26	1126	351	1.00	2.29	
		cc1	-217	-258.376	-81	258	1	4	5.74	120.10	520.34	689	238	21	564	341	1.00	1.16	
		cc2	-19.4	-50.1157	-85	50	0	6	5.74	120.10	678.17	689	35	15	984	350	1.00	2.25	
		cc3	-135	-178.531	-83	179	1	5	5.74	120.10	542.90	689	157	22	629	343	1.00	1.50	
		cc4	57.88	7.405163	-89	0	0	8	5.74	120.10	917.12	689	33	25	1193	352	1.00	2.29	
C7_APP	P1	cc1	23.64	-156.083	47	156	0	9	7.03	44.07	388.47	310	66	90	404	326	1.00	1.85	
		cc2	145.2	-63.2009	46	63	-2	24	7.03	44.07	1053.30	310	41	104	683	345	1.00	3.39	
		cc3	146.2	-93.0851	48	93	-2	24	7.03	44.07	1053.30	310	27	120	726	346	1.00	2.78	
		cc4	213.1	-9.45526	47	9	-23	24	7.03	44.07	1053.30	310	102	111	721	346	1.00	4.26	
		cc1	-156	-234.885	47	235	1	5	5.66	229.24	1091.30	1299	195	39	1128	351	1.00	1.41	
		cc2	-63.2	-154.596	46	155	0	6	5.66	229.24	1276.24	1299	109	46	1351	353	1.00	2.03	
		cc3	-93.1	-197.995	48	198	0	5	5.66	229.24	1226.40	1299	146	52	1278	352	1.00	1.64	
		cc4	-9.46	-107.056	47	107	0	7	5.66	229.24	1620.45	1299	58	49	1719	353	1.00	2.64	
		cc1	-235	-234.885	47	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc2	-155	-154.596	46	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc3	-198	-197.995	48	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc4	-107	-107.056	47	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

CONCI	P	cc	My max																	
			σ _{sup}	σ _{inf}	τ _{med}	σ ₁	ψ	k _σ	k _τ	σ _{cr,0}	σ _{cr}	τ _{cr}	σ _N	σ _M	σ _{cr,id}	σ _{cr,red}	vβ	η		
C1_APP	P1	cc1	-164.3	130.2	59	164	-1	19	9.72	19.79	373.50	192	17	147	358	317	0.82	1.64		
		cc2	-23.2	-27.7	69	28	1	4	9.72	19.79	85.98	192	25	2	225	225	0.98	1.82		
		cc3	-68.9	76.4	65	69	-1	24	9.72	19.79	472.97	192	4	73	361	318	0.81	2.41		
		cc4	72.2	-81.5	75	81	-1	21	9.72	19.79	416.48	192	5	77	349	315	0.81	2.06		
		cc1	130.2	130.2	59	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		cc2	-27.7	-27.7	69	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		cc3	76.4	76.4	65	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		cc4	-81.5	-81.5	75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		cc1	130.2	130.2	59	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		cc2	-27.7	-27.7	69	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		cc3	76.4	76.4	65	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		cc4	-81.5	-81.5	75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		C1_G1	P1	cc1	-133	-44.8	13	133	0	6	5.82	112.82	659.46	657	89	44	664	345	1.00	2.56
				cc2	-142	-91.7	25	142	1	5	5.82	112.82	543.19	657	117	25	558	340	1.00	2.29
				cc3	-64.8	-8.13	20	65	0	7	5.82	112.82	773.41	657	36	28	808	348	1.00	4.71
				cc4	-74.3	-55.1	32	74	1	5	5.82	112.82	514.68	657	65	10	587	342	1.00	3.69
cc1	-44.8			129.9	13	45	-3	24	7.23	28.64	684.60	207	43	87	592	342	0.87	6.77		
cc2	-91.7			8.607	25	92	0	8	7.23	28.64	238.09	207	42	50	248	248	0.89	2.45		
cc3	-8.13			104.4	20	8	-13	24	7.23	28.64	684.60	207	48	56	490	336	0.89	9.24		
cc4	-55.1			-16.9	32	55	0	6	7.23	28.64	170.95	207	36	19	210	210	0.93	2.69		
cc1	129.9			129.9	13	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
cc2	8.607			8.607	25	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
cc3	104.4			104.4	20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
cc4	-16.9			-16.9	32	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
C2_MEZZ	P1			cc1	-108	-38.3	15	108	0	6	5.82	112.82	652.16	657	73	35	661	345	1.00	3.10
				cc2	-141	-93.4	25	141	1	5	5.82	112.82	537.58	657	117	24	552	340	1.00	2.31
				cc3	-50	-5.01	21	50	0	7	5.82	112.82	789.51	657	27	22	844	349	1.00	5.62
				cc4	-82.5	-60.1	31	82	1	5	5.82	112.82	518.18	657	71	11	578	341	1.00	3.45
		cc1	-38.3	100.8	15	38	-3	24	7.23	28.64	684.60	207	31	70	553	340	0.86	7.41		
		cc2	-93.4	0.859	25	93	0	8	7.23	28.64	220.42	207	46	47	231	231	0.90	2.25		
		cc3	-5.01	84.18	21	5	-17	24	7.23	28.64	684.60	207	40	45	465	334	0.89	9.00		
		cc4	-60.1	-15.7	31	60	0	6	7.23	28.64	176.67	207	38	22	210	210	0.93	2.60		
		cc1	100.8	100.8	15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		cc2	0.859	0.859	25	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		cc3	84.18	84.18	21	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		cc4	-15.7	-15.7	31	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		C2_G2	P1	cc1	-145	-201	-29	201	1	5	5.82	112.82	520.29	657	173	28	530	339	1.00	1.64
				cc2	141.8	71.05	-34	0	0	8	5.82	112.82	861.55	657	106	35	1137	352	1.00	5.98
				cc3	-45.2	-102	-28	102	0	5	5.82	112.82	613.48	657	73	28	647	344	1.00	3.06
				cc4	241.4	170.1	-33	0	0	8	5.82	112.82	861.55	657	206	36	1137	352	1.00	6.09
cc1	-201			-256	-29	256	1	4	5.82	112.82	503.52	657	228	28	509	337	1.00	1.29		
cc2	71.05			0.259	-34	0	0	8	5.82	112.82	861.55	657	36	35	1137	352	1.00	5.98		
cc3	-102			-158	-28	158	1	5	5.82	112.82	543.72	657	130	28	559	340	1.00	2.06		
cc4	170.1			98.76	-33	0	0	8	5.82	112.82	861.55	657	134	36	1137	352	1.00	6.09		
cc1	-256			-311	-29	311	1	4	5.81	116.38	508.24	676	284	27	512	337	1.00	1.07		
cc2	0.259			-69.4	-34	69	0	8	5.81	116.38	891.42	676	35	35	943	350	1.00	3.85		
cc3	-158			-213	-28	213	1	5	5.81	116.38	531.30	676	186	28	540	339	1.00	1.55		
cc4	98.76			28.56	-33	0	0	8	5.81	116.38	888.68	676	64	35	1170	352	1.00	6.09		
C3_APP	P1			cc1	39.55	-163	115	163	0	10	7.03	44.07	429.78	310	62	101	465	333	1.00	1.29
				cc2	133.5	-64.4	113	64	-2	24	7.03	44.07	1053.30	310	35	99	578	341	1.00	1.65
				cc3	95.96	-106	113	106	-1	21	7.03	44.07	946.25	310	5	101	580	341	1.00	1.53
				cc4	189.9	-8.02	111	8	-24	24	7.03	44.07	1053.30	310	91	99	604	342	1.00	1.78
		cc1	-163	-247	115	247	1	5	5.63	255.42	1219.43	1438	205	42	1399	353	1.00	1.11		
		cc2	-64.4	-147	113	147	0	5	5.63	255.42	1393.75	1438	106	41	1731	354	1.00	1.44		
		cc3	-106	-190	113	190	1	5	5.63	255.42	1293.74	1438	148	42	1548	353	1.00	1.29		
		cc4	-8.02	-90.2	111	90	0	7	5.63	255.42	1804.67	1438	49	41	2147	354	1.00	1.66		
		cc1	-247	-247	115	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		cc2	-147	-147	113	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		cc3	-190	-190	113	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		cc4	-90.2	-90.2	111	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

C4_G3	P1	cc1	-178	-206	52	206	1	4	5.76	112.82	482.07	650	192	14	510	337	1.00	1.50	
		cc2	59.78	32.44	48	0	0	8	5.76	112.82	861.55	650	46	14	1126	351	1.00	4.22	
		cc3	-82.6	-109	49	109	1	5	5.76	112.82	509.22	650	96	13	588	342	1.00	2.47	
		cc4	155.4	129.7	46	0	0	8	5.76	112.82	861.55	650	143	13	1126	351	1.00	4.42	
		cc1	-206	-233	52	233	1	4	5.76	112.82	478.21	650	220	14	500	337	1.00	1.35	
		cc2	32.44	5.108	48	0	0	8	5.76	112.82	861.55	650	19	14	1126	351	1.00	4.22	
		cc3	-109	-134	49	134	1	4	5.76	112.82	496.92	650	122	13	552	340	1.00	2.13	
		cc4	129.7	104	46	0	0	8	5.76	112.82	861.55	650	117	13	1126	351	1.00	4.42	
		cc1	-233	-260	52	260	1	4	5.74	120.10	505.13	689	247	13	524	338	1.00	1.23	
		cc2	5.108	-21.4	48	21	0	10	5.74	120.10	1165.31	689	8	13	1149	352	1.00	4.09	
		cc3	-134	-160	49	160	1	4	5.74	120.10	519.34	689	147	13	562	340	1.00	1.88	
		cc4	104	79.13	46	0	0	8	5.74	120.10	917.12	689	92	12	1193	352	1.00	4.43	
C4_G4	P1	cc1	-1.18	20.27	53	1	-17	24	5.76	112.82	2696.44	650	10	11	1151	352	1.00	3.83	
		cc2	-59.2	-59.3	55	59	1	4	5.76	112.82	451.93	650	59	0	651	344	1.00	3.05	
		cc3	3.625	25.72	53	0	0	8	5.76	112.82	861.55	650	15	11	1126	351	1.00	3.83	
		cc4	-54.4	-53.9	55	54	1	4	5.76	112.82	453.16	650	54	0	671	345	1.00	3.14	
		cc1	20.27	62.51	53	0	0	8	6.98	29.09	222.17	203	41	21	352	315	1.00	3.43	
		cc2	-59.3	-59.7	55	60	1	4	6.98	29.09	116.70	203	60	0	179	179	1.00	1.59	
		cc3	25.72	69.24	53	0	0	8	6.98	29.09	222.17	203	47	22	352	315	1.00	3.44	
		cc4	-53.9	-53	55	54	1	4	6.98	29.09	117.34	203	53	0	188	188	1.00	1.71	
		cc1	62.51	62.51	53	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc2	-59.7	-59.7	55	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc3	69.24	69.24	53	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc4	-53	-53	55	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
C5_MEZZ	P1	cc1	-47.6	-3	22	48	0	7	5.76	112.82	814.89	650	25	22	870	349	1.00	5.69	
		cc2	-161	-114	24	161	1	5	5.76	112.82	524.44	650	138	24	535	339	1.00	2.04	
		cc3	-17.4	18.28	22	17	-1	24	5.76	112.82	2696.44	650	0	18	1217	352	1.00	8.35	
		cc4	-131	-92.6	24	131	1	5	5.76	112.82	524.27	650	112	19	539	339	1.00	2.47	
		cc1	-3	85.49	22	3	-29	24	7.00	28.64	684.60	201	41	44	449	332	1.00	8.56	
		cc2	-114	-20.3	24	114	0	7	7.00	28.64	188.31	201	67	47	195	195	1.00	1.61	
		cc3	18.28	89.05	22	0	0	8	7.00	28.64	218.74	201	54	35	347	314	1.00	8.18	
		cc4	-92.6	-16.7	24	93	0	7	7.00	28.64	187.96	201	55	38	198	198	1.00	1.95	
		cc1	85.49	85.49	22	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc2	-20.3	-20.3	24	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc3	89.05	89.05	22	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc4	-16.7	-16.7	24	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
C6_G5	P1	cc1	29.08	32.62	-6	0	0	8	5.76	112.82	861.55	650	31	2	1126	351	1.00	33.52	
		cc2	-86.5	-72.7	-5	86	1	4	5.76	112.82	488.36	650	80	7	490	336	1.00	3.87	
		cc3	34.18	37.89	-6	0	0	8	5.76	112.82	861.55	650	36	2	1126	351	1.00	32.73	
		cc4	-81.4	-67.4	-5	81	1	4	5.76	112.82	491.41	650	74	7	493	336	1.00	4.11	
		cc1	32.62	39.6	-6	0	0	8	6.98	29.09	222.17	203	36	3	352	315	1.00	30.08	
		cc2	-72.7	-45.5	-5	73	1	5	6.98	29.09	141.55	203	59	14	142	142	1.00	1.94	
		cc3	37.89	45.19	-6	0	0	8	6.98	29.09	222.17	203	42	4	352	315	1.00	29.37	
		cc4	-67.4	-39.9	-5	67	1	5	6.98	29.09	144.40	203	54	14	145	145	1.00	2.14	
		cc1	39.6	39.6	-6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc2	-45.5	-45.5	-5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc3	45.19	45.19	-6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc4	-39.9	-39.9	-5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
C6_G6	P1	cc1	-130	-173	-27	173	1	5	5.76	112.82	511.89	650	151	21	523	338	1.00	1.89	
		cc2	44.77	13.1	-31	0	0	8	5.76	112.82	861.55	650	29	16	1126	351	1.00	6.46	
		cc3	-45.4	-90	-30	90	1	5	5.76	112.82	590.52	650	68	22	636	344	1.00	3.32	
		cc4	165	112.9	-34	0	0	8	5.76	112.82	861.55	650	139	26	1126	351	1.00	6.02	
		cc1	-173	-216	-27	216	1	4	5.76	112.82	498.56	650	194	21	506	337	1.00	1.53	
		cc2	13.1	-18.6	-31	19	-1	17	5.76	112.82	1921.48	650	3	16	1153	352	1.00	6.11	
		cc3	-90	-135	-30	135	1	5	5.76	112.82	535.78	650	112	22	558	340	1.00	2.36	
		cc4	112.9	60.81	-34	0	0	8	5.76	112.82	861.55	650	87	26	1126	351	1.00	6.02	
		cc1	-216	-258	-27	258	1	4	5.74	120.10	520.49	689	237	21	526	338	1.00	1.29	
		cc2	-18.6	-49.3	-31	49	0	6	5.74	120.10	683.05	689	34	15	811	348	1.00	4.74	
		cc3	-135	-178	-30	178	1	5	5.74	120.10	543.25	689	156	22	557	340	1.00	1.84	
		cc4	60.81	10.34	-34	0	0	8	5.74	120.10	917.12	689	36	25	1193	352	1.00	6.02	
C7_APP	P1	cc1	21.65	-159	100	159	0	9	7.03	44.07	382.15	310	69	91	429	329	1.00	1.40	
		cc2	142.1	-69.3	102	69	-2	24	7.03	44.07	1053.30	310	36	106	589	342	1.00	1.81	
		cc3	143	-99.2	103	99	-1	24	7.03	44.07	1053.30	310	22	121	603	342	1.00	1.67	
		cc4	210	-15.5	102	16	-14	24	7.03	44.07	1053.30	310	97	113	614	343	1.00	1.93	
		cc1	-159	-239	100	239	1	5	5.66	229.24	1089.42	1299	199	40	1227	352	1.00	1.19	
		cc2	-69.3	-162	102	162	0	5	5.66	229.24	1260.41	1299	116	46	1498	353	1.00	1.48	
		cc3	-99.2	-205	103	205	0	5	5.66	229.24	1216.52	1299	152	53	1395	353	1.00	1.29	
		cc4	-15.5	-114	102	114	0	7	5.66	229.24	1558.24	1299	65	49	1825	354	1.00	1.68	
		cc1	-239	-239	100	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc2	-162	-162	102	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc3	-205	-205	103	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		cc4	-114	-114	102	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

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	-168.2	132.3	10	168	-1	19	9.72	19.79	371.19	192	18	150	371	320	0.82	1.89		
		cc2	-23.5	-25.7	19	26	1	4	9.72	19.79	82.59	192	25	1	122	122	0.99	2.96		
		cc3	-72.8	78.6	15	73	-1	24	9.72	19.79	472.97	192	3	76	449	332	0.81	4.29		
		cc4	71.9	-79.5	24	79	-1	21	9.72	19.79	425.16	192	4	76	398	325	0.81	3.62		
		cc1	132.3	132.3	10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		cc2	-25.7	-25.7	19	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		cc3	78.6	78.6	15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		cc4	-79.5	-79.5	24	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		cc1	132.3	132.3	10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		cc2	-25.7	-25.7	19	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		cc3	78.6	78.6	15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		cc4	-79.5	-79.5	24	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		C1_G1	P1	cc1	-170.89	-30.3	-29	171	0	7	5.82	112.82	741.96	657	101	70	754	347	1.00	1.95
				cc2	-155.03	-61.8	-17	155	0	6	5.82	112.82	632.34	657	108	47	638	344	1.00	2.18
				cc3	-102.91	6.344	-22	103	0	8	5.82	112.82	909.40	657	48	55	919	350	1.00	3.19
				cc4	-87.046	-25.2	-10	87	0	6	5.82	112.82	682.21	657	56	31	689	345	1.00	3.89
cc1	-30.299			248.7	-29	30	-8	24	7.23	28.64	684.60	207	109	140	548	340	0.89	5.84		
cc2	-61.813			123.2	-17	62	-2	24	7.23	28.64	684.60	207	31	92	583	342	0.85	4.97		
cc3	6.34449			223.2	-22	0	0	8	7.23	28.64	218.74	207	115	108	359	317	0.90	8.43		
cc4	-25.17			97.63	-10	25	-4	24	7.23	28.64	684.60	207	36	61	572	341	0.87	11.05		
cc1	248.716			248.7	-29	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
cc2	123.178			123.2	-17	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
cc3	223.167			223.2	-22	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
cc4	97.6295			97.63	-10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
C2_MEZZ	P1			cc1	-152.2	-30.1	-29	152	0	6	5.82	112.82	730.22	657	91	61	745	347	1.00	2.17
				cc2	-155.95	-67.5	-18	156	0	5	5.82	112.82	618.34	657	112	44	625	343	1.00	2.16
				cc3	-93.84	3.134	-22	94	0	8	5.82	112.82	886.41	657	45	48	900	349	1.00	3.45
				cc4	-97.592	-34.2	-12	98	0	6	5.82	112.82	653.24	657	66	32	660	345	1.00	3.46
		cc1	-30.109	212.2	-29	30	-7	24	7.23	28.64	684.60	207	91	121	526	338	0.89	5.85		
		cc2	-67.475	108.1	-18	67	-2	24	7.23	28.64	684.60	207	20	88	580	341	0.84	4.59		
		cc3	3.13391	195.6	-22	0	0	8	7.23	28.64	218.74	207	99	96	359	317	0.90	8.34		
		cc4	-34.232	91.51	-12	34	-3	24	7.23	28.64	684.60	207	29	63	572	341	0.86	8.60		
		cc1	212.196	212.2	-29	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		cc2	108.119	108.1	-18	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		cc3	195.589	195.6	-22	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		cc4	91.5121	91.51	-12	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		C2_G2	P1	cc1	-158.25	-177	-78	177	1	4	5.82	112.82	475.20	657	168	9	549	340	1.00	1.53
				cc2	-11.734	7.948	-84	12	-1	16	5.82	112.82	1857.95	657	2	10	1135	352	1.00	2.42
				cc3	-58.733	-77.9	-78	78	1	5	5.82	112.82	511.28	657	68	10	730	346	1.00	2.23
				cc4	87.7855	107	-83	0	0	8	5.82	112.82	861.55	657	97	10	1137	352	1.00	2.45
cc1	-176.95			-196	-78	196	1	4	5.82	112.82	472.80	657	186	9	535	339	1.00	1.42		
cc2	7.94847			27.63	-84	0	0	8	5.82	112.82	861.55	657	18	10	1137	352	1.00	2.43		
cc3	-77.936			-97.1	-78	97	1	4	5.82	112.82	498.18	657	88	10	670	345	1.00	2.08		
cc4	106.96			126.1	-83	0	0	8	5.82	112.82	861.55	657	117	10	1137	352	1.00	2.45		
cc1	-195.64			-214	-78	214	1	4	5.81	116.38	485.38	676	205	9	541	339	1.00	1.34		
cc2	27.6308			47.01	-84	0	0	8	5.81	116.38	888.68	676	37	10	1170	352	1.00	2.43		
cc3	-97.14			-116	-78	116	1	4	5.81	116.38	504.65	676	107	9	646	344	1.00	1.94		
cc4	126.134			145	-83	0	0	8	5.81	116.38	888.68	676	136	9	1170	352	1.00	2.45		
C3_APP	P1			cc1	-14.451	-132	51	132	0	7	7.03	44.07	306.17	310	73	59	336	311	1.00	1.96
				cc2	72.3489	-37.3	49	37	-2	24	7.03	44.07	1053.30	310	18	55	596	342	1.00	3.72
				cc3	41.9605	-76	49	76	-1	14	7.03	44.07	623.25	310	17	59	555	340	1.00	2.98
				cc4	128.76	19.11	47	0	0	8	7.03	44.07	336.54	310	74	55	537	339	1.00	4.20
		cc1	-132.44	-181	51	181	1	5	5.63	255.42	1172.48	1438	157	25	1248	352	1.00	1.75		
		cc2	-37.316	-82.9	49	83	0	5	5.63	255.42	1383.93	1438	60	23	1624	353	1.00	2.99		
		cc3	-76.008	-125	49	125	1	5	5.63	255.42	1256.15	1438	101	25	1392	353	1.00	2.33		
		cc4	19.1127	-26.4	47	26	-1	17	5.63	255.42	4442.59	1438	4	23	2552	354	1.00	4.17		
		cc1	-181.45	-181	51	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		cc2	-82.869	-82.9	49	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		cc3	-125.01	-125	49	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		cc4	-26.433	-26.4	47	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

C4_G3	P1	cc1	-180.89	-193	36	193	1	4	5.76	112.82	464.68	650	187	6	481	335	1.00	1.65		
		cc2	6.76852	16.17	32	0	0	8	5.76	112.82	861.55	650	11	5	1126	351	1.00	6.25		
		cc3	-85.309	-95.3	34	95	1	4	5.76	112.82	475.00	650	90	5	527	338	1.00	3.02		
		cc4	102.35	113.4	30	0	0	8	5.76	112.82	861.55	650	108	6	1126	351	1.00	6.69		
		cc1	-192.54	-204	36	204	1	4	5.76	112.82	463.89	650	198	6	478	335	1.00	1.57		
		cc2	16.1741	25.58	32	0	0	8	5.76	112.82	861.55	650	21	5	1126	351	1.00	6.25		
		cc3	-95.3	-105	34	105	1	4	5.76	112.82	472.64	650	100	5	516	338	1.00	2.79		
		cc4	113.416	124.5	30	0	0	8	5.76	112.82	861.55	650	119	6	1126	351	1.00	6.69		
		cc1	-204.19	-215	36	215	1	4	5.74	120.10	492.69	689	210	6	506	337	1.00	1.50		
		cc2	25.5797	34.7	32	0	0	8	5.74	120.10	917.12	689	30	5	1193	352	1.00	6.25		
		cc3	-105.29	-115	34	115	1	4	5.74	120.10	500.47	689	110	5	540	339	1.00	2.62		
		cc4	124.482	135.2	30	0	0	8	5.74	120.10	917.12	689	130	5	1193	352	1.00	6.70		
		C4_G4	P1	cc1	-17.069	44.87	5	17	-3	24	5.76	112.82	2696.44	650	14	31	2080	354	1.00	18.48
				cc2	-99.927	-48.5	7	100	0	5	5.76	112.82	597.74	650	74	26	600	342	1.00	3.40
				cc3	-12.261	50.33	5	12	-4	24	5.76	112.82	2696.44	650	19	31	1987	354	1.00	23.77
				cc4	-95.12	-43.1	7	95	0	5	5.76	112.82	610.39	650	69	26	613	343	1.00	3.58
cc1	44.8719			166.8	5	0	0	8	6.98	29.09	222.17	203	106	61	352	315	1.00	36.27		
cc2	-48.511			52.74	7	49	-1	24	6.98	29.09	695.34	203	2	51	648	344	1.00	6.90		
cc3	50.3292			173.6	5	0	0	8	6.98	29.09	222.17	203	112	62	352	315	1.00	37.36		
cc4	-43.054			59.48	7	43	-1	24	6.98	29.09	695.34	203	8	51	644	344	1.00	7.73		
cc1	166.847			166.8	5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
cc2	52.7389			52.74	7	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
cc3	173.584			173.6	5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
cc4	59.4758			59.48	7	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
C5_MEZZ	P1			cc1	-93.022	9.799	-25	93	0	8	5.76	112.82	948.51	650	42	51	957	350	1.00	3.41
				cc2	-180.51	-86.6	-24	181	0	5	5.76	112.82	599.91	650	134	47	608	343	1.00	1.85
				cc3	-62.805	31.09	-25	63	0	13	5.76	112.82	1487.73	650	16	47	1299	352	1.00	4.60
				cc4	-150.29	-65.3	-24	150	0	5	5.76	112.82	617.58	650	108	42	629	343	1.00	2.21
		cc1	9.79876	213.9	-25	0	0	8	7.00	28.64	218.74	201	112	102	347	314	1.00	7.22		
		cc2	-86.597	99.78	-24	87	-1	24	7.00	28.64	684.60	201	7	93	559	340	1.00	3.56		
		cc3	31.0863	217.4	-25	0	0	8	7.00	28.64	218.74	201	124	93	347	314	1.00	7.18		
		cc4	-65.31	103.3	-24	65	-2	24	7.00	28.64	684.60	201	19	84	525	338	1.00	4.39		
		cc1	213.858	213.9	-25	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		cc2	99.7809	99.78	-24	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		cc3	217.425	217.4	-25	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		cc4	103.347	103.3	-24	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		C6_G5	P1	cc1	-18.805	41.73	-55	19	-2	24	5.76	112.82	2696.44	650	11	30	1170	352	1.00	3.62
				cc2	-103.54	-46.4	-53	104	0	5	5.76	112.82	612.34	650	75	29	706	346	1.00	2.49
				cc3	-13.71	46.99	-55	14	-3	24	5.76	112.82	2696.44	650	17	30	1175	352	1.00	3.64
				cc4	-98.448	-41.1	-54	98	0	6	5.76	112.82	624.57	650	70	29	724	346	1.00	2.56
cc1	41.7309			160.9	-55	0	0	8	6.98	29.09	222.17	203	101	60	352	315	1.00	3.31		
cc2	-46.353			66.27	-53	46	-1	24	6.98	29.09	695.34	203	10	56	389	323	1.00	3.12		
cc3	46.9944			166.5	-55	0	0	8	6.98	29.09	222.17	203	107	60	352	315	1.00	3.30		
cc4	-41.09			71.86	-54	41	-2	24	6.98	29.09	695.34	203	15	56	387	323	1.00	3.18		
cc1	160.939			160.9	-55	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
cc2	66.2668			66.27	-53	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
cc3	166.535			166.5	-55	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
cc4	71.8623			71.86	-54	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
C6_G6	P1			cc1	-136.2	-148	-80	148	1	4	5.76	112.82	468.73	650	142	6	568	341	1.00	1.68
				cc2	38.4656	38.23	-84	0	0	8	5.76	112.82	861.55	650	38	0	1126	351	1.00	2.41
				cc3	-51.733	-64.8	-82	65	1	4	5.76	112.82	499.36	650	58	7	769	347	1.00	2.22
				cc4	57.0042	77.37	-87	0	0	8	5.76	112.82	861.55	650	67	10	1126	351	1.00	2.32
		cc1	-147.75	-159	-80	159	1	4	5.76	112.82	467.42	650	154	6	556	340	1.00	1.61		
		cc2	38.229	37.99	-84	0	0	8	5.76	112.82	861.55	650	38	0	1126	351	1.00	2.41		
		cc3	-64.84	-77.9	-82	78	1	4	5.76	112.82	490.57	650	71	7	719	346	1.00	2.13		
		cc4	77.3741	97.74	-87	0	0	8	5.76	112.82	861.55	650	88	10	1126	351	1.00	2.32		
		cc1	-159.3	-170	-80	170	1	4	5.74	120.10	495.90	689	165	6	580	341	1.00	1.56		
		cc2	37.9925	37.76	-84	0	0	8	5.74	120.10	917.12	689	38	0	1193	352	1.00	2.41		
		cc3	-77.948	-90.7	-82	91	1	4	5.74	120.10	514.75	689	84	6	722	346	1.00	2.05		
		cc4	97.7439	117.5	-87	0	0	8	5.74	120.10	917.12	689	108	10	1193	352	1.00	2.32		
		C7_APP	P1	cc1	12.3558	-121	47	121	0	8	7.03	44.07	369.41	310	54	67	395	324	1.00	2.23
				cc2	79.3154	-37.1	46	37	-2	24	7.03	44.07	1053.30	310	21	58	605	343	1.00	3.89
				cc3	80.2546	-67	48	67	-1	24	7.03	44.07	1053.30	310	7	74	646	344	1.00	3.23
				cc4	137.84	11.8	47	0	0	8	7.03	44.07	336.54	310	75	63	537	339	1.00	4.20
cc1	-120.72			-179	47	179	1	5	5.66	229.24	1085.37	1299	150	29	1147	352	1.00	1.79		
cc2	-37.092			-88.1	46	88	0	6	5.66	229.24	1266.13	1299	63	26	1451	353	1.00	2.97		
cc3	-66.977			-132	48	132	1	5	5.66	229.24	1196.62	1299	99	32	1304	352	1.00	2.27		
cc4	11.8048			-43.5	47	43	0	10	5.66	229.24	2309.77	1299	16	28	2158	354	1.00	3.86		
cc1	-179.07			-179	47	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
cc2	-88.133			-88.1	46	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
cc3	-131.53			-132	48	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
cc4	-43.457			-43.5	47	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	

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 = 2000 mm	altezza trave
L = 2000 mm	passo tra due ritegni torsionali successivi
b = 800 mm	larghezza piattabanda
tf = 20 mm	spessore piattabanda
A = 16000 mm ²	area ala
J = 1.57*10 ¹⁰ mm ⁴	momento di inerzia ala
r = 990	raggio di inerzia
λ = 1.41	snellezza (0.7*L/r)
ω = 1.00	coefficiente dimensionale (prospetto 7-IV-c per t<40 mm)

σ = 83.28 MPa (concio C5_mezz) tensione massima di compressione (getto)

ω·σ = 1.00*83.28 MPa = 83.28 ≤ σ_{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 = 2000 mm	altezza trave
L = 2000 mm	passo tra due ritegni torsionali successivi
b = 1100 mm+1000 mm	larghezza piattabanda+raddoppio
tf = 40+30 mm	spessore piattabanda+ raddoppio
A = 74000	area ala
J = 6.9*10 ¹⁰	momento di inerzia ala
r = 965	raggio di inerzia
λ = 1.45	snellezza (0.7*L/r)
ω = 1.00	coefficiente dimensionale (prospetto 7-IV-c per t<40 mm)

σ = 259 MPa (concio C3_app) tensione massima di compressione (esercizio)

ω·σ = 1.00*259 MPa = 259 MPa ≤ σ_{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
$t_l = 16\text{ mm}$	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

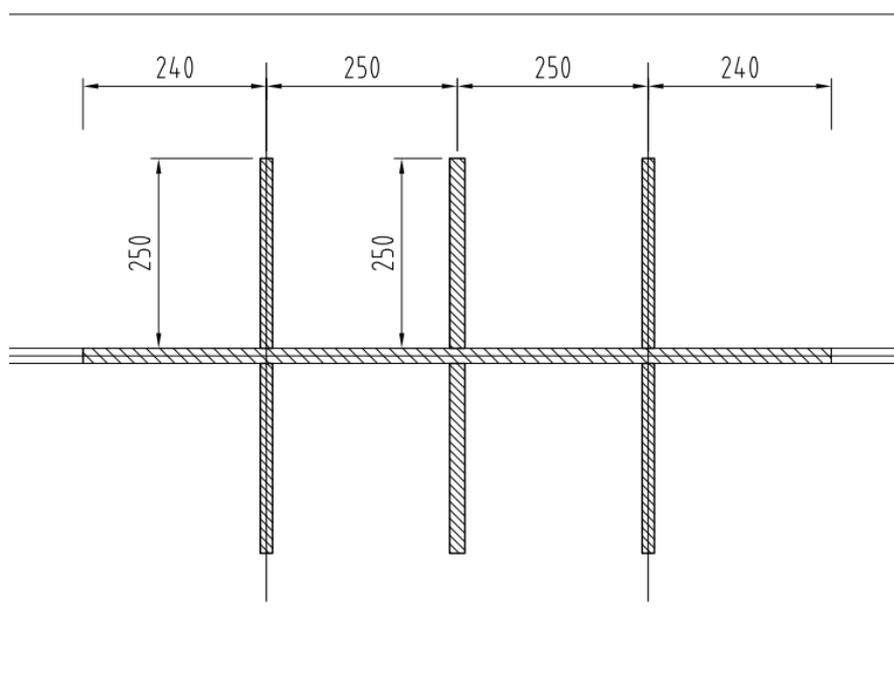


Figura 9.1 – Sezione dell'irrigidimento utilizzata nelle verifiche

$A = 45.59 \cdot 10^3\text{ mm}^2$	area della sezione
$J = 60.99 \cdot 10^7\text{ mm}^4$	momento d'inerzia
$i = 116\text{ mm}$	giratore d'inerzia
$L_0 = 1940\text{ mm}$	luce libera d'inflessione (h_{anima})
$\lambda = 16.6$	snellezza dell'irrigidimento
$\omega_{\text{Fe510,c}}(\lambda = 17) = 1.01$	coefficiente ω
$N_{\text{RD}} = f_{\text{yd}} \cdot A / \omega = 355 / 1.25 \cdot 45.59 / 1.01 = 12820\text{ kN}$	massimo sforzo resistente

Essendo la portata degli appoggi ($\approx 7500\text{ kN}$) inferiore al massimo sforzo resistente sull'irrigidimento la verifica risulta soddisfatta.

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

- **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:

$$250/20 < 15 \cdot (235/355)^{1/2} \rightarrow 12.00 < 12.20$$

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)

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

$$\Delta\sigma_{MAX} = 33 \text{ MPa (C5_mezz)} < \Delta\sigma = 0.737 \cdot 125 / 1.35 = 68.25 \text{ MPa}$$

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

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

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

$$\Delta\sigma_{MAX} = 18 \text{ MPa (C5_mezz)} < \Delta\sigma_D = 0.737 \cdot 71 / 1.35 = 38.76 \text{ MPa} \quad (s=20 \text{ mm})$$

$$\Delta\sigma_{MAX} = 33 \text{ MPa (C5_mezz)} < \Delta\sigma_D = 0.737 \cdot 64.63 / 1.35 = 35.28 \text{ MPa} \quad (s=30 \div 40 \text{ mm})$$

Particolari saldati (EN1993-1-9 Tabella 8.4)

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

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

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

$\Delta\tau_{max} = 357/19 = 18.79 \text{ MPa}$ (C1_app) < $\Delta\tau_D = 0.457 \cdot 80 / 1.35 = 27.08 \text{ MPa}$ (Pioli)

$\Delta\sigma_{max} = 25.52 \text{ MPa}$ < $\Delta\sigma_D = 0.737 \cdot 80 / 1.35 = 43.67 \text{ MPa}$ (Irrigidimenti d'appoggio)

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

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

$\Delta\sigma_{MAX} = 21 \text{ MPa}$ (C3_app) < $Ds_D = 0.737 \cdot 40 / 1.35 = 21.83 \text{ MPa}$

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) < $\Delta\sigma_D = 0.737 \cdot 112 / 1.35 = 61.14 \text{ MPa}$

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:

- $\sigma_{cls} < 0.60 f_{ck}$ per combinazione rara delle azioni;
- $\sigma_{cls} < 0.45 f_{ck}$ 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	-1	22	-1	19	-1	22	-1	19
C1_G1	-1.4	39.3	-1.7	33.0	-1.4	39.3	-5.4	32.8
C2_MEZZ	-1.5	44.6	-1.8	38.3	-1.5	44.6	-5.6	34.1
C2_G2	-0.1	86.4	-0.2	84.1	-0.1	86.4	-3.9	17.9
C3_APP	0.0	85.4	0.0	85.0	0.0	85.4	-2.0	23.5
C4_G3	-1.3	25.7	-3.3	42.6	-1.7	16.2	-3.3	42.6
C4_G4	-1.1	37.0	-1.4	30.4	-1.1	37.0	-5.2	32.9
C5_MEZZ	-2.5	56.7	-2.9	48.0	-2.5	56.7	-7.3	44.6
C6_G5	-2.1	51.3	-2.4	44.4	-2.1	51.3	-6.5	40.5
C6_G6	-2.2	60.3	-2.3	58.1	-2.2	60.3	-5.3	48.4
C7_APP	-0.5	93.6	-0.5	93.1	-0.5	93.6	-3.5	37.9

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.

Sezione	Max Fz	Min Fz	Max My	Min My
	σ_f	σ_f	σ_f	σ_f
C1_APP	22	20	22	20
C1_G1	32.0	27.3	32.0	28.6
C2_MEZZ	36.5	31.7	36.5	29.7
C2_G2	69.6	67.8	69.6	37.7
C3_APP	71.9	71.7	71.9	25.5
C4_G3	23.1	28.9	16.0	28.9
C4_G4	28.8	23.9	28.8	28.7
C5_MEZZ	47.9	41.4	47.9	39.4
C6_G5	41.5	36.3	41.5	36.2
C6_G6	48.0	46.3	48.0	46.2
C7_APP	77.7	77.3	77.7	37.4

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.

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

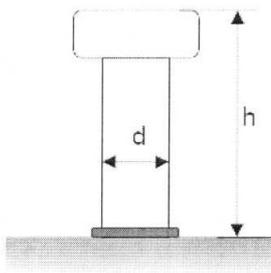
$$P_{Rd}^2 = \frac{0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}}}{\gamma_V}$$

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

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

EN 1994-2, 6.6.3.1

Essendo:



d : diametro del piolo

h_{sc}=h: altezza del piolo

f_u: resistenza ultima dell'acciaio del piolo (<=500 MPa)

f_{ck}: resistenza caratteristica cilindrica del cls

E_{cm}: 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	1185.45	58.2861	1633	0.73	0.04	SLU
C1_G1	15	454.46	-303.36	1225	0.37	0.25	SLU
C2_MEZZ	15	461.96	-285.69	1225	0.38	0.23	SLU
C2_G2	15	-15.06	-850.41	1225	0.01	0.69	SLU
C3_APP	20	1212.38	134.336	1633	0.74	0.08	SLU
C4_G3	15	287.97	34.8828	1225	0.24	0.03	SLU
C4_G4	15	651	-174.49	1225	0.53	0.14	SLU
C5_MEZZ	15	387	-420.93	1225	0.32	0.34	SLU
C6_G5	15	155	-653.05	1225	0.13	0.53	SLU
C6_G6	15	-14	-925.15	1225	0.01	0.76	SLU
C7_APP	20	1143	156.402	1633	0.70	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	825.03	18.0885	1633	0.51	0.01	SLE
C1_G1	15	310.09	-236.33	1225	0.25	0.19	SLE
C2_MEZZ	15	323.56	-219.72	1225	0.26	0.18	SLE
C2_G2	15	-8.21	-618.64	1225	0.01	0.51	SLE
C3_APP	20	846.11	74.6159	1633	0.52	0.05	SLE
C4_G3	15	138.54	-11.546	1225	0.11	0.01	SLE
C4_G4	15	461	-136.93	1225	0.38	0.11	SLE
C5_MEZZ	15	277	-314.38	1225	0.23	0.26	SLE
C6_G5	15	119	-472.89	1225	0.10	0.39	SLE
C6_G6	15	1	-657.56	1225	0.00	0.54	SLE
C7_APP	20	805	95.8061	1633	0.49	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	356.95	-43.503	1633	0.22	0.03	SLfatica
C1_G1	15	148.81	-122.69	1225	0.12	0.10	SLfatica
C2_MEZZ	15	162.38	-107.99	1225	0.13	0.09	SLfatica
C2_G2	15	46.40	-256.01	1225	0.04	0.21	SLfatica
C3_APP	20	354.93	-28.581	1633	0.22	0.02	SLfatica
C4_G3	15	12.52	-62.527	1225	0.01	0.05	SLfatica
C4_G4	15	202	-93.884	1225	0.16	0.08	SLfatica
C5_MEZZ	15	139	-153.99	1225	0.11	0.13	SLfatica
C6_G5	15	89	-203.37	1225	0.07	0.17	SLfatica
C6_G6	15	55	-270.71	1225	0.05	0.22	SLfatica
C7_APP	20	329	-24.464	1633	0.20	0.01	SLfatica

Per le verifiche 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:

$$\tau_{//} = \tau_{\text{anima}} \cdot t_{\text{anima}} / (2 \cdot t_{\text{saldatura}}) = 124,00 \cdot 20 / (2 \cdot 5,6) = 221,43 \text{ MPa} \leq \frac{f_{tk}}{\sqrt{3} \beta \gamma_{M2}} = 261 \text{ MPa}$$

Nella verifica precedente è stata utilizzata la tensione tangenziale massima (Sezione C3_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:

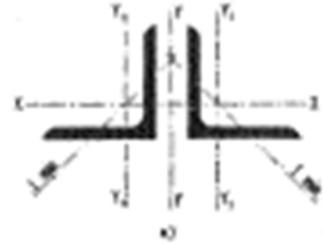
DIAFRAMMA INTEMEDIO	"RETICOLARE"
DIAFRAMMA D'APPOGGIO TRAVE	"AD ANIMA PIENA"

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 -					-165
Diagonale Esercizio SLU -					-223
Diagonale Sisma -					-166
Diagonale Esercizio SLE +					165
Diagonale Esercizio SLU +					223
Diagonale Sisma +					166
Briglia inferiore esercizio SLE -					-88
Briglia inferiore esercizio SLU -					-118
Briglia inferiore sisma -					-91
Briglia inferiore esercizio SLE +					268
Briglia inferiore esercizio SLU +					361
Briglia inferiore sisma +					268
Briglia superiore esercizio SLE -					-7
Briglia superiore esercizio SLU -					-10
Briglia superiore sisma -					-7
Briglia superiore esercizio SLE +					13
Briglia superiore esercizio SLU +					17
Briglia superiore sisma +					13
DATI ASTA RETICOLARE DIAGONALE					
Verifica					
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	2640	mm
Interasse dei collegamenti intermedi (L/3)			i	880	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	22	
Coefficiente ω (CNR tabella c)			ω ₁	1.05	
Ncritico singolo profilo			N _{cr,1}	1014	kN
lamda			λ	1.02	
alfa			α	0.34	
Fi			Φ	1.17	
coefficiente			X	0.58	
Resistenza all'instabilità			Nb,Rd,1	563	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	2640	mm
Snellezza asta composta			λ	46	
Snellezza equivalente (λ ₁ ² +λ ₂ ²) ^{1/2}			λ _{eq}	51	
Coefficiente ω (CNR tabella c)			ω ₂	1.34	
Ncritico asta composta			N _{cr,2}	1590	kN
lamda			λ	1.16	
alfa			α	0.34	
Fi			Φ	1.33	
coefficiente			X	0.50	
Resistenza all'instabilità			Nb,Rd,2	971	kN
VERIFICA ASTA					
N limite asta +				771	kN
N esterno +				223	kN
N critico minimo -				-563	kN
N esterno -				-223	kN
					Verifica soddisfatta
					Verifica soddisfatta

VERIFICA IMBOZZAMENTO		
RAPPORTI LARGHEZZA-SPESSORE DIAGONALE		
Fe =	510	h= 130 t= 12
fyk=	355	
h/t =	9.83	
limite (15 _e)	12.20	SEZIONE DI CLASSE 3 NON NECESSITA DI VERIFICA
Verifica dei bulloni (M27)		
N	massimo sforzo trasmesso (kN)	223
	eccentricità asse bulloni-asse profilo (m)	0.029
	interasse bulloni (m)	0.065
n _{b,min}	n° minimo di bulloni considerando 2 facce	1.54
n _b	n° minimo bulloni da disporre	2.00
Verifica a rifollamento		sp
		12
σ _{rif}	tensione di rifollamento (Mpa)	163.01
		< 275.09 MPa



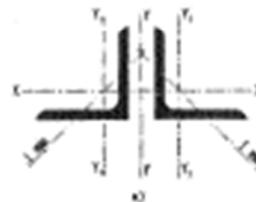
RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

DATI ASTA RETICOLARE BRIGLIA INFERIORE					
Verifica					SLU
ACCIAIO FE510 (fyk/γm1) (instabilità)	γm1	1.1	σa	322.73	Mpa
ACCIAIO FE510 (fyk/γm2) (frattura sezioni tese forat	γm2	1.25	σa	284.00	Mpa
Luce libera di inflessione			L	2630	mm
Interasse dei collegamenti intermedi (L/2)			i	1315	mm
Spazio netto tra i profili			Sx	16	mm
Coefficiente di riduzione dell 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)			An	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 _s	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			Nb,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)			npAn	4470	mm ²
Posizione baricentro asta rispetto asse y			cx	44.4	mm
Momento di inerzia dell'asta composta			np(Jy+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 _y ² +λ _z 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			Nb,Rd,2	785	kN
VERIFICA ASTA					
N limite asta +				635	kN
N esterno +				361	kN
N critico minimo -				-454	kN
N esterno -				-118	kN

VERIFICA IMBOZZAMENTO

RAPPORTI LARGHEZZA-SPESSORE DIAGONALE			
Fe =	510	h=	130
fyk=	355	t=	12
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)	361
	eccentricità asse bulloni-asse profilo (m)	0.029
	interasse bulloni (m)	0.065
n _{b,min}	n° minimo di bulloni considerando 2 facce	2.47
n _b	n° minimo bulloni da disporre	3.00

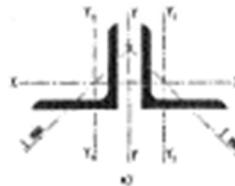


Verifica a rifollamento		
	sp	12
σ _{rif}	tensione di rifollamento (Mpa)	175.93

< 275.09 MPa

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

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			N _{b,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			N _{b,Rd,2}	328 kN	
VERIFICA ASTA					
N limite asta +				464 kN	
N esterno +				17 kN	Verifica soddisfatta
N critico minimo -				-328 kN	
N esterno -				-10 kN	Verifica soddisfatta
VERIFICA IMBOZZAMENTO					
RAPPORTI LARGHEZZA-SPESSORE DIAGONALE					
Fe =	510	h=	100	t=	10
fyk =	355				
h/t =	9.00				
limite (15c)	12.20	SEZIONE DI CLASSE 3 NON NECESSITA DI VERIFICA			
Verifica dei bulloni (M27)					
N	massimo sforzo trasmesso (kN)			17	
	eccentricità asse bulloni-asse profilo (m)			0.022	
	interasse bulloni (m)			0.065	
n _{b,min}	n° minimo di bulloni considerando 2 facce			0.11	
n _b	n° minimo bulloni da disporre			2.00	
Verifica a rifollamento					
			sp	10	
σ _{rif}	tensione di rifollamento (Mpa)			14.91	
		<	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)			1.8000		
Larghezza piattabanda superiore	Bpe (m)			0.4000		
Spessore piattabanda superiore	Spe (m)			0.0200		
Larghezza piattabanda inferiore	Bpi (m)			0.4000		
Spessore piattabanda inferiore	Spi (m)			0.0200		
Spessore anima	Sa (m)			0.0200		
Altezza anima	Ha (m)			1.7600		
Area della sezione	Aa (m ²)			0.0512		
Momento statico lembo inferiore	Sai (m ³)			0.0461		
Dist. baric. lembo inferiore	Dagi (m)			0.9000		
Dist. baric. lembo superiore	Dage (m)			0.9000		
Momento d'inerzia baricentrico X	Jgx (m ⁴)			0.0218		
Modulo di resist. lembo super.	Wae (m ³)			0.0242		
Modulo di resist. lembo infer.	Wai (m ³)			0.0242		
Momento statico al lembo sup. anima	Sae (m ³)			0.0071		
Momento statico al lembo inf. anima	Sai (m ³)			0.0071		
Momento statico asse Y	Svi (m ³)			0.0102		
Dist. baric. asse Y	Dvgi (m)			0.2000		
Momento d'inerzia baricentrico Y	Jgy (m ⁴)			0.0015		
Riepilogo sollecitazioni (SLU)						
Sforzo normale	max	N (kN)		0		
	min	N (kN)				
Sforzo di taglio	max	T (kN)		287		
	min	T (kN)		0		
Momento flettente	max	M (kNm)		0		
	min	M (kNm)		947		
Verifiche delle sezioni (SLU)				Tensioni di calcolo		
tensione nor.le piattabanda sup.	σ ala sup.	MPa	-39.17	< fyd =	338.10	MPa
tensione nor.le piattabanda inf.	σ ala inf.	MPa	39.17	< fyd =	338.10	MPa
tensione tang.le bar. anima	τ anima baric.	MPa	7.97	< ftyd =	195.20	MPa
tensione nor.le attacco anima-piatt. sup.	σ anima sup.	MPa	-38.30	< fyd =	338.10	MPa
tensione tang.le attacco anima-piatt. sup.	τ anima sup.	MPa	0.23	< ftyd =	195.20	MPa
tensione ideale attacco anima-piatt. sup.	σ id sup.	MPa	38.30	< fyd =	338.10	MPa
tensione nor.le attacco anima-piatt. inf.	σ anima inf.	MPa	38.30	< fyd =	338.10	MPa
tensione tang.le attacco anima-piatt. inf.	τ anima inf.	MPa	0.23	< ftyd =	195.20	MPa
tensione ideale attacco anima-piatt. inf.	σ id inf.	MPa	-38.30	< 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)	39.17	
n_b	n° bulloni allineati	4	
A*	area netta (mm ²)	5720	
σ_{es}^*	massima tensione netta (Mpa)	54.78	
N	massimo sforzo trasmesso (kN)	313	
$n_{b,min}$	n° minimo di bulloni considerando 2 facce	2.03	
n_b	n° minimo bulloni da disporre	3	
coprigiunto piattabande inferiori			
		sp	
sp	spessore profilo	12	
sp	spessore piattabanda	20	
σ_{rif}	tensione di rifollamento (Mpa)	152.70	< 275.1 MPa
σ_{rif}	tensione di rifollamento piattabanda (MPa)	183.24	< 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)	-39.17	
n_b	n° bulloni allineati	2	
A*	area netta (mm ²)	6860	
σ_{es}^*	massima tensione netta (Mpa)	-45.68	
N	massimo sforzo trasmesso (kN)	313	
$n_{b,min}$	n° minimo di bulloni considerando 2 facce	2.53	
n_b	n° minimo bulloni da disporre	3	
coprigiunto piattabande superiori			
		sp	
sp	spessore coprigiunto	14	
sp	spessore piattabanda	20	
σ_{rif}	tensione di rifollamento (Mpa)	130.89	< 275.1 MPa
σ_{rif}	tensione di rifollamento piattabanda (MPa)	183.24	< 275.1 MPa
Ac	area netta coprigiunti (mm ²)	7042	> A*
anime			
	Tipologia		
	Giunto	G1	
h	altezza anima (mm)	1760	
t_w	spessore anima (mm)	20	
d	distanza bulloni esterni coprigiunto (mm)	1260	
A	area lorda (mm ²)	35200	
σ_{es}	massima tensione assiale (Mpa)	38.30	
σ_{es}	minima tensione assiale (Mpa)	-38.30	
x	distanza asse neutro lembo compresso	880	
τ_{es}	tensione tangenziale media (Mpa)	0.23	
n_b	n° bulloni allineati (verticalmente)	20	
n_b	n° file di bulloni (da un lato del giunto)	2	
A*	area netta (mm ²)	23800	
M	momento agente su mezza porzione di coprigiunto (kNm)	396	
V	taglio agente sul giunto (kN)	8	
Tv	azione su un bullone (una faccia) (kN) dovuta al taglio V	0.10	
T _M	azione su un bullone (una faccia) (kN) dovuta al momento	22.96	
Vf	taglio vettoriale su un bullone (una faccia) (kN)	22.96	< 77 kN
coprigiunto anime			
		sp	
	spessore coprigiunto	16	
	spessore anima	20	
σ_{rif}	tensione di rifollamento coprigiunto (Mpa)	50.35	< 275.1 MPa
σ_{rif}	tensione di rifollamento anima (Mpa)	80.56	< 275.1 MPa
Ac	area netta coprigiunti (mm ²)	24160	> A*

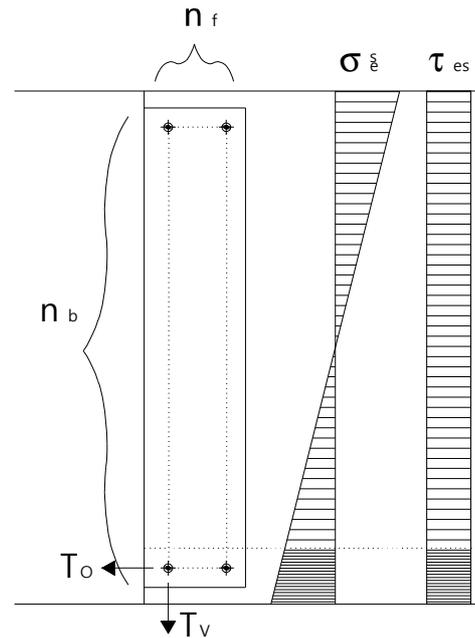
dove:

$$\begin{aligned}\sigma_{es*} &= \sigma_{es} \times A/A^* \leq 338.10 \text{ MPa} \\ N &= \sigma_{es} \times A/A^* \\ n_{b,min} &= N / (2 \cdot V_{f,o}) \leq n_b \\ \sigma_{rif} &= N / (2 \cdot n_b \cdot d_{foro} \cdot s_p) < \sigma_{b,Rd} = 275 \text{ MPa (con } d_{foro} = 28.5 \text{ mm)}\end{aligned}$$

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

Dove:

$$\begin{aligned}\tau_{es*} &= \tau_{es} \times A/A^* \\ T_v &= \tau_{es} \times A / [2(n_b \times n_f)] \\ T_o &\cong \sigma_{es} \times A / [(n_b + 1) \times n_f] / 2 \\ V_f &= (T_v^2 + T_o^2)^{0.5} \leq V_{f,o} \\ \sigma_{rif} &< \sigma_{b,Rd} = 275 \text{ MPa}\end{aligned}$$



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

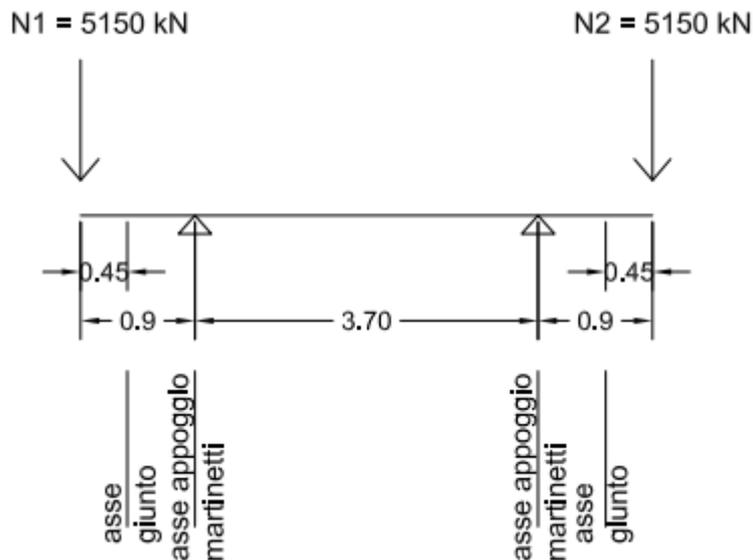
VERIFICA DI STABILITA' A FLESSIONE PANNELLO D'ANIMA DIAFRAMMA DI ALTEZZA MEDIA (IMBOZZAMENTO)

VERIFICA ALL'IMBOZZAMENTO DEI PANNELLI D'ANIMA DIAFRAMMA PIENO APPOGGIO						
RAPPORTI LARGHEZZA-SPESSORE						
S	355	Bpe (m)	0.400	Spe (m)	0.020	
f _{yd} =	322.73	Ha (m)	1.760	Sa (m)	0.020	
b/t =	88.00		(CNR10011 7.2.6.2)			
limite	47.38	b/t>limite	occorre fare verifica ad imbozzamento CNR10011			
VERIFICA ALL'IMBOZZAMENTO DEI PANNELLI D'ANIMA DIAFRAMMA PIENO APPOGGIO						
σ ₁ (+)	28.37	N/mm ²	Tensione di trazione all'intradosso ala superiore (SLE)			
σ ₂ (-)	-28.37	N/mm ²	Tensione di compressione all'estradosso ala inferiore (SLE)			
N	0.00	kN	Sforzo normale			
T	212.59	kN	Taglio			
A=	57	cm ²	Area irrigidimento (19*3)			
i	165	cm	Interasse irrigidimenti verticali			
α	0.94		Interasse degli irrigidimenti verticali / Altezza dell'anima			
Ψ	-1.00		Coefficiente che definisce la legge di variazione della σ			
k _σ	23.90		Coefficiente d'imbozzamento			
k _τ	10.08		Coefficiente d'imbozzamento			
σ _{cr,o}	24.04	N/mm ²	Tensione di riferimento			
σ _{cr}	574.66	N/mm ²	Tensione critica normale			
τ _{cr}	242.27	N/mm ²	Tensione critica tangenziale			
σ ₁	28.37	N/mm ²	Tensione massima normale nell'anima			
τ ₁	3.73	N/mm ²	Tensione media di taglio nell'anima			
τ ₂	0	N/mm ²	Tensione di taglio derivante dalla torsione			
τ _{tot}	3.73	N/mm ²	Tensione tangenziale complessiva			
σ _{cr,id}	58.16	N/mm ²	Tensione di confronto			
σ _{cr,red}	58.16	N/mm ²	Tensione di confronto ridotta nel caso in cui σ _{cr,id} >0,8*fd			
σ _{ideale}	29.09	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.



Diaframma in corrispondenza della pila P2

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:

$$M = 1.35 \cdot 5150 \cdot 0.9 = 6258 \text{ kNm}$$

$$T = 1.35 \cdot 5150 = 6953 \text{ kN}$$

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

Le sollecitazioni sono le seguenti:

$$M = 1.35 \cdot 5150 \cdot 0.45 = 3129 \text{ kNm}$$

$$T = 1.35 \cdot 5150 = 6953 \text{ kN}$$

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

SEZIONE IN CORRISPONDENZA DEI MARTINETTI						
Caratteristiche delle travi in acciaio						
Altezza trave totale	Htr (m)			1.8000		
Larghezza piattabanda superiore	Bpe (m)			0.4000		
Spessore piattabanda superiore	Spe (m)			0.0200		
Larghezza piattabanda inferiore	Bpi (m)			0.4000		
Spessore piattabanda inferiore	Spi (m)			0.0200		
Spessore anima	Sa (m)			0.0200		
Altezza anima	Ha (m)			1.7600		
Area della sezione	Aa (m ²)			0.0512		
Momento statico lembo inferiore	Sai (m ³)			0.0461		
Dist. baric. lembo inferiore	Dagi (m)			0.9000		
Dist. baric. lembo superiore	Dage (m)			0.9000		
Momento d'inerzia baricentrico X	Jgx (m ⁴)			0.0218		
Modulo di resist. lembo super.	Wae (m ³)			0.0242		
Modulo di resist. lembo infer.	Wai (m ³)			0.0242		
Momento statico al lembo sup. anima	Sae (m ³)			0.0071		
Momento statico al lembo inf. anima	Sai (m ³)			0.0071		
Momento statico asse Y	Svi (m ³)			0.0102		
Dist. baric. asse Y	Dvgi (m)			0.2000		
Momento d'inerzia baricentrico Y	Jgy (m ⁴)			0.0015		
Riepilogo sollecitazioni (SLU)						
Sforzo normale	max	N (kN)		0		
	min	N (kN)				
Sforzo di taglio	max	T (kN)		6953		
	min	T (kN)				
Momento flettente	max	M (kNm)				
	min	M (kNm)		6257		
Verifiche delle sezioni (SLU)				Tensioni di calcolo		
tensione nor.le piattabanda sup.	$\sigma_{ala\ sup.}$	MPa	-258.80	< fyd =	338.10	MPa
tensione nor.le piattabanda inf.	$\sigma_{ala\ inf.}$	MPa	258.80	< fyd =	338.10	MPa
tensione tang.le bar. anima	$\tau_{anima\ baric.}$	MPa	193.13	< ftyd =	195.20	MPa
tensione nor.le attacco anima-piatt. sup.	$\sigma_{anima\ sup.}$	MPa	-253.05	< fyd =	338.10	MPa
tensione tang.le attacco anima-piatt. sup.	$\tau_{anima\ sup.}$	MPa	5.69	< ftyd =	195.20	MPa
tensione ideale attacco anima-piatt. sup.	$\sigma_{id\ sup.}$	MPa	253.43	< fyd =	338.10	MPa
tensione nor.le attacco anima-piatt. inf.	$\sigma_{anima\ inf.}$	MPa	253.05	< fyd =	338.10	MPa
tensione tang.le attacco anima-piatt. inf.	$\tau_{anima\ inf.}$	MPa	5.69	< ftyd =	195.20	MPa
tensione ideale attacco anima-piatt. inf.	$\sigma_{id\ inf.}$	MPa	-253.43	< 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)	0.020	
f _{yd} =	322.73	Ha (m)	1.760	Sa (m)	0.020	
b/t =	88.00		(CNR10011 7.2.6.2)			
limite	47.38	b/t>limite	occorre fare verifica CNR10011			
VERIFICA ALL'IMBOZZAMENTO DEI PANNELLI D'ANIMA DIAFRAMMA PIENO IN CORRISPONDENZA MARTINETTO						
$\sigma_1(+)$	187.44	N/mm ²	Tensione di trazione all'intradosso ala superiore (SLE)			
$\sigma_2(-)$	-187.72	N/mm ²	Tensione di compressione all'estradosso ala inferiore (SLE)			
N	0.00	kN	Sforzo normale			
T	5150.00	kN	Taglio			
A=	57	cm ²	Area irrigidimento (19*3)			
i	165	cm	Interasse irrigidimenti verticali			
α	0.94		Interasse degli irrigidimenti verticali / Altezza dell'anima			
Ψ	-1.00		Coefficiente che definisce la legge di variazione della σ			
k _{σ}	23.90		Coefficiente d'imbozzamento			
k _{τ}	10.08		Coefficiente d'imbozzamento			
$\sigma_{cr,o}$	24.04	N/mm ²	Tensione di riferimento			
σ_{cr}	574.66	N/mm ²	Tensione critica normale			
τ_{cr}	242.27	N/mm ²	Tensione critica tangenziale			
σ_1	187.44	N/mm ²	Tensione massima normale nell'anima			
τ_1	90.35	N/mm ²	Tensione media di taglio nell'anima			
τ_2	0	N/mm ²	Tensione di taglio derivante dalla torsione			
τ_{tot}	90.35	N/mm ²	Tensione tangenziale complessiva			
$\sigma_{cr,id}$	391.49	N/mm ²	Tensione di confronto			
$\sigma_{cr,red}$	299.71	N/mm ²	Tensione di confronto ridotta nel caso in cui $\sigma_{cr,id} > 0,8 \cdot f_d$			
σ_{ideale}	244.18	N/mm ²	Tensione ideale di imbozzamento			
β_v	1.20					
	1.23		Valore di riferimento per la verifica all'imbozzamento			
1.23	>	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)			1.8000		
Larghezza piattabanda superiore	Bpe (m)			0.4000		
Spessore piattabanda superiore	Spe (m)			0.0200		
Larghezza piattabanda inferiore	Bpi (m)			0.4000		
Spessore piattabanda inferiore	Spi (m)			0.0200		
Spessore anima	Sa (m)			0.0200		
Altezza anima	Ha (m)			1.7600		
Area della sezione	Aa (m ²)			0.0512		
Momento statico lembo inferiore	Sai (m ³)			0.0461		
Dist. baric. lembo inferiore	Dagi (m)			0.9000		
Dist. baric. lembo superiore	Dage (m)			0.9000		
Momento d'inerzia baricentrico X	Jgx (m ⁴)			0.0218		
Modulo di resist. lembo super.	Wae (m ³)			0.0242		
Modulo di resist. lembo infer.	Wai (m ³)			0.0242		
Momento statico al lembo sup. anima	Sae (m ³)			0.0071		
Momento statico al lembo inf. anima	Sai (m ³)			0.0071		
Momento statico asse Y	Svi (m ³)			0.0102		
Dist. baric. asse Y	Dvgi (m)			0.2000		
Momento d'inerzia baricentrico Y	Jgy (m ⁴)			0.0015		
Riepilogo sollecitazioni (SLU)						
Sforzo normale	max	N (kN)		0		
	min	N (kN)				
Sforzo di taglio	max	T (kN)		6953		
	min	T (kN)				
Momento flettente	max	M (kNm)				
	min	M (kNm)		3129		
Verifiche delle sezioni (SLU)				Tensioni di calcolo		
tensione nor.le piattabanda sup.	$\sigma_{ala\ sup.}$	MPa	-129.41	< fyd =	338.10	MPa
tensione nor.le piattabanda inf.	$\sigma_{ala\ inf.}$	MPa	129.41	< fyd =	338.10	MPa
tensione tang.le bar. anima	$\tau_{anima\ baric.}$	MPa	193.13	< ftyd =	195.20	MPa
tensione nor.le attacco anima-piatt. sup.	$\sigma_{anima\ sup.}$	MPa	-126.54	< fyd =	338.10	MPa
tensione tang.le attacco anima-piatt. sup.	$\tau_{anima\ sup.}$	MPa	5.69	< ftyd =	195.20	MPa
tensione ideale attacco anima-piatt. sup.	$\sigma_{id\ sup.}$	MPa	127.30	< fyd =	338.10	MPa
tensione nor.le attacco anima-piatt. inf.	$\sigma_{anima\ inf.}$	MPa	126.54	< fyd =	338.10	MPa
tensione tang.le attacco anima-piatt. inf.	$\tau_{anima\ inf.}$	MPa	5.69	< ftyd =	195.20	MPa
tensione ideale attacco anima-piatt. inf.	$\sigma_{id\ inf.}$	MPa	-127.30	< 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)	129.41	
n_b	n° bulloni allineati	4	
A*	area netta (mm ²)	5720	
σ_{es}^*	massima tensione netta (Mpa)	181.00	
N	massimo sforzo trasmesso (kN)	1035	
$n_{b,min}$	n° minimo di bulloni considerando 2 facce	6.72	
n_b	n° minimo bulloni da disporre	7	
coprigiunto piattabande inferiori			
		sp	
sp	spessore profilo	12	
sp	spessore piattabanda	20	
σ_{rif}	tensione di rifollamento (Mpa)	216.23	< 275.1 MPa
σ_{rif}	tensione di rifollamento anima (Mpa)	259.48	< 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)	-129.41	
n_b	n° bulloni allineati	2	
A*	area netta (mm ²)	6860	
σ_{es}^*	massima tensione netta (Mpa)	-150.92	
N	massimo sforzo trasmesso (kN)	1035	
$n_{b,min}$	n° minimo di bulloni considerando 2 facce	6.72	
n_b	n° minimo bulloni da disporre	7	
coprigiunto piattabande superiori			
		sp	
sp	spessore coprigiunto	14	
sp	spessore piattabanda	20	
σ_{rif}	tensione di rifollamento (Mpa)	185.34	< 275.1 MPa
σ_{rif}	tensione di rifollamento piattabanda (Mpa)	259.48	< 275.1 MPa
Ac	area netta coprigiunti (mm ²)	7042	> A*
anime			
	Tipologia		
	Giunto	G1	
h	altezza anima (mm)	1760	
t_w	spessore anima (mm)	20	
d	distanza bulloni esterni coprigiunto (mm)	1260	
A	area lorda (mm ²)	35200	
σ_{es}	massima tensione assiale (Mpa)	126.54	
σ_{es}	minima tensione assiale (Mpa)	-126.54	
x	distanza asse neutro lembo compresso	880	
τ_{es}	tensione tangenziale media (Mpa)	5.69	
n_b	n° bulloni allineati (verticalmente)	20	
n_b	n° file di bulloni (da un lato del giunto)	2	
A*	area netta (mm ²)	23800	
M	momento agente su mezza porzione di coprigiunto (kNm)	1318	
V	taglio agente sul giunto (kN)	200	
T _v	azione su un bullone (una faccia) (kN) dovuta al taglio V	2.50	
T _M	azione su un bullone (una faccia) (kN) dovuta al momento	76.42	
V _f	taglio vettoriale su un bullone (una faccia) (kN)	76.46	< 77 kN
coprigiunto anime			
		sp	
	spessore coprigiunto	16	
	spessore anima	20	
σ_{rif}	tensione di rifollamento coprigiunto (Mpa)	167.67	< 275.1 MPa
σ_{rif}	tensione di rifollamento anima (Mpa)	268.27	< 275.1 MPa
Ac	area netta coprigiunti (mm ²)	24160	> A*

STABILITÀ DEGLI IRRIGIDIMENTI TRASVERSALI IN CORRISPONDENZA DEI MARTINETTI

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

	SPA-SPB
Scarico-SLU (kN) su ogni allineamento	14000
n. martinetti	2
martinetto (kN)	7000

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

$N = 7000 \text{ kN}$ 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:

$t_s = 30 \text{ mm}$ spessore irrigidimento centrale

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

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

$t_w = 25 \text{ mm}$ spessore anima

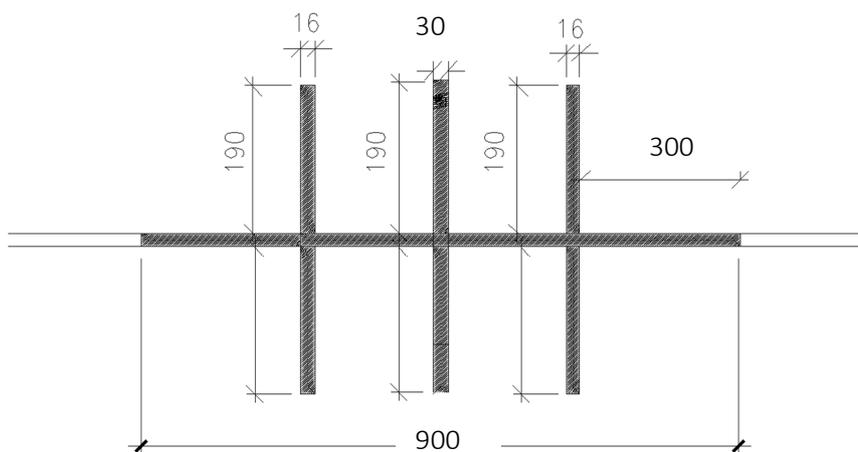


Figura – Sezione dell'irrigidimento utilizzata nelle verifiche

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

$A = 45.62 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$	area della sezione
$J = 33.12 \cdot 10^7 \text{ mm}^4$	momento d'inerzia
$i = 85 \text{ mm}$	giratore d'inerzia
$L_0 = 1760 \text{ mm}$	luce libera d'inflessione (h_{anima})
$\lambda = 21$	snellezza dell'irrigidimento
$\omega_{Fe510,c}(\lambda = 21) = 1.02$	coefficiente ω
$N_{RD} = f_{yd} \cdot A / \omega = 355 / 1.25 \cdot 45.62 / 1.02 = 12700 \text{ kN}$	massimo sforzo resistente

Essendo la portata in corrispondenza del martinetto ($\approx 7000 \text{ kN}$) 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:

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

Essendo:

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

$hs = 190 \text{ mm}$ larghezza di ciascun piatto costituente la nervatura;

$ts = 30 \text{ mm}$ spessore piatto;

$f_y = 355 \text{ MPa}$ tensione di snervamento.

In definitiva avremo:

$$190/30 < 15 \cdot (235/355)^{1/2} \rightarrow 6.33 < 12.15$$

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 = 12 mm)

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

$$t_{\text{saldatura}} = 0.7 \cdot L = 8.4 \text{ mm}$$

Le massime tensioni indotte sulla saldatura sono:

$$\tau_{\perp} = \tau_{\text{anima}} \cdot t_{\text{anima}} / (2 \cdot t_{\text{saldatura}}) = 193.13 \cdot 20 / (2 \cdot 8.4) = 229.92 \text{ MPa} \leq \frac{f_{tk}}{\sqrt{3} \beta \gamma_{M2}} = 265 \text{ MPa}$$

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 1875 mm nelle campate esterne e 2000 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 650 mm dall'estradosso della piattabanda superiore. In corrispondenza degli appoggi sono disposti sempre su una fila ad una distanza pari a 1300 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):

$$\alpha = a/h_w = 2000/1740 = 1.15$$

$$\Psi = \sigma_2/\sigma_1 = -1.18$$

$$\delta = A_L/(h_w \cdot t_w) = (190 \cdot 20)/(1740 \cdot 16) = 0.14$$

$$\eta_1 = h_1/h_w = 630/1740 = 0.37$$

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

$$I_{min,L} = 0.15 \times 1.0 \times 7 \times 1740 \times 16^3 = 7\,483\,392 \text{ mm}^4$$

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

1 Irrigidimento longitudinale con irrigidimenti trasversali in appoggio

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

$$\alpha = a/h_w = 2000/1640 = 1.22$$

$$\Psi = \sigma_2/\sigma_1 = -1.18$$

$$\delta = A_L/(h_w \cdot t_w) = (190 \cdot 20)/(1640 \cdot 20) = 0.12$$

$$\eta_1 = h_1/h_w = 1220/1640 = 0.74$$

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

$$I_{\min,L} = 0.15 \times 1.0 \times 7 \times 1640 \times 20^3 = 13\,776\,000 \text{ mm}^4$$

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

Irrigidimenti trasversali di campata

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

$$\alpha = a/hw = 2000/1740 = 1.15$$

$$\gamma_r^* = 46$$

$$I_{\min,T} = 0.15 \times 46 \times 1740 \times 16^3 = 49\,176\,576 \text{ mm}^4$$

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

Irrigidimenti trasversali di appoggio su spalla

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

$$\alpha = a/hw = 2000/1640 = 1.22$$

$$\gamma_r^* = 36$$

$$I_{\min,T} = 0.15 \times 36 \times 1640 \times 20^3 = 70\,848\,000 \text{ mm}^4$$

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

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.

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

$$T = L_{\max} \times q_v = 4.00 \times 5.00 = 20 \text{ kN} \quad \text{taglio massimo all'appoggio}$$

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

$$L_{\max} = 4.00 \text{ m} \quad \text{passo controventi}$$

$$N = T / [\cos(\arctan(4.00/5.50))] = 24.80 \text{ kN} \quad \text{sforzo normale nell'asta (trazione)}$$

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)

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

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

$$T_b = \sqrt{(N/2)^2 + (N \cdot e/i)^2} = 27.74 \text{ kN} \quad \text{taglio su 1 bullone}$$

$$\tau = T_b/A_{\text{res}} = 113.18 \text{ MPa} < 0.5 \cdot f_{tb} / \gamma_{M2} = 320 \text{ MPa} \quad \text{tensione tangenziale (classe 8.8 } A_{\text{res}}=245 \text{ mm}^2)$$

$$\sigma_{\text{rif}} = N / (2 \cdot 21 \cdot 8) = 73.80 \text{ MPa} \leq 230 \text{ MPa} \quad \text{tensione rifollamento}$$

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

$$N = N_{\max} = 24.80 \text{ kN} \quad \text{-carico massimo sul controvento}$$

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

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

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

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

$$\sigma_{\perp} = N / A_{\text{saldatura}} = 18.46 \text{ MPa} \leq \frac{f_{tk}}{\beta \gamma_{M2}} = 453 \text{ MPa}$$

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_{e2});
- variazione termica uniforme pari a 27°C, con effetto sia in allungamento sia un accorciamento (d_{e3});
- azione sismica con moto asincrono delle due spalle (d_E).

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

- combinazione statica: $d_{tot,stat} = d_{e2} \pm d_{e3}$;
- combinazione sismica: $d_{tot,sisma} = 0.5 \cdot d_{e2} \pm 0.5 \cdot d_{e3} \pm d_E$.

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:

$$d_{e3,exp} = 0.000012 \times (47^\circ) \times 1000 = + 0.56 \text{ mm/ml}$$

$$d_{e3,con} = 0.000012 \times (50^\circ) \times 1000 = + 0.60 \text{ mm/ml}$$

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

$$d_{e2,con} = 0.000010 \times (-34^\circ) \times 1000 \approx - 0.34 \text{ mm/ml}$$

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	-70	+39.2	-65.8	+173.6	-186.9	± 154
	P1	-40	+22.4	-37.6	+165.2	-172.8	± 154
Fisso	P2	0.00	0.00	0.00	+154	-154	± 154
	P3	+40	+22.4	-37.6	+165.2	-172.8	± 154
	SPB	+70	+39.2	-65.8	+173.6	-186.9	± 154

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:

$$d_{ri} = \varepsilon_r L_i = 0.62 \cdot 140 = 86.8 \text{ mm} \leq d_g \sqrt{2}$$

con:

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

Dove:

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

$L_i = 140 \text{ m}$ 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:

$$SRSS = -\sqrt{186.9^2 + 86.8^2} = -207 \text{ mm} < 350 \text{ mm} \text{ (escursione di progetto dell'apparecchio)}$$

$$SRSS = +\sqrt{173.6^2 + 86.8^2} = +195 \text{ mm} < 350 \text{ mm} \text{ (escursione di progetto dell'apparecchio)}$$

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	-70.6	+39.6	-66.36	+74.8	-88.18	± 55
	Giunto SPB	+70.6	+39.6	-66.36	+74.8	-88.18	± 55

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:

$$d_{ri} = \epsilon_r L_i = 0.066 \cdot 140 = 9.24 \text{ mm} \leq d_g \sqrt{2}$$

con:

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

Dove:

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

$L_i = 140 \text{ m}$ 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:

$$e_T = \pm \sqrt{55^2 + 9.24^2} = \pm 55.77 \text{ mm} \quad \text{-giunto SPA/SPB} \quad \text{trasversale}$$

$$e_L = -\sqrt{88.18^2 + 9.24^2} = -88.67 \text{ mm} \quad \text{-giunto SPA/SPB} \quad \text{longitudinale}$$

$$e_L = +\sqrt{74.8^2 + 9.24^2} = +75.37 \text{ mm} \quad \text{-giunto SPA/SPB} \quad \text{longitudinale}$$

Si adotta un giunto con un'escursione totale pari a 200 mm in direzione longitudinale e 120 in direzione trasversale.

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:

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

allin.to		distanza dal fisso (m)	Escursione long. unilaterale statica		Escursione long. unilaterale sismica allo SLV	
			Allung.	Accorc.	Allung.	Accorc.
	Giunto SPA	-70.6	+39.6	-66.36	+146.8	-161.68
	Giunto SPB	+70.6	+39.6	-66.36	+146.8	-161.68

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:

$$d_{ri} = \epsilon_r L_i = 0.456 \cdot 140 = 63.84 \text{ mm} \leq d_g \sqrt{2}$$

con:

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

Dove:

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

$L_i = 140 \text{ m}$ 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:

$$eL = -\sqrt{161.68^2 + 63.84^2} = -173.83 \text{ mm} \quad \text{-giunto SPA/SPB longitudinale}$$

$$eL = +\sqrt{146.8^2 + 63.84^2} = +160.08 \text{ mm} \quad \text{-giunto SPA/SPB longitudinale}$$

Il varco minimo è pari a:

$$v = eL / 2 + 20 \text{ mm} \approx 190 \text{ mm} \quad \text{-giunto SPA/SPB}$$

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	-837	0	0	-837	0	0
Carichi mobili_Nmax	-1328	0	0	-554	0	0
Frenatura	0	74	0	0	74	0
Vento	-116	0	134	116	0	134
Sisma	-225	470	352	225	470	352
SPALLA "B"						
	App_01			App_02		
	Vert.	Long.	Trasv.	Vert.	Long.	Trasv.
SLE_II	-2242	0	89	-1314	0	89
SLE_III	-1923	74	89	-1180	74	89
STR_II	-3027	0	121	-1773	0	121
STR_III	-2596	100	121	-1593	100	121
SISMA 1	-905	470	106	-770	470	106
SISMA 2	-905	141	352	-770	141	352
SISMA 3	-1062	141	106	-612	141	106
SPALLA "B"						
	APPOGGIO 01			APPOGGIO 02		
	R (kN)	HI (kN)	Ht (kN)	R (kN)	HI (kN)	Ht (kN)
SLE	-2242	74	89	-2242	74	89
SLU	-3027	100	121	-3027	100	121
SISMICA	-1062	470	352	-1062	470	352
PILA "1" e "3"						
Carichi	App_01			App_02		
	Vert.	Long.	Trasv.	Vert.	Long.	Trasv.
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
Permanenti	-2988	0	0	-2988	0	0
Carichi mobili_Nmax	-2249	0	0	-895	0	0
Frenatura	0	74	0	0	74	0
Vento	-185	0	173	185	0	173
Sisma	-438	460	472	438	690	472
PILA "1" e "3"						
	App_01			App_02		
	Vert.	Long.	Trasv.	Vert.	Long.	Trasv.
SLE_II	-5360	0	115	-3760	0	115
SLE_III	-4819	74	115	-3544	74	115
STR_II	-7236	0	156	-5076	0	156
STR_III	-6506	100	156	-4785	100	156
SISMA 1	-3119	460	142	-2857	690	142
SISMA 2	-3119	138	472	-2857	207	472
SISMA 3	-3426	138	142	-2550	207	142
PILA "1" e "3"						
	APPOGGIO 01			APPOGGIO 02		
	R (kN)	HI (kN)	Ht (kN)	R (kN)	HI (kN)	Ht (kN)
SLE	-5360	74	115	-5360	74	115
SLU	-7236	100	156	-7236	100	156
SISMICA	-3426	460	472	-3426	690	472

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:

fpp	peso proprio della struttura metallica e della soletta dell'impalcato;
fperm	peso delle opere di finitura;
fritiro	effetti del ritiro della soletta ed effetto viscoso;
0.25*facc	effetti del traffico veicolare.

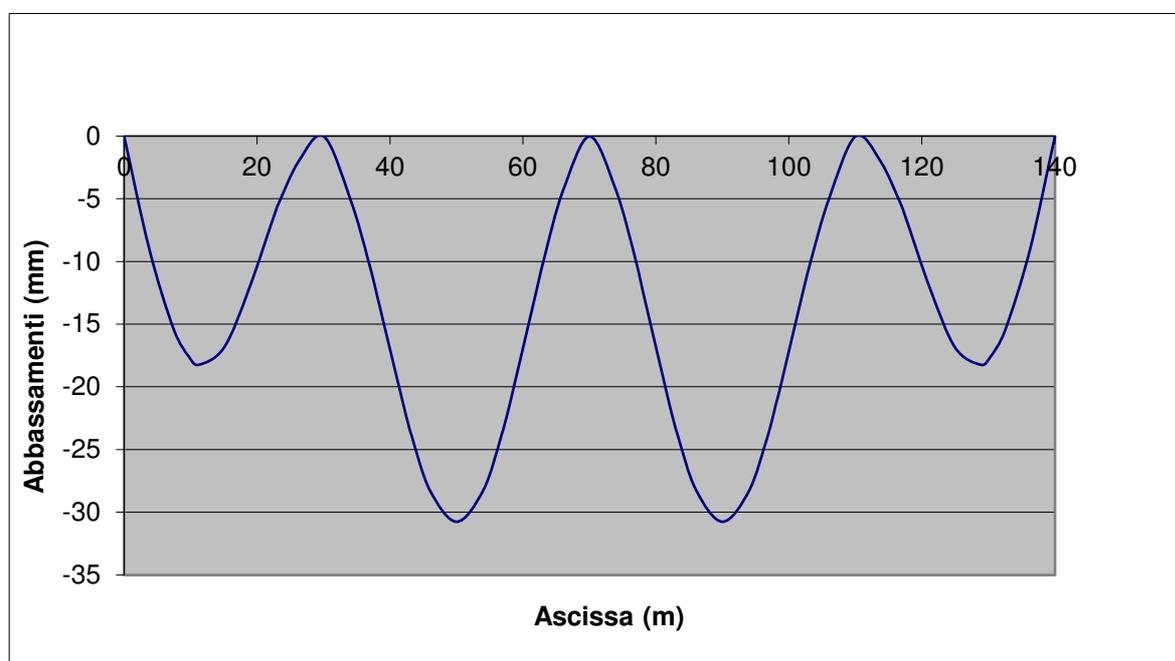


Fig. 13.1 – Abbassamenti verticali per il peso proprio della struttura (acciaio+ soletta)

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

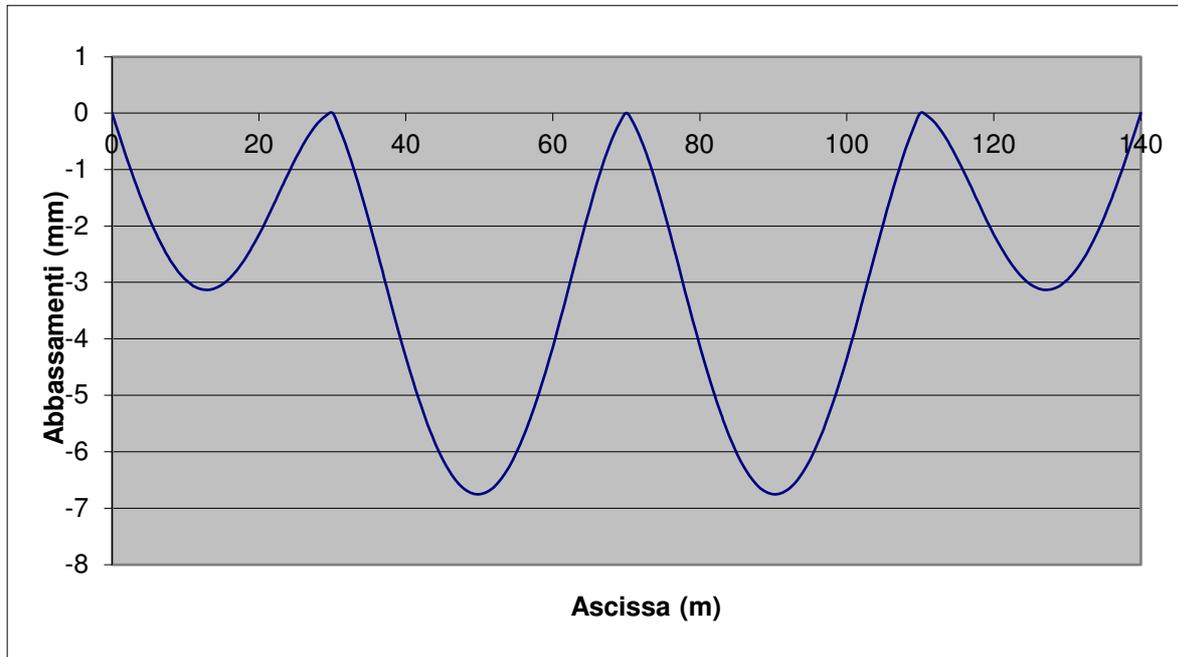


Fig. 13.2 – Abbassamenti verticali per il peso delle finiture

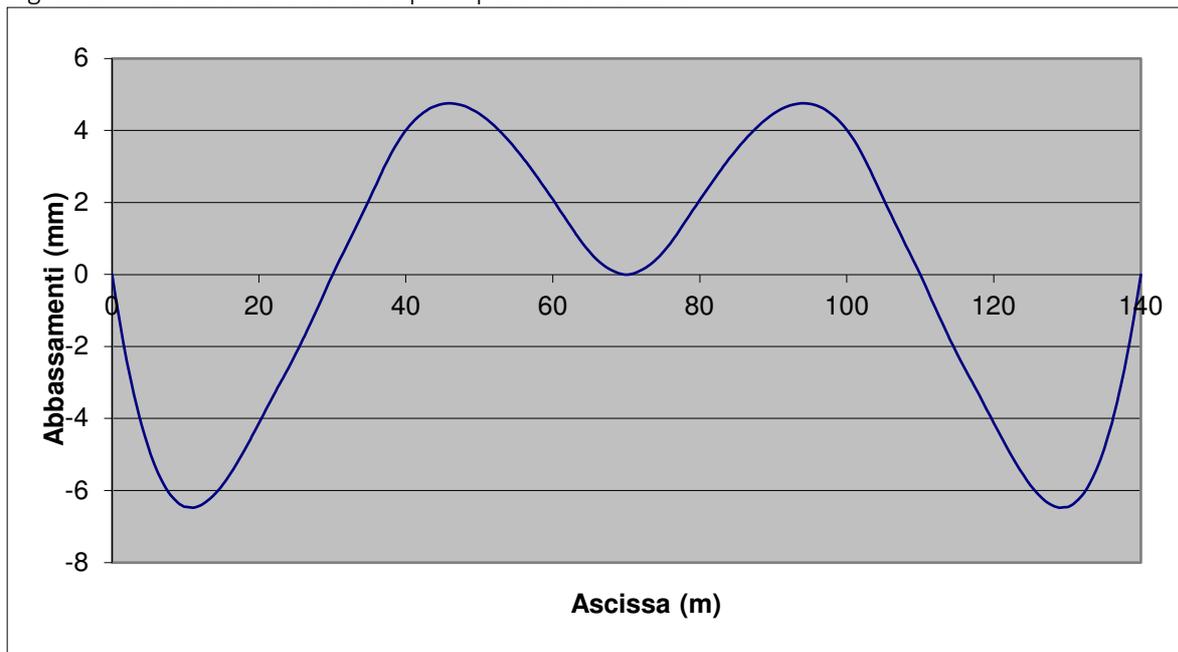


Fig. 13.3 – Abbassamenti verticali per gli effetti del ritiro della soletta ed effetti viscosi

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

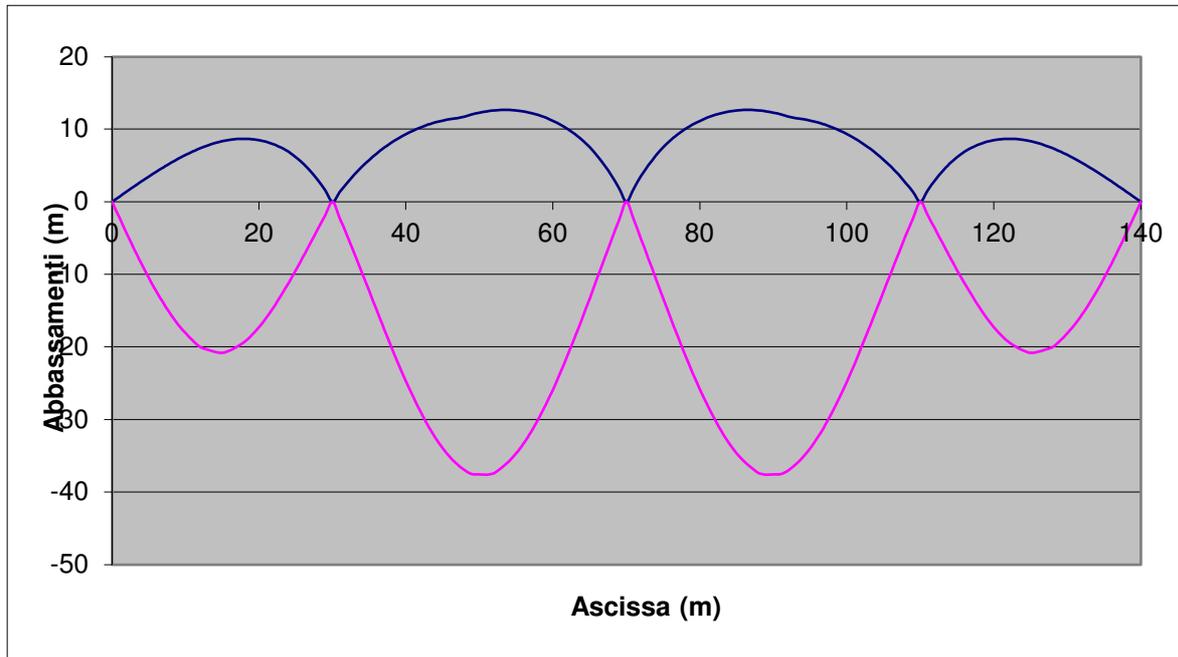


Fig. 13.4 – Abbassamenti verticali per gli effetti dei carichi mobili

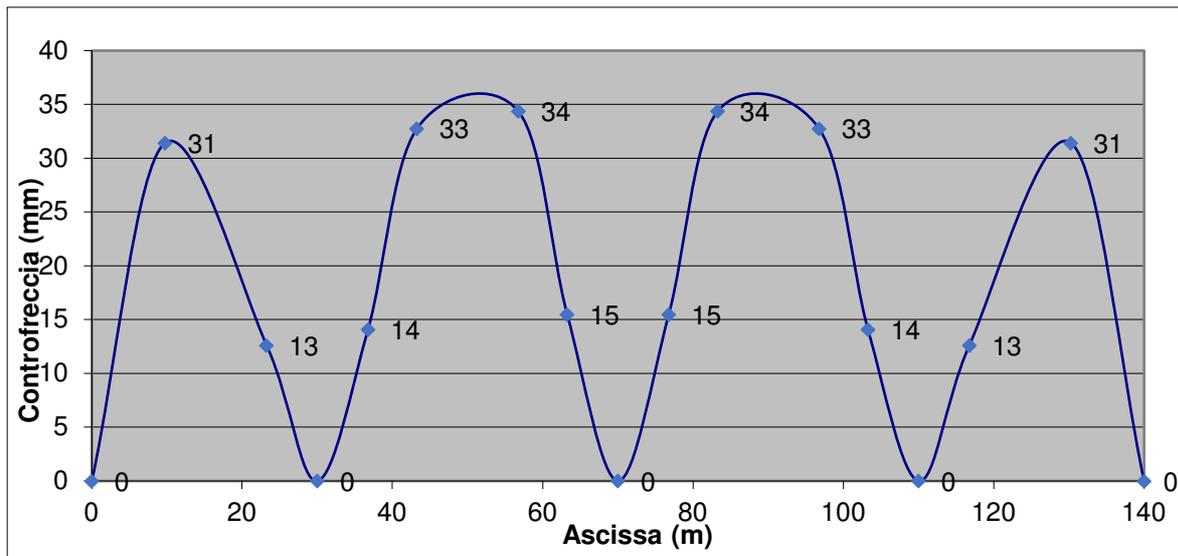


Fig. 13.5 – Diagramma della contromonta da predisporre per annullare la freccia delle componenti precedenti

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	7400	460	560
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		850	850
Tipo e dimensioni baggioli		a' (long.)	b' (trasv.)
Baggiolo		1000	1000

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} =	730	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}		2.13	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 :	24		
Diametro singolo ferro:	22	mm	
Area complessiva A _s =	9096	mm ²	
Perc. di armatura ρ=	0.009096	(≥0.001)	OK
Resistenza a taglio teorica	τ _{rd} =	2.13	N/mm ²
Resistenza a taglio di calcolo	τ _{rd} =	2.13	N/mm ²
Taglio agente di progetto	τ _{sd} =	0.73	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	$F_{sdu}=V=$	7400	KN
area caricata $A_{c0}=$		722500	mm ²
massima area di diffusione $A_{c1}=$		1000000	mm ²
Resistenza ultima $F_{rd0}=A_{c0} \cdot f_{cd} \cdot (A_{c1}/A_{c0})^{1/2}=$		15990.00	KN
$F_{rd0} < 3 \cdot f_{cd} \cdot A_{c0}=$	40777 KN	OK	

L'armatura trasversale prevista, 3 staffe $\phi 14$ + 12 spille $\phi 14$, 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:

$$A_t \cdot f_{yd} \geq N_{sd} / 2 \implies 11088 \text{ mm}^2 \cdot 391.3 \text{ MPa} = 4338734 > 7400000 \text{ N} / 2$$

$$\implies 4\,338\,734 \text{ N} > 3\,700\,000 \text{ N}$$

La verifica risulta soddisfatta.

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).

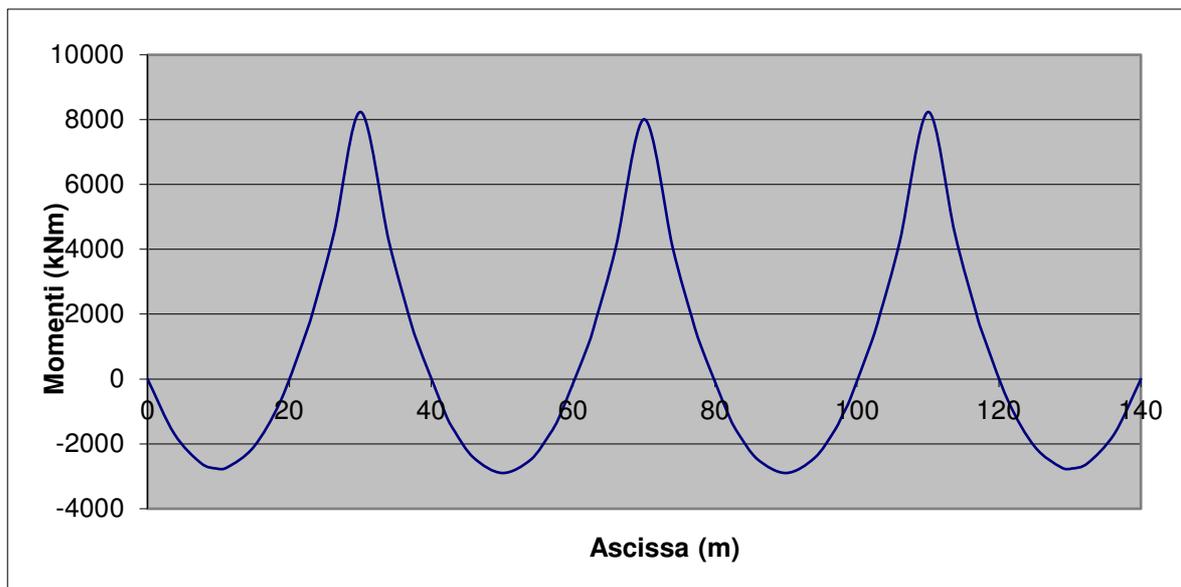
Si consideri una sezione composta da una sola trave con i seguenti carichi applicati:

- 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} =40m), ovvero:

$$M_{appoggio} = \frac{42.63 \text{ kN} / \text{m} \times (40)^2}{10} = 6802 \text{ kNm}$$

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 **8240 kNm** paragonabile a quello calcolato manualmente, pertanto i risultati ottenuti dal modello agli elementi finiti possono considerarsi attendibili.



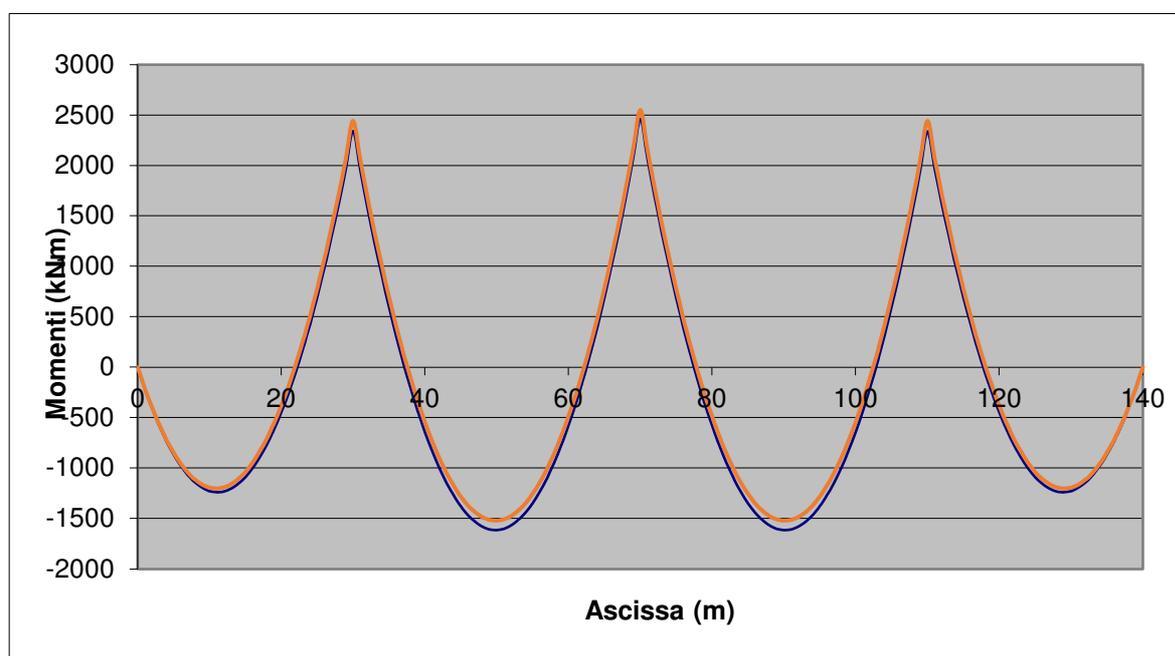
RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

- 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 =40m), ovvero:

$$M_{\text{appoggio}} = \frac{20.14 \text{ kN} / \text{m} \times (40)^2}{10} = 3223 \text{ kNm}$$

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 **2550 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)	di ² (m ²)	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

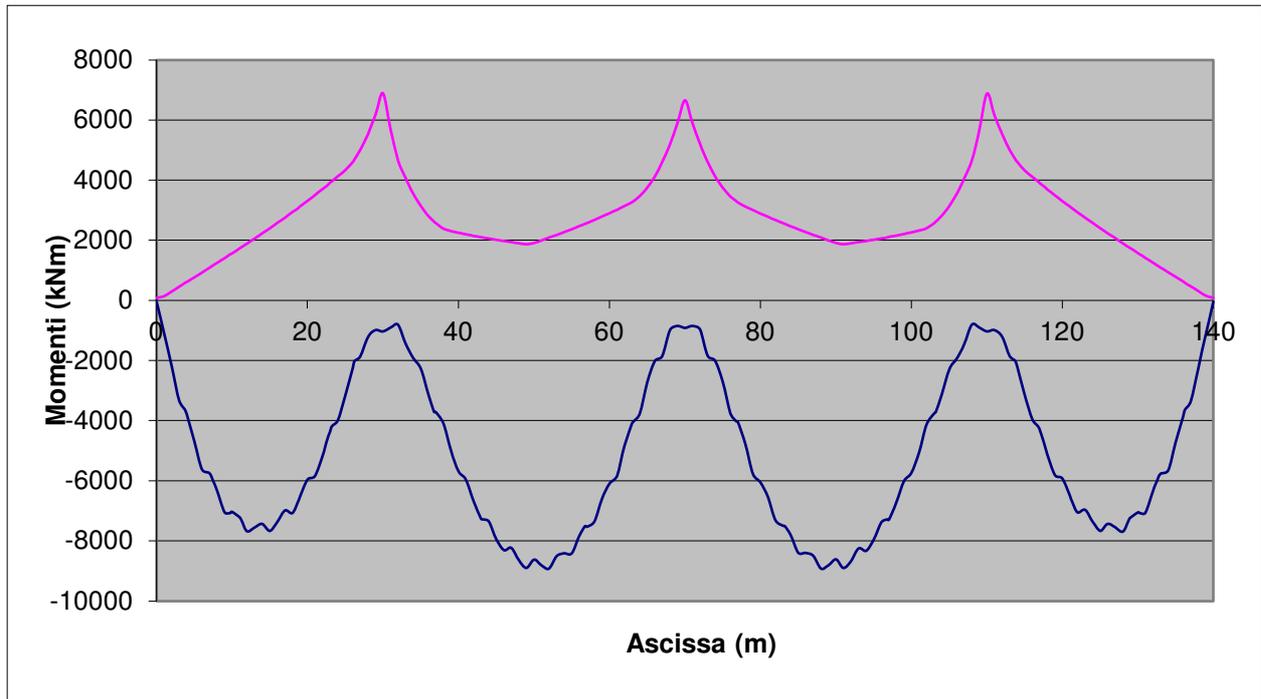
COURBON	Calcolo dei coefficienti di ripartizione				Mobili 1			Mobili 2			Mobili 3			Mobili 4		
	Caratteristiche geometriche				Q1	1.76		Q2	1.55		Q1	1.28		Q2	1.00	
	n travi	2			e1	0.91		e2	1.65		e1	2.60		e2	0.00	
TRAVE	xi(m)	di(m)	di ² (m ²)	Wi = J/di	KN1	KM1	K1	KN2	KM2	K2	KN1	KM1	K1	KN2	KM2	K2
1	-2.750	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				
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				
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				
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				
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				
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 ($L_{trave} = 40m$), più 1/8 del carico concentrato moltiplicato per la luce ovvero:

$$M_{appoggio} = \frac{33.53kN / m \times (40)^2}{10} + 872.4 \cdot 40 / 8 = 9727kNm$$

Di seguito si riporta il diagramma dei momenti prodotti con il software in cui il momento all'appoggio dovuto al peso del carico da traffico è pari a circa **8923 kNm** paragonabile a quello calcolato manualmente, pertanto i risultati ottenuti dal modello agli elementi finiti possono considerarsi attendibili.

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO



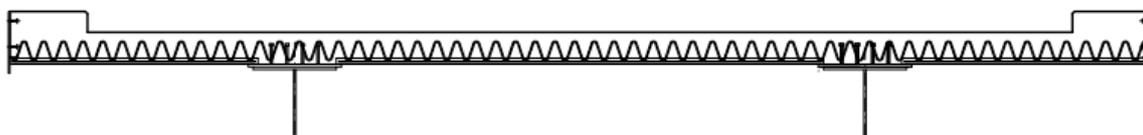
SOLETTA

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.

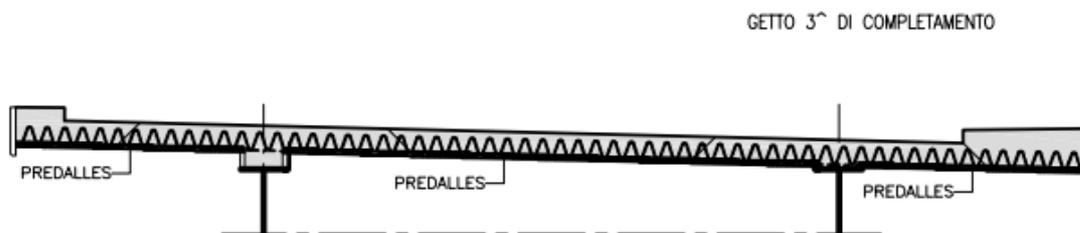
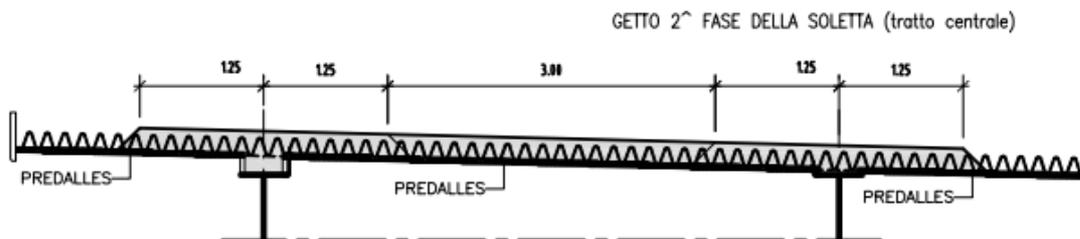
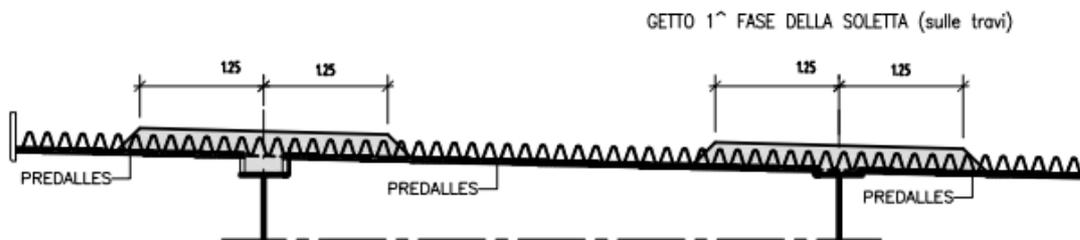
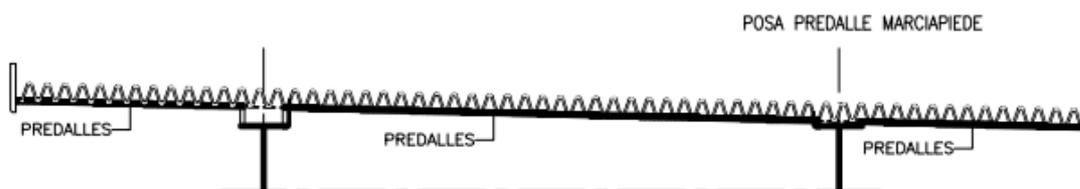
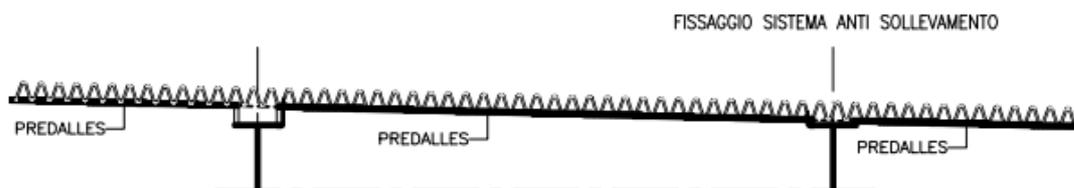
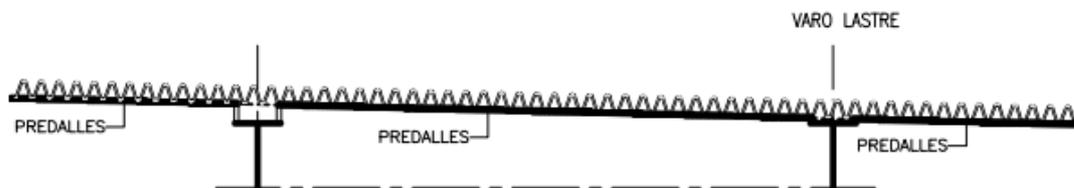
Nell'ambito della 1° fase (vedi par. successivi) si prevedono, inoltre, diversi step di carico a cui corrispondono ulteriori sezioni resistenti differenti. Pertanto, si effettua la verifica di ciascuna sezione e si sommano gli effetti (tensioni e fessure) prodotti dalle diverse situazioni di carico.

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
- $V_{Rd,max} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\cot \alpha + \cot \vartheta) / (1 + \cot^2 \vartheta)$, 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):

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

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:

$$I = 9.04 \times 8.812 + 8.04 \times 9.822 = 1477 \text{ cm}^4$$

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:

$$P1 = 0.06 \times 1.20 \times 25.00 = 1.8 \text{ kN/m}$$

Peso del getto di completamento:

$$P2 = 0.25 \times 1.20 \times 25 = 7.50 \text{ kN/m}$$

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

$$P3 = 1.00 \times 1.2 = 1.20 \text{ kN/m}$$

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

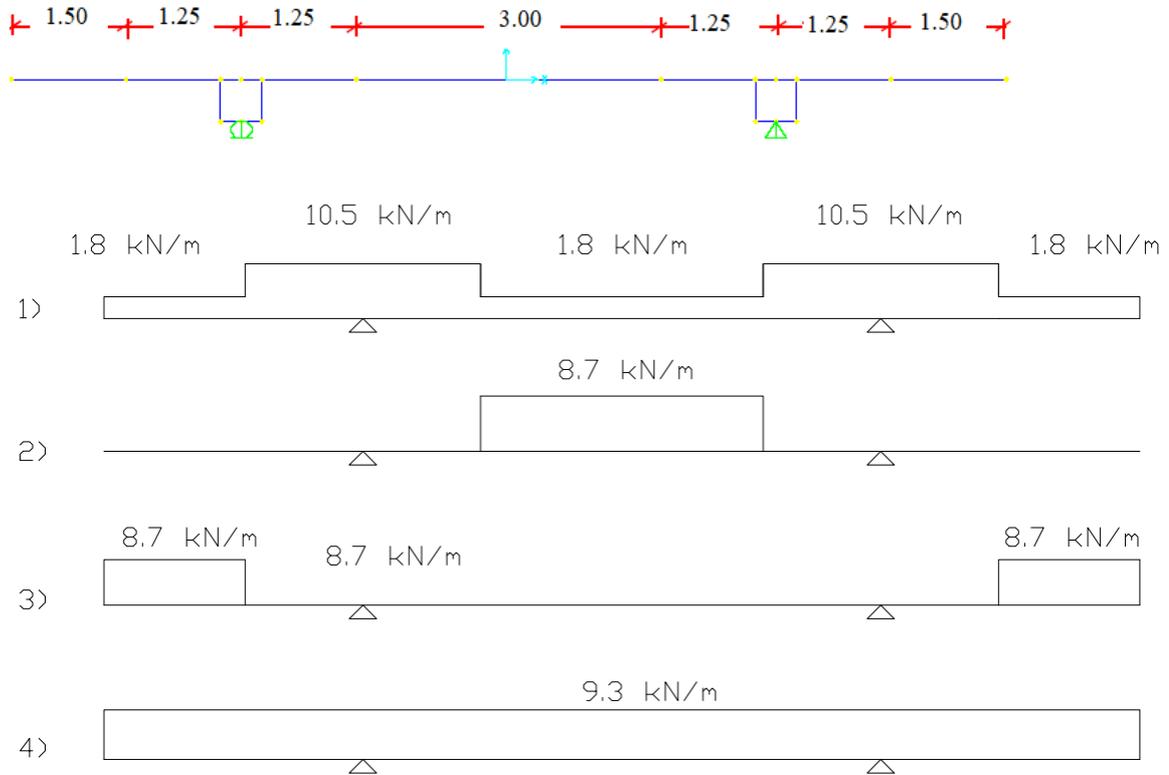
Il calcolo delle sollecitazioni viene effettuato in automatico mediante il programma di calcolo SAP2000 della Computers and Structures i cui tabulati sono nell'allegato specifico.

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 $\phi 10$ 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)):

$$Ma = 5.22 \text{ kNm} \quad -SLE$$

$$B = 120 \text{ cm}; H = 31 \text{ cm}$$

$$A_{a2} = 37.68 \text{ cm}^2 \quad (1\phi 20/10) \quad d_2 = 26.0 \text{ cm}$$

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

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

$$\sigma_c = 0.51 \text{ MPa} < 14.94 \text{ MPa} \quad (Rck (\text{predalle+getto}) = 30 \text{ MPa}) \quad -SLE$$

$$\sigma_{a2} = 0.29 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a1} = -1.60 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0} = -22.81 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

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

$$Ma = 16.31 \text{ kNm} \quad -SLE$$

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

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

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

$$\sigma_c = 0.20 \text{ MPa} < 22.41 \text{ MPa} \quad (Rck (\text{predalle}) = 45 \text{ MPa}) \quad -SLE$$

$$\sigma_{a1} = 99.03 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0} = -11.12 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

3) in mezzeria (sezione predalle (Rck=45MPa)):

$$Ma = 26.10 \text{ kNm} \quad -SLE$$

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

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

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

$$\sigma_c = 0.30 \text{ MPa} < 22.41 \text{ MPa} \quad (Rck (\text{predalle}) = 45 \text{ MPa}) \quad -SLE$$

$$\sigma_{a1} = 158.66 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0} = -17.58 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

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

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

$$\sigma_{a1} = 1.28 \times 158.66 = 203.08 \text{ MPa} < 0.8 \cdot f_{yk} = 360 \text{ MPa} \quad -SLE$$

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)):

$$M_a = -25.68 \text{ kNm} \quad \text{-SLE}$$

$$B = 120 \text{ cm}; H = 31 \text{ cm}$$

$$A_{a2} = 37.68 \text{ cm}^2 \quad (1\phi 20/10) \quad d_2 = 26.0 \text{ cm}$$

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

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

$$W_k = 0.025 \text{ mm}$$

2) a filo getto di 1° step (sezione predalle + getto (Rck=45 MPa)):

$$M_a = -10.46 \text{ kNm} \quad \text{-SLE}$$

$$B = 120 \text{ cm}; H = 31 \text{ cm}$$

$$A_{a2} = 18.84 \text{ cm}^2 \quad (1\phi 20/20) \quad d_2 = 26.0 \text{ cm}$$

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

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

$$W_k = 0.024 \text{ mm}$$

3) in mezzeria (sezione predalle + getto (Rck=45 MPa)):

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

$$B = 120 \text{ cm}; H = 31 \text{ cm}$$

$$A_{a2} = 18.84 \text{ cm}^2 \quad (1\phi 20/20) \quad d_2 = 26.0 \text{ cm}$$

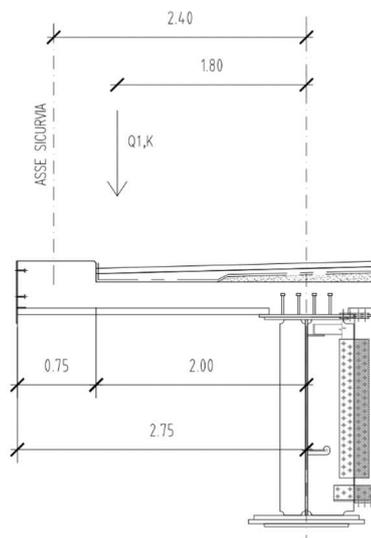
$$A_{a1} = 8.04 \text{ cm}^2 \quad (4\phi 16) \quad d_1 = 22.7 \text{ cm}$$

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

$$W_k = 0.000 \text{ mm}$$

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)
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

16.5.1.2 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			
$VRd = [0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot 1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot bw \cdot d =$	240.83	kN	
$V_{Ed} = T / \cos \beta$	$\beta = 8$	320.26 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	
$\alpha_{cp} = N_{Ed} / A_c =$	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	
$R_{ck} =$	45	$f_{yk} =$	450
$f_{ck} =$	37.35	$f_{ywd} =$	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	(4 ϕ 10/200)
Bracci		8	
Interasse		200	mm
Area staffe al metro		3.14	cm ² /m
$\cot \alpha$	$\alpha = 68.00^\circ$	0.40	
$\cot \theta$	$\theta = 40.00^\circ$	1.19	
Verifiche allo s.l.u. per taglio			$VR,d > V_{Ed}$
Taglio di calcolo V_{Ed}			320.26 kN
V_{rcd}			3028.71 kN
V_{rzd}			441.99 kN
$VRd = \min[V_{rcd}; V_{rzd}]$			441.99 kN
			ok

16.5.2 Campata

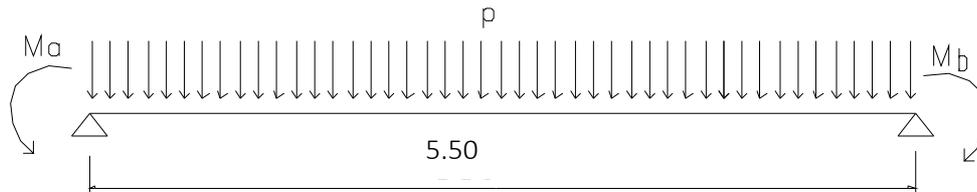
16.5.2.1 Carichi permanenti

La soletta viene schematizzata come trave appoggiata alle estremità.

$$p = 3 \text{ kN/mq}$$

$$M_A = -18.53 \text{ kNm/m lato cordolo sx} \quad \text{vedi par. 14.5.1}$$

$$M_B = -18.53 \text{ kNm/m lato cordolo dx} \quad \text{vedi par. 14.5.1}$$

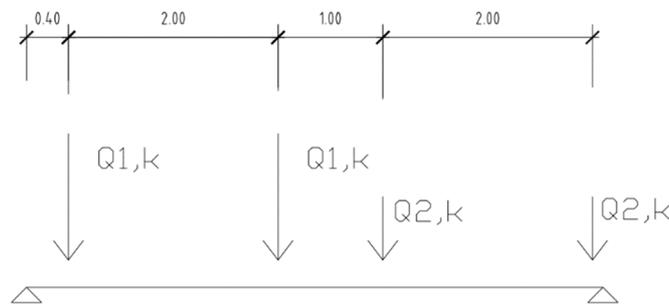


$$T_{p_{app}} = 8.25 \text{ kN/m}$$

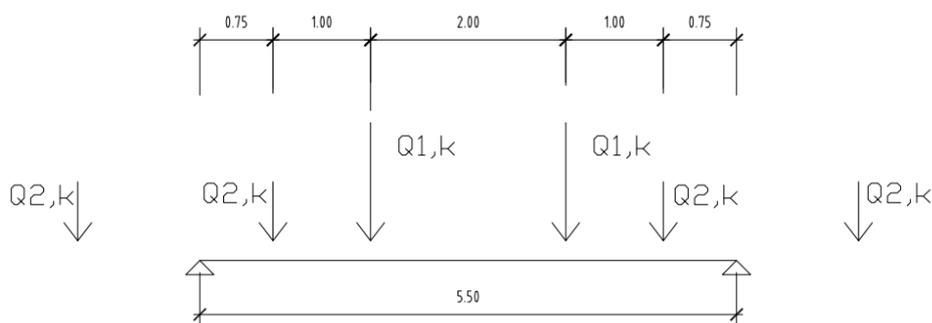
$$M_{p_{mezz}} = -7.20 \text{ kNm/m}$$

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

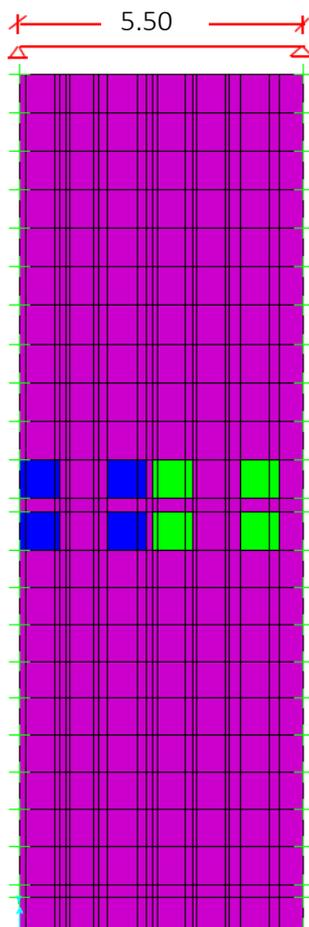
$M_{max} = 132.55 \text{ kNm/m};$

$T = 162.44 \text{ kN/m}$

Mezzeria impalcato - fatica

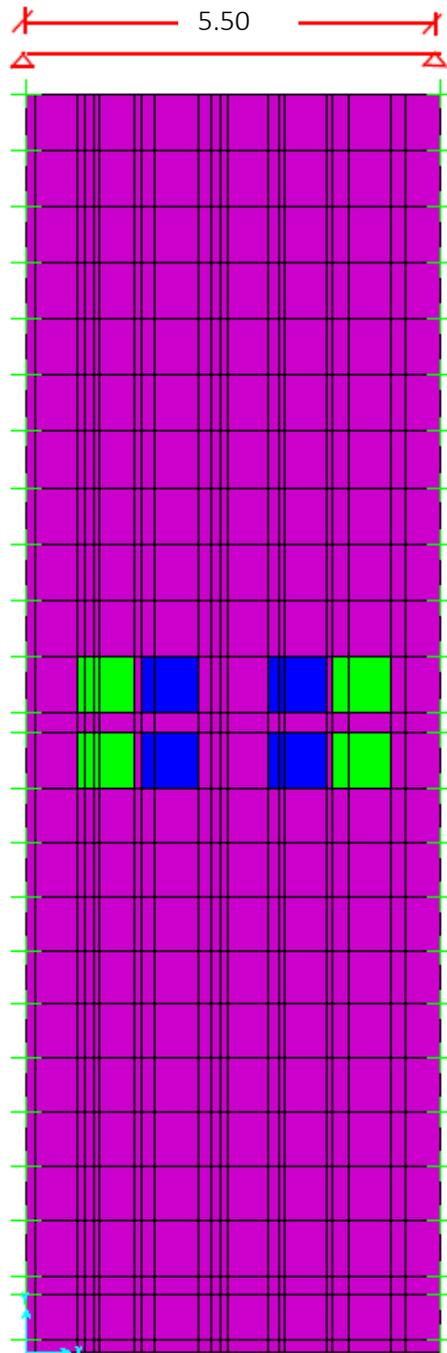
$M_{max} = 77.96 \text{ kNm/m};$

$T = 104.29 \text{ kN/m}$



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:

$$B = 120 \text{ cm}; H = 31 \text{ cm}$$

$$\begin{array}{lll} A_{a2} = 18.84 \text{ cm}^2 & (1\phi 20/20) & d_2 = 26.0 \text{ cm} \\ A_{a1} = 8.04 \text{ cm}^2 & (4\phi 16) & d_1 = 22.7 \text{ cm} \\ A_{a0} = 27.12 \text{ cm}^2 & (8\phi 12 + 4\phi 24) & d_0 = 4.00 \text{ cm} \end{array}$$

$$\sigma_c = \sigma_{c,1 fase} + \sigma_{c,2 fase, fin} = 2.20 + 0.00 = 2.20 \text{ MPa} \quad \text{- lembo superiore}$$

$$\sigma_c = \sigma_{c,1 fase} + \sigma_{c,2 fase, fin} = 0.00 + 0.53 = 0.53 \text{ MPa} \quad \text{- lembo inferiore}$$

$$\sigma_{a2} = \sigma_{a2,1 fase} + \sigma_{c,2 fase, fin} = -46.80 - 15.59 = -62.39 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a1} = \sigma_{a1,1 fase} + \sigma_{c,2 fase, fin} = 117.11 - 12.61 = 104.5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0} = \sigma_{a0,1 fase} + \sigma_{c,2 fase, fin} = -0.14 + 4.13 = 3.99 \text{ MPa}$$

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 verifiche a fatica del calcestruzzo consistono 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

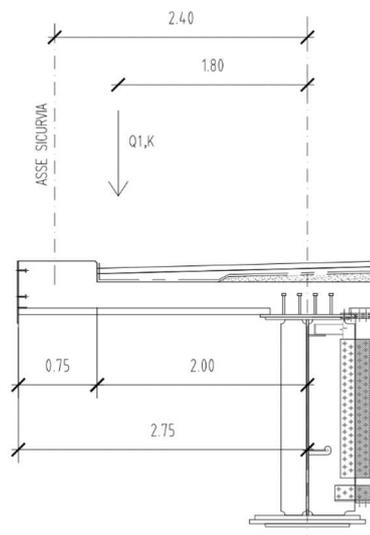
Elementi senza armatura trasversale a taglio			
- Verifica del conglomerato			
$VRd = [0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot bw \cdot d =$	240.83	kN	
$V_{Ed} = T / \cos \beta$	$\beta = 8$	311.04 kN	NO
con:			
$K = 1 + (200/d)^{1/2} =$	1.917		≤ 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
$\cot \alpha$	$\alpha = 68.00^\circ$	0.40	
$\cot \theta$	$\theta = 40.00^\circ$	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)
Marciaiede: (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).

$$Q1k = 2 \times 150 \text{ kN}$$

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).

$$Q1k = 1 \times 200 \text{ kN}$$

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO - IMPALCATO

Dal calcolo con modello a shell si ha:

Giunto impalcato-esercizio

Mmin = -239.96 kNm/m;

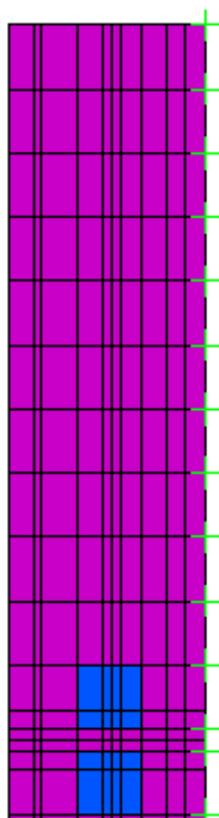
T = 280.72 kN/m

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
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	
$\rho_1 = A_{sl} / (bw \cdot d) =$	0.02000		≤ 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 · 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= 21.80 °	2.50	
Verifiche allo s.l.u. per taglio		VR,d > VEd	
Taglio di calcolo V_{Ed}		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

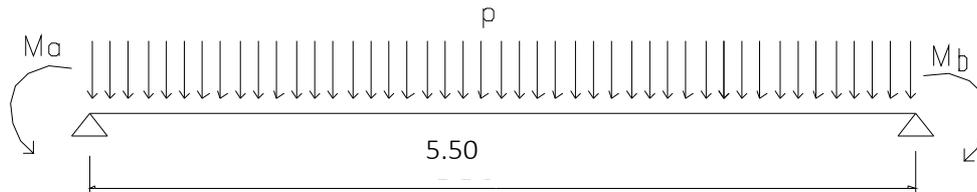
16.6.2.1 Carichi permanenti

La soletta viene schematizzata come trave appoggiata alle estremità.

$$p = 3 \text{ kN/mq}$$

$$M_A = -18.53 \text{ kNm/m lato cordolo sx} \quad \text{vedi par. 15.5.1}$$

$$M_B = -18.53 \text{ kNm/m lato cordolo dx} \quad \text{vedi par. 15.5.1}$$

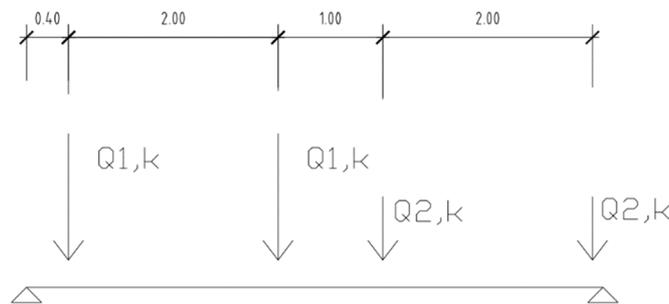


$$T_{p_{app}} = 8.25 \text{ kN/m}$$

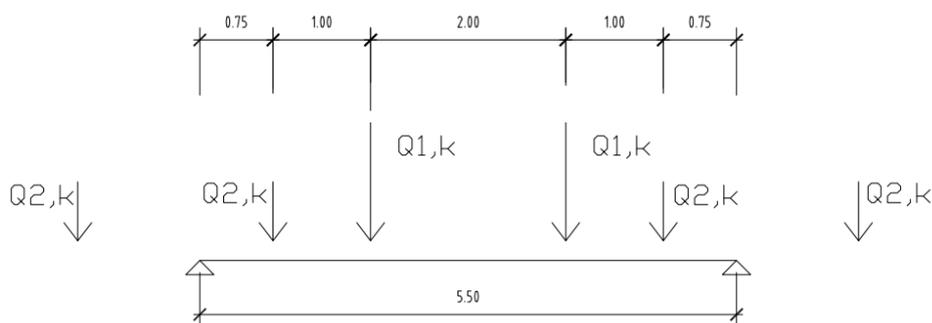
$$M_{p_{mezz}} = -7.20 \text{ kNm/m}$$

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

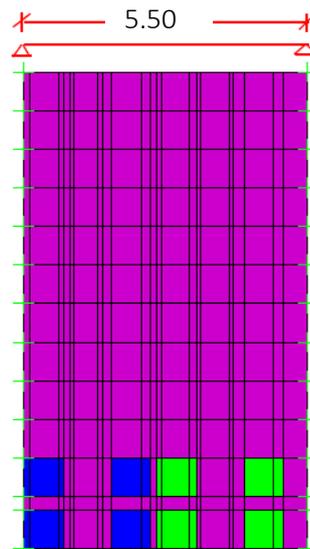
$$M_{\max} = 225.34 \text{ kNm/m};$$

$$T = 276.15 \text{ kN/m}$$

Giunto impalcato - fatica

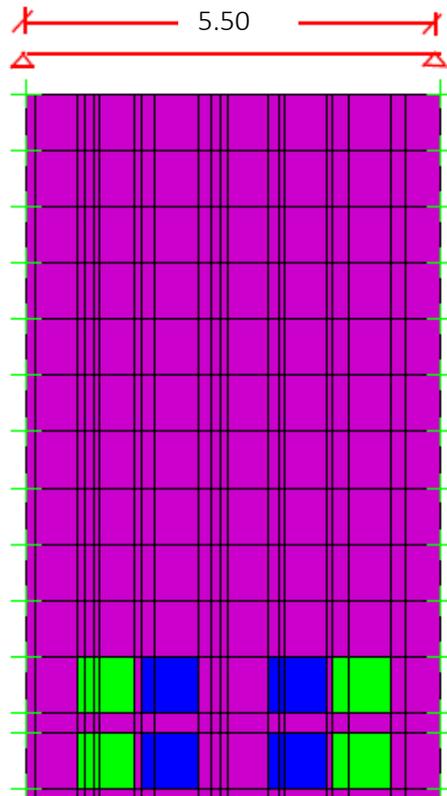
$$M_{\max} = 114.93 \text{ kNm/m};$$

$$T = 140.84 \text{ kN/m}$$



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 mezzeria impalcato

Sommando gli effetti dei carichi permanenti e dei sovraccarichi si ottiene, per una striscia di lunghezza pari a 1.20 m:

$$\text{SLE} - M_{2 \text{ fase}} = 1.20 \cdot (1.00 \cdot M_p + 1.00 \cdot M_s) = 1.2 \cdot (-7.20 + 225.34) = 261.77 \text{ kNm};$$

$$\text{QP} - M_{2 \text{ fase}} = 1.20 \cdot 1.00 \cdot M_p = -1.2 \cdot 8.25 = -9.90 \text{ kNm};$$

$$\text{FR} - M_{2 \text{ fase}} = 1.20 \cdot (1.00 \cdot M_p + 0.75 \cdot M_s) = 1.2 \cdot (-7.20 + 0.75 \cdot 225.34) = 194.17 \text{ kNm};$$

16.6.2.4 Mezzeria impalcato - Verifica dello stato tensionale

$$M = 261.77 \text{ kNm} \quad \text{-SLE}$$

$$B = 120 \text{ cm}; H = 31 \text{ cm}$$

$$A_{a2} = 63.72 \text{ cm}^2 \quad (1\phi 26/10) \quad d_2 = 25.7 \text{ cm}$$

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

$$A_{a01} = 54.24 \text{ cm}^2 \quad (1\phi 24/10) \quad d_1 = 7.20 \text{ cm}$$

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

$$\sigma_{c,2 \text{ fase}} = 9.91 \text{ MPa} < 22.41 \text{ MPa} \quad (R_{ck} = 45 \text{ MPa})$$

$$\sigma_{a2,2 \text{ fase}} = 83.36 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a1,2 \text{ fase}} = 46.39 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0,2 \text{ fase}} = -189.01 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

16.6.2.5 Mezzeria impalcato - Sovrapposizione degli effetti (1 fase + 2 fase)

$$\sigma_{c,i} = \sigma_{c,1 \text{ fase}} + \sigma_{c,2 \text{ fase}} = 2.20 + 0.00 = 2.20 \text{ MPa} < 22.41 \text{ MPa} \quad (R_{ck} = 45 \text{ MPa}) \quad \text{-lembo inferiore}$$

$$\sigma_{c,s} = \sigma_{c,1 \text{ fase}} + \sigma_{c,2 \text{ fase}} = 0.00 + 9.91 = 9.91 \text{ MPa} < 22.41 \text{ MPa} \quad (R_{ck} = 45 \text{ MPa}) \quad \text{-lembo superiore}$$

$$\sigma_{a2} = \sigma_{a2,1 \text{ fase}} + \sigma_{a2,2 \text{ fase}} = -46.80 + 83.36 = 36.56 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a1} = \sigma_{a1,1 \text{ fase}} + \sigma_{a1,2 \text{ fase}} = 117.11 + 46.39 = 163.5 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{a0} = \sigma_{a0,1 \text{ fase}} + \sigma_{a0,2 \text{ fase}} = -0.14 - 189.01 = -189.15 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

16.6.2.6 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:

$$M = 194.17 \text{ kNm} \quad \text{-FR}$$

$$B = 120 \text{ cm}; H = 31 \text{ cm}$$

$$A_{a2} = 63.72 \text{ cm}^2 \quad (1\phi 26/10) \quad d_2 = 25.7 \text{ cm}$$

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

$$A_{a01} = 54.24 \text{ cm}^2 \quad (1\phi 24/10) \quad d_1 = 7.20 \text{ cm}$$

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

$$w_k = 0.081 \text{ mm}$$

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