

ASSE VIARIO MARCHE-UMBRIA E QUADRILATERO DI PENETRAZIONE INTERNA MAXI LOTTO 2

LAVORI DI COMPLETAMENTO DELLA DIRETTRICE PERUGIA ANCONA:
SS. 318 DI "VALFABBRICA", TRATTO PIANELLO -VALFABBRICA
SS. 76 "VAL D'ESINO", TRATTI FOSSATO VICO - CANCELLI E ALBACINA - SERRA SAN QUIRICO
"PEDEMONTANA DELLE MARCHE", TRATTO FABRIANO-MUCCIA-SFERCIA.

PERIZIA DI VARIANTE

CONTRAENTE GENERALE:



Il responsabile del Contraente Generale:


Ing. Federico Montanari

Il responsabile Integrazioni delle Prestazioni Specialistiche:


Ing. Salvatore Lieto

PROGETTAZIONE: Associazione Temporanea di Imprese

Mandataria:



Mandanti:



SGAI s.r.l.
di E.Forlani & C.
Studio di Ingegneria e Geologia Applicata
Via Martelli, 20 - 47033 Mercano di Romagna (RN) - ITALY
P.IVA 01894420403 - tel/fax +39 0541988277 - e-mail: sgai@sgai.com
pec: sgai@sgai.pec.com

RESPONSABILE DELLA PROGETTAZIONE
PER L'A.T.I.

Prof. Ing. Antonio Grimaldi

GEOLOGO

Dott. Geol. Fabrizio Pontoni

COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI
PROGETTAZIONE

Ing. Michele Curiale



IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Ing. Iginio Farotti

IL COORDINATORE DELLA
SICUREZZA IN FASE DI ESECUZIONE

Ing. Vincenzo Pardo

IL DIRETTORE DEI LAVORI

Ing. Peppino Marascio

2.1.2 - PEDEMONTANA DELLE MARCHE

Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord - Matelica sud/Castelraimondo nord

OPERE D'ARTE MAGGIORI: VIADOTTI E PONTI

PONTE MISTRIANO

Relazione di calcolo impalcato

SCALA:

DATA:

Febbraio 2020

Codice Unico di Progetto (CUP) **F12C03000050021** (Assegnato CIPE 23-12-2015)

Codice elaborato:

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id. doc.	N. prog.	Rev.
L 0 7 0 3	2 1 2	E	1 3	V I 4 5 0 0	R E L	0 1	D

REV.	DATA	DESCRIZIONE	Redatto		Controllato	Approvato
D	Febbraio 2020	Variata tipologia ponte	M. Vari	A. Tosiani	S. Lieto	A. Grimaldi

Opera L0703	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V4500	Id.doc. REL	N.progr. 01	REV. D	Pag.diPag. 1 di 80
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	----------------	----------------	-----------	-----------------------

INDICE

1.	INTRODUZIONE	3
1.1	OGGETTO	3
1.2	DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	4
2.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	6
3.	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	7
3.1	NORMATIVE E RACCOMANDAZIONI	7
	IMPALCATO METALLICO	8
4.	METODO DI ANALISI – VERIFICA STRUTTURALE	9
4.1	DESCRIZIONE MODELLO DI CALCOLO	9
4.2	CODICE DI CALCOLO	11
4.3	LARGHEZZA COLLABORANTE DELLA PIASTRA	16
4.4	SEZIONI UTILIZZATE NEL MODELLO	18
5.	ANALISI DEI CARICHI.....	19
5.1	CARICHI ELEMENTARI.....	19
5.1.1	Peso proprio della struttura g1	19
5.1.2	Carichi permanenti portati g2.....	20
5.1.3	Cedimento differenziale di pile e spalle (ϵ_1)	21
5.1.4	Distorsioni di progetto ϵ_2	21
5.1.5	Variazioni termiche (ϵ_3).....	21
5.1.6	Carichi mobili q1	21
5.1.7	Forza di frenatura q3	26
5.1.8	Forza centrifuga q4.....	26
5.1.9	Azione del vento q5	28
5.1.10	Azione sismica (q6)	30
5.1.11	Azioni eccezionali (q8)	33
5.2	COMBINAZIONI DEI CARICHI ELEMENTARI	34
6.	DIAGRAMMI DELLE CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE INTERNA	35
7.	DIAGRAMMI DELLE DEFORMAZIONI	41
8.	CRITERI DI VERIFICA STRUTTURALE	42
8.1	CRITERI DI VERIFICA DELLE SEZIONI IN ACCIAIO	42
9.	VERIFICHE ELEMENTI PRINCIPALI	43
9.1	VERIFICA DI RESISTENZA DELLE MEMBRATURE PRINCIPALI (EFFETTO GLOBALE)	43
9.2	VERIFICHE DI STABILITÀ	45
9.2.1	Stabilità dei pannelli d'anima (imbozzamento)	45
9.2.3	Stabilità flessionale della trave	52
9.2.4	Stabilità degli irrigidimenti trasversali in corrispondenza degli appoggi	53
9.3	VERIFICHE DELLA PIASTRA ORTOTROPA IN DIREZIONE TRASVERSALE (EFFETTO LOCALE)	54
9.4	VERIFICA DELLA PIASTRA ORTOTROPA IN DIREZIONE LONGITUDINALE (EFFETTO LOCALE).....	55

Opera	Tratto	Settore	CEE	WBS	Id.doc.	N.progr.	REV.	Pag.diPag.
L0703	212	E	13	V4500	REL	01	D	2 di 80

9.5	VALUTAZIONE DEGLI EFFETTI LOCALI E GLOBALI	59
9.6	VERIFICHE A FATICA	60
9.7	VERIFICHE DEGLI IRRIGIDIMENTI LONGITUDINALI LUNGO LA TRAVE.....	61
9.8	VERIFICHE DEI GIUNTI SALDATI TRAVI PRINCIPALI.....	62
9.9	VERIFICHE DEI DIAFRAMMI	63
9.9.1	Diaframma d'appoggio trave "AD ANIMA PIENA"	64
9.10	VERIFICHE PER LA SOSTITUZIONE DEGLI APPARECCHI D'APPOGGIO	66
9.11	VERIFICHE DELLE ASTE DEI CONTROVENTI	70
10.	CONTROFRECCIA COSTRUTTIVA	72
11.	VERIFICA DEL CORDOLO IN C.A. PER ALLOGGIO BARRIERA.....	74
12.	ESCURSIONI APPARECCHI DI APPOGGIO E GIUNTI	78
13.	SCARICHI APPOGGI	79

	2.1.2 – PEDEMONTANA DELLE MARCHE – Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord–Matelica Sud/Castelraimondo Nord OPERE D'ARTE MAGGIORI								
	PONTE MISTRIANO: Relazione tecnica e di calcolo impalcato								
Opera L0703	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V4500	Id.doc. REL	N.progr. 01	REV. D	Pag.diPag. 3 di 80	

1. INTRODUZIONE

1.1 OGGETTO

La presente relazione riporta i calcoli, e le relative verifiche, dell'impalcato del ponte denominato Pagliano.

Le opere in esame sono previste nell'ambito dei lavori di completamento della direttrice "Pedemontana delle Marche": Secondo stralcio funzionale Matelica Nord-Matelica Sud/Castelraimondo Nord.

L'impalcato, oggetto di studio, verrà poggiato su sottostrutture fondate su pali, mediante l'interposizione di apparecchi di appoggi elastomerici.

La lunghezza complessiva del viadotto, misurata in asse appoggi spalle, è pari a circa 50 m.

L'impalcato presenta un'inclinazione delle sottostrutture rispetto all'asse dell'impalcato pari a 80° SPA e 77° SPB.

Le sottostrutture verranno verificate in base alle azioni trasmesse dall'impalcato e saranno trattate nell'apposita relazione di calcolo.

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. 14-01-2008.

1.2 DESCRIZIONE DELL'OPERA

La sezione trasversale dell'impalcato prevede due travi principali in acciaio a T rovescia di altezza pari a 2.70 m; le travi principali a "T" rovescia sono collegate trasversalmente principalmente da traversi ad interasse pari a 3.00÷4.00 m (ala 400x20 mm; anima spessore 16 mm) in acciaio sempre a T rovescia. Inferiormente le travi sono collegate da controventi composte da profili a "L" 100x8 disposti a croce di S. Andrea

La soletta è costituita da una piastra ortotropa in acciaio formata da una lamiera di spessore pari a 14 mm (come espressamente richiesto dall' EN 1993-2 par C1.2.2) e nervature longitudinali ad "omega" in acciaio di spessore 6 mm saldate alla lamiera. La geometria della sezione prevede una dimensione variabile degli sbalzi laterali di soletta (2.78÷3.15m in sx; 2.80÷3.17m in dx) ed un interasse fra le travi costante pari a 6.50 m. Alle due estremità trasversali dell'impalcato sono presenti due marciapiedi in c.a., di spessore pari a 0.18÷0.21 m in dx e 0.15÷0.18m in sx e di lunghezza pari a 0.65 m sorretta lateralmente da una veletta tralicciata di spessore pari a 0.05 m che funge da cassero a perdere.

La larghezza complessiva dell'impalcato è pari a 12.45 m, di cui 11.15 m costituiscono la piattaforma stradale ed i restanti elementi marginali di larghezza pari a 0.65 m in destra e 0.65 m in sinistra dei quali, come già accennato.

SEZIONE IMPALCATO IN RETTO

Scala 1:50

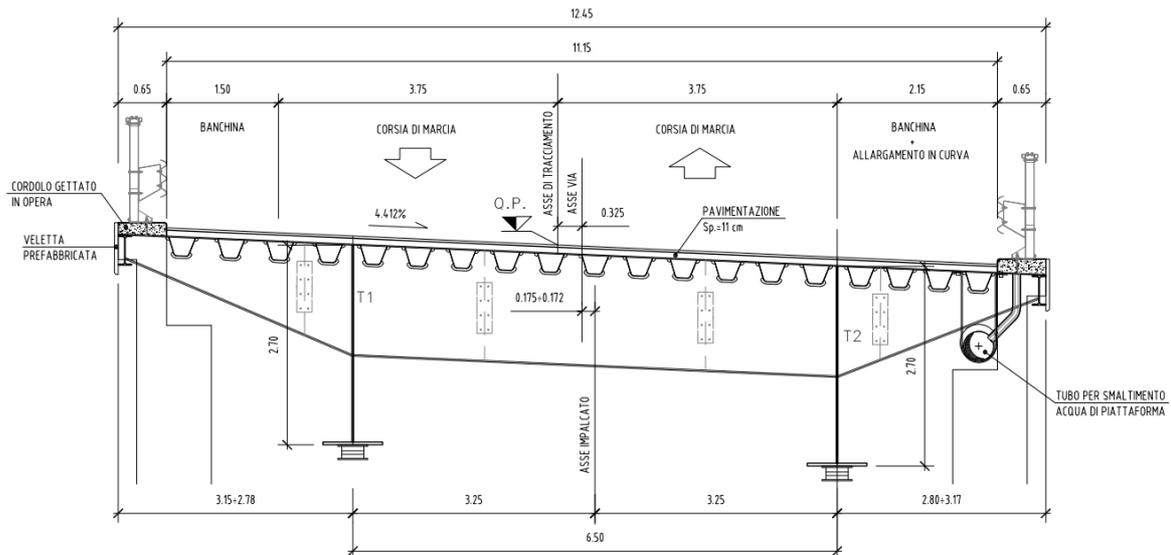


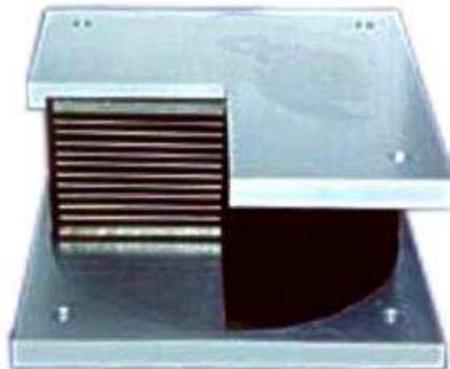
Figura 1: Sezione trasversale impalcato

Opera L0703	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V4500	Id.doc. REL	N.progr. 01	REV. D	Pag.diPag. 5 di 80
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	----------------	----------------	-----------	-----------------------

Lo schema di vincolamento del viadotto prevede l'utilizzo di dispositivi elastomerici in corrispondenza di tutte le sottostrutture.

Per quanto riguarda invece il comportamento dinamico nel piano orizzontale dell'impalcato, esso è fortemente influenzato da quello degli appoggi costituiti da isolatori elastomerici su cui vengono disposte le travi in grado di formare una catena cinematica.

La catena cinematica sopra citata ha infatti il compito di trasferire le azioni orizzontali longitudinali e trasversali chiamando a collaborare l'insieme delle pile e delle spalle.



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

Opera L0703	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V4500	Id.doc. REL	N.progr. 01	REV. D	Pag.diPag. 6 di 80
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	----------------	----------------	-----------	-----------------------

2. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Acciaio per carpenteria metallica

- Acciaio S460N
- Acciaio per piastre saldate e profilati commercialiS355NJ2
- Pioli tipo NELSON.....S235J2G3+C450
- Bulloni.....(UNI EN ISO 898-1)
- Dadi.....8-10.9
- Rosette.....(EN14399-6)

	2.1.2 – PEDEMONTANA DELLE MARCHE – Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord–Matelica Sud/Castelraimondo Nord OPERE D'ARTE MAGGIORI								
	PONTE MISTRIANO: Relazione tecnica e di calcolo impalcato								
Opera L0703	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V4500	Id.doc. REL	N.progr. 01	REV. D	Pag.diPag. 7 di 80	

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 14 gennaio 2008 “Nuove norme tecniche per le costruzioni”;
- 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.
- Raccomandazioni A.I.C.A.P. “Ancoraggi nei terreni e nelle rocce” , Maggio 1993.
- Linee guida A.G.I. “Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica”, 2005.



QUADRILATERO
Marche Umbria S.p.A.

**2.1.2 – PEDEMONTANA DELLE MARCHE – Secondo stralcio funzionale:
Matelica Nord–Matelica Sud/Castelraimondo Nord
OPERE D'ARTE MAGGIORI**

PONTE MISTRIANO: Relazione tecnica e di calcolo impalcato

Opera L0703	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V4500	Id.doc. REL	N.progr. 01	REV. D	Pag.diPag. 8 di 80
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	----------------	----------------	-----------	-----------------------

IMPALCATO METALLICO

Opera L0703	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V4500	Id.doc. REL	N.prog. 01	REV. D	Pag.diPag. 9 di 80
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	----------------	---------------	-----------	-----------------------

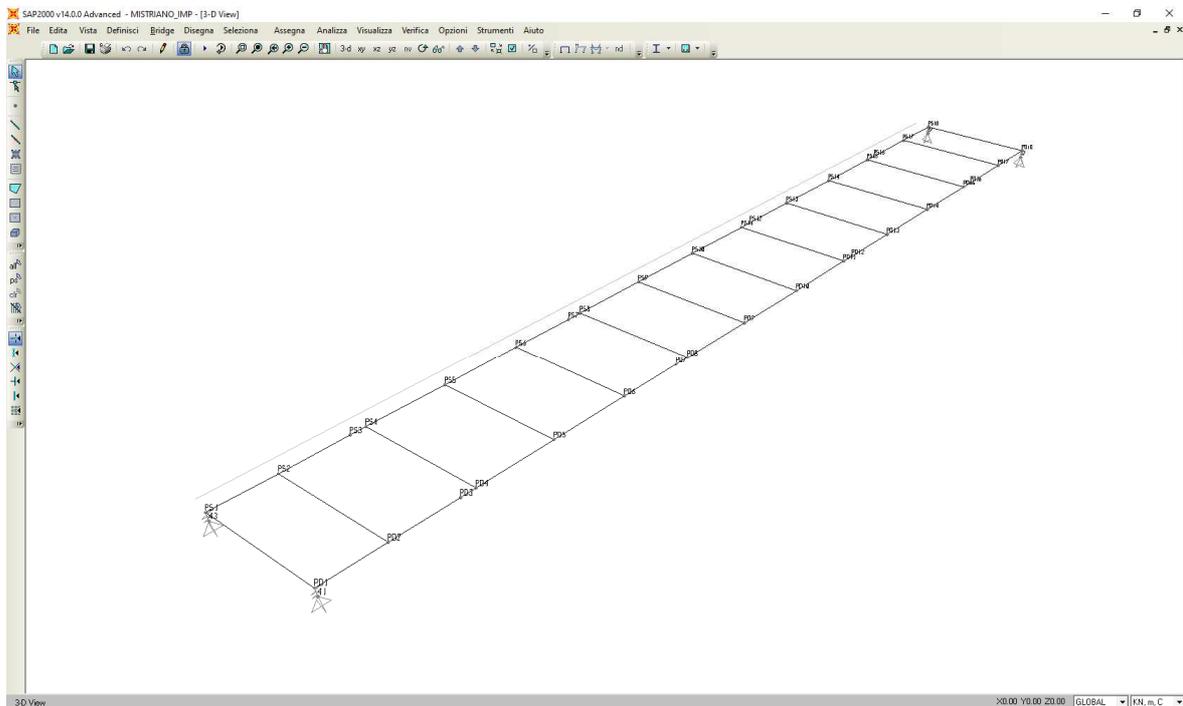
4. METODO DI ANALISI – VERIFICA STRUTTURALE

4.1 DESCRIZIONE MODELLO DI CALCOLO

La struttura si presenta con un impalcato su una campata di luce pari a 50.00 m . Per il calcolo delle massime caratteristiche della sollecitazione interna, che si destano nella struttura principale dell'opera in esame, per effetto dei carichi verticali e delle distorsioni applicate, si è fatto riferimento ad un grigliato di travi di caratteristiche flesso-torsionali pari alla sezione strutturale delle singole travi, connesse tra loro per mezzo di diaframmi verticali che, incastrandosi nelle travi, sfruttano la mutua interazione tra rigidezza flessionale e torsionale allo scopo di ripartire i carichi tra le travi principali.

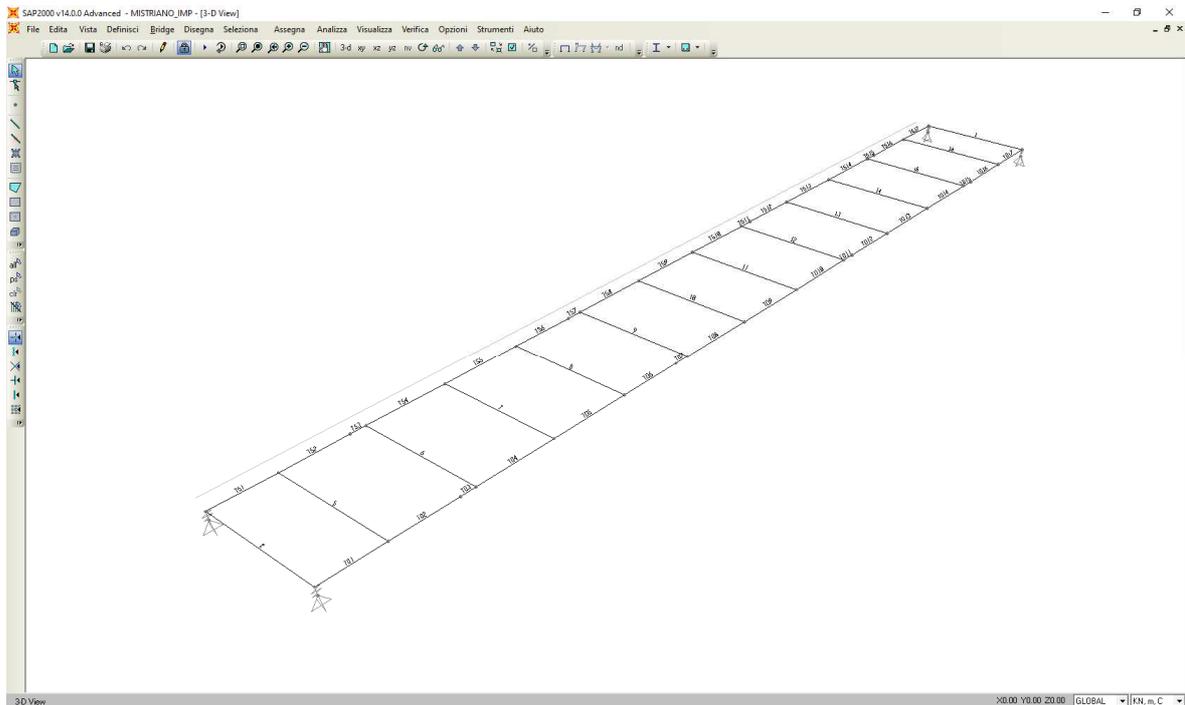
Per valutare correttamente l'effetto dello shear lag occorre considerare, come collaborante, una quota parte della piastra, insieme con tutti gli irrigidimenti compresi nella parte in questione.

Gli appoggi sulle spalle e sulle pile, del tipo in gomma elastomerica, hanno un effetto smorzante per le sole azioni orizzontali ed sono stati schematizzati introducendo elementi LINK a comportamento elastico ($K_{app} = 1760 \text{ kN/m}$).



Modello– Numerazione nodi

Opera L0703	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V4500	Id.doc. REL	N.prog. 01	REV. D	Pag.diPag. 10 di 80
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	----------------	---------------	-----------	------------------------



Modello– Numerazione aste

Il carico accidentale, rappresentativo delle colonne di carico, è schematizzato con delle forze verticali sulle corrispondenti travi del modello di calcolo grigliato (modello bifilare). L'entità di tali forze è calcolata in maniera tale da riprodurre la stessa risultante e lo stesso momento della reale distribuzione di carico rispetto all'asse dell'impalcato (carico equivalente).

Per ottenere l'involuppo delle sollecitazioni del passaggio della colonna di carico Q1, per ogni sollecitazione è stato considerato quando sfavorevole oltre al carico degli assi del Q1k, il corrispondente contributo del carico distribuito q1h a sinistra e/o a destra del Q1k, più l'eventuale contributo relativo alle campate intere.

L'effetto di ciascuna colonna di carico è considerato separatamente così da poter massimizzare oltre che gli effetti flessionali anche gli effetti torcenti sull'impalcato.

Opera L0703	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V4500	Id.doc. REL	N.prog. 01	REV. D	Pag.diPag. 11 di 80
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	----------------	---------------	-----------	------------------------

4.2 CODICE DI CALCOLO

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

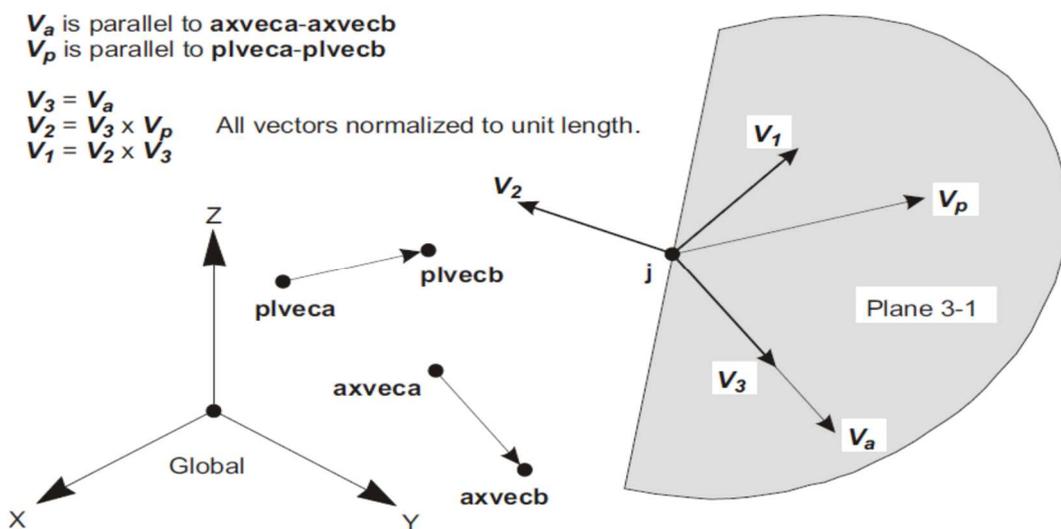
- SAP2000 Advanced 14

Codice di calcolo F.E.M. (Finite Element Method) prodotto dalla Computers and Structures Inc. 1995 University Ave. Berkeley CA., capace di gestire analisi lineari e non lineari ed analisi sismiche con integrazione al passo delle equazioni nel tempo. Il software è impiegato per la modellazione dell'intera opera, finalizzata all'analisi strutturale.

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:



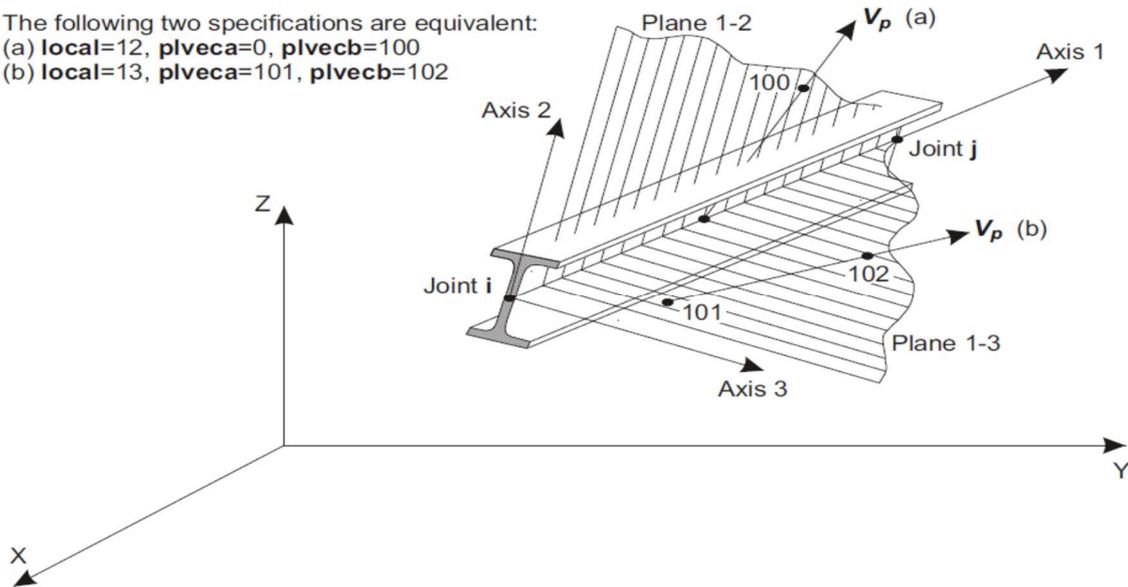
- "Line":

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:

Opera L0703	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V4500	Id.doc. REL	N.progr. 01	REV. D	Pag.diPag. 12 di 80
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	----------------	----------------	-----------	------------------------

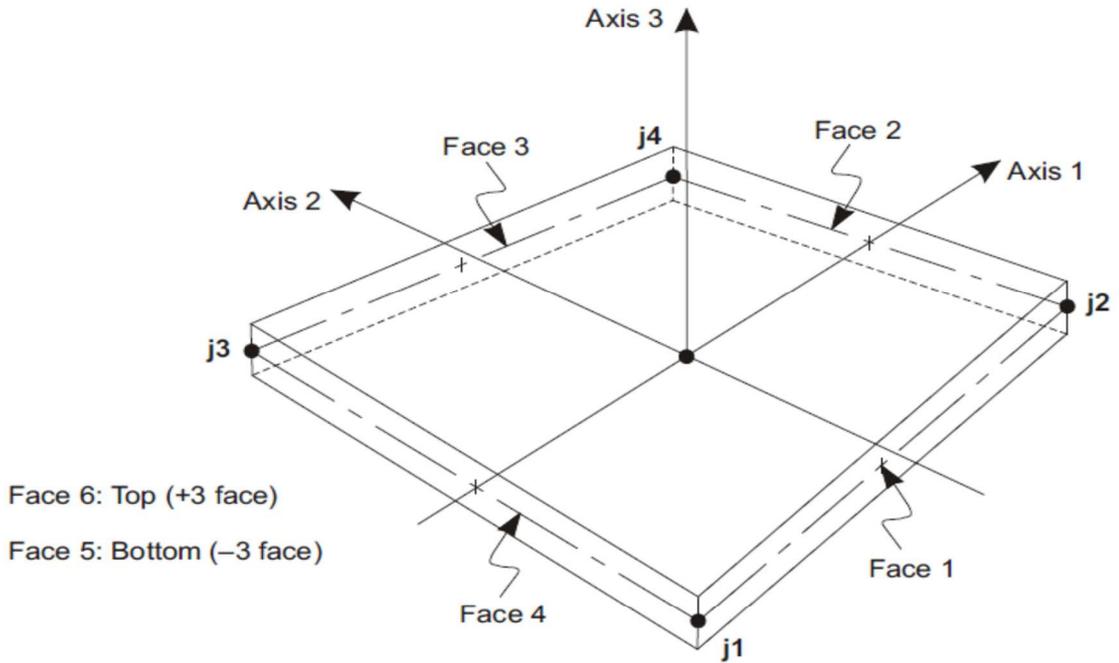
The following two specifications are equivalent:
(a) **local=12, plveca=0, plvecb=100**
(b) **local=13, plveca=101, plvecb=102**



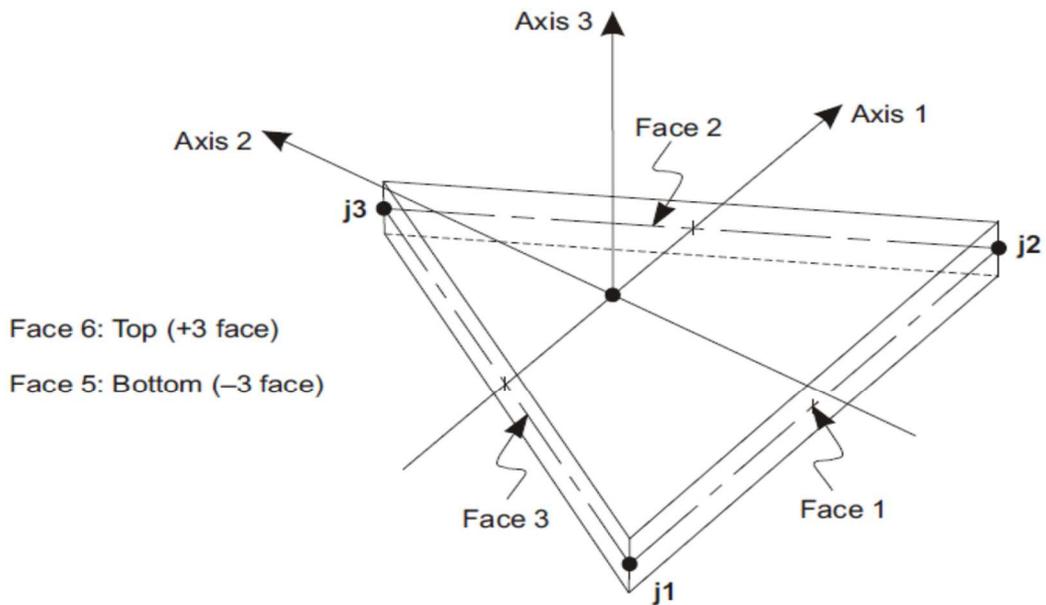
- “Area”:

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:

Opera L0703	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V4500	Id.doc. REL	N.prog. 01	REV. D	Pag.diPag. 13 di 80
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	----------------	---------------	-----------	------------------------



Four-node Quadrilateral Shell Element



Three-node Triangular Shell Element

- “Solid”:
 sono utilizzate per la modellazione tridimensionale solida

Opera L0703	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V4500	Id.doc. REL	N.progr. 01	REV. D	Pag.diPag. 14 di 80
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	----------------	----------------	-----------	------------------------

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)

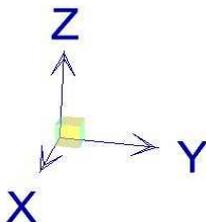
- a multi-linear plastic hinge
- catenary cable element
- nonlinear shell element

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).

Sistemi di riferimento

Il sistema di riferimento nei modelli di calcolo viene assunto con origine coincidente con la quota 0,0,0 sulla spigolo in basso della struttura.

La disposizione degli assi segue la “regola della mano destra”:



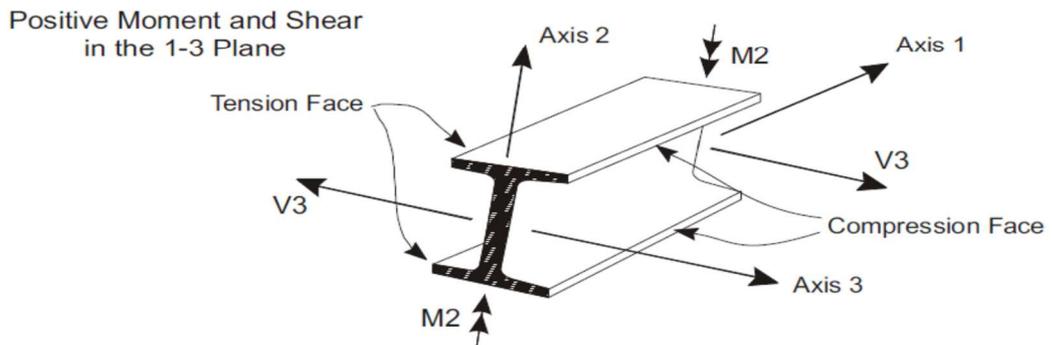
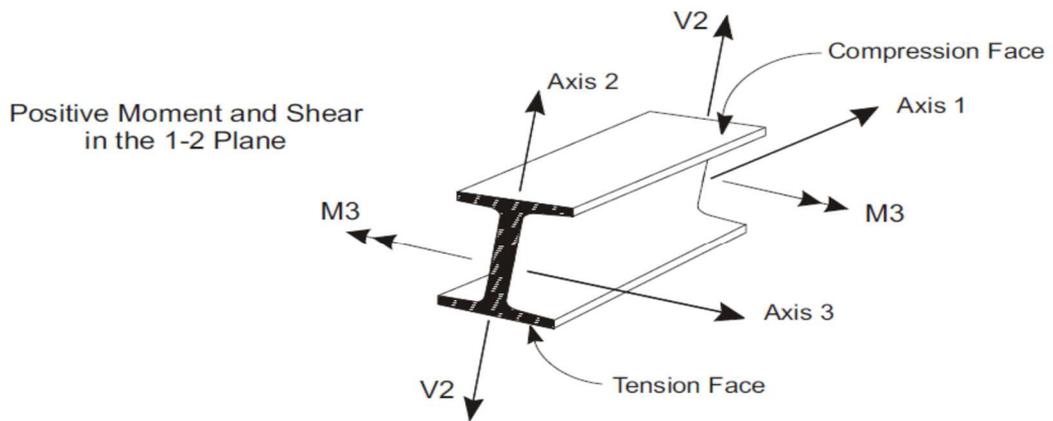
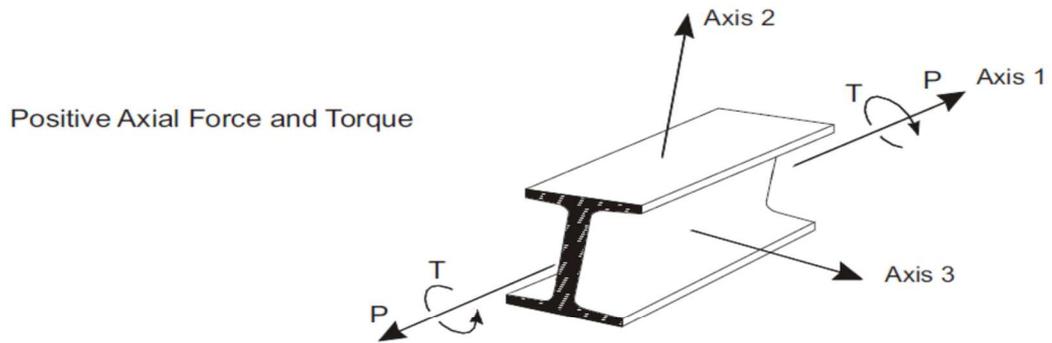
l'asse X è diretto secondo l'asse longitudinale della struttura;

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.

Opera L0703	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V4500	Id.doc. REL	N.progr. 01	REV. D	Pag.diPag. 15 di 80
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	----------------	----------------	-----------	------------------------



Opera L0703	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V4500	Id.doc. REL	N.progr. 01	REV. D	Pag.diPag. 16 di 80
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	----------------	----------------	-----------	------------------------

4.3 LARGHEZZA COLLABORANTE DELLA PIASTRA

La valutazione della larghezza collaborante di piastra può essere effettuata come da EC3.1.5 paragrafo 3.1. 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 | $L_e = 0.85 L_1$ |
| 2) travi continue, campate intermedie | $L_e = 0.7 L_2$ |
| 3) travi continue, appoggi | $L_e = 0.25 (L_1+L_2)$ |
| 4) travi continue, sbalzi | $L_e = 2 L_3$ |
| 5) trave semplicemente appoggiate | $L_e=L_1$ |

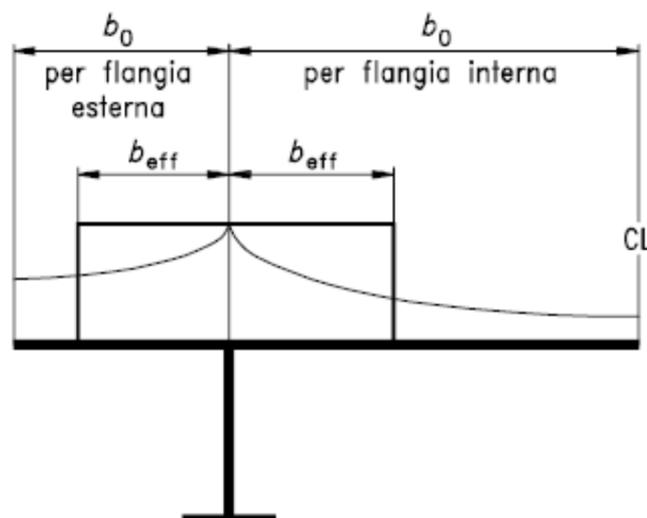
In cui:

L_1, L_2, L_3 luci delle varie tipologie di campata

Nel caso in cui una campata supera 1,5 volte la lunghezza delle campate adiacenti, si raccomanda che " L_e " sia una stima della distanza tra due punti di nullo contigui del diagramma dei momenti.

Per il calcolo di b_{eff} si ha:

$$b_{eff}=\beta b_0$$



Il fattore " β " che determina la larghezza efficace si ricava dal prospetto seguente usando valori di κ ottenuti dalla:

$$\kappa = \alpha_0 b_0 / L_e$$

con:

$$\alpha_0 = (1 + A_{sl} / b_0 t)^{0.5}$$

Fattore β determinante la larghezza efficace

$\kappa = \frac{\alpha_0 \cdot b_0}{L_e}$	Sezioni da verificare	Valori di β
$\leq 0,02$		$\beta = 1,0$
$(0,02) - 0,70$	Zone con momento tendente le fibre inferiori	$\beta = \beta_1 = \frac{1}{1 + 6,4\kappa^2}$
	Zone con momento tendente le fibre superiori	$\beta = \beta_2 = \frac{1}{1 + 6,0\left(\kappa - \frac{1}{2500\kappa}\right) + 1,6\kappa^2}$
$> 0,70$	Zone con momento tendente le fibre inferiori	$\beta = \beta_1 = \frac{1}{5,9\kappa}$
	Zone con momento tendente le fibre superiori	$\beta = \beta_2 = \frac{1}{8,6\kappa}$
Tutti i valori di κ	Appoggi di estremità	$\beta_0 = (0,55 + 0,025/\kappa)\beta_1$ ma con $\beta_0 < \beta_1$
Tutti i valori di κ	Sbalzi	$\beta = \beta_2$ sugli appoggi, $\beta_0 = 1,0$ all'estremità

Nel nostro caso avremo:

Campata	Tipo	L (mm)	Le (mm)	I. collaborante interna			I. collaborante esterna			Beff,int (mm)	Beff,est (mm)	Beff (mm)
				κ	β	bo	κ	β	bo			
1	C1	50000.00	50000.00	0.13	0.67	2975	0.16	0.85	3250	1986	1955	3941
	C2	50000.00	50000.00	0.13	0.90	2975.00	0.16	0.85	3250	2681	2779	5459
	C3	50000.00	50000.00	0.13	0.90	2975.00	0.16	0.85	3250	2681	2779	5459

4.4 SEZIONI UTILIZZATE NEL MODELLO

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

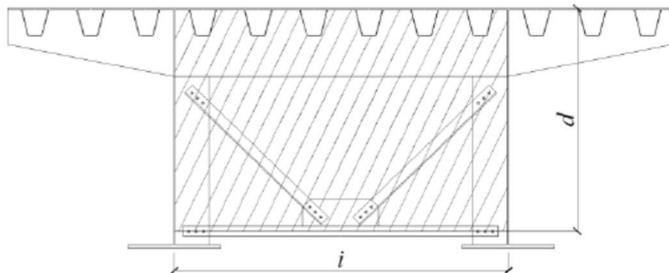
Per ciascuno dei conci, in cui è diviso l'impalcato, si esegue, con l'ausilio di un foglio elettronico di excel, appositamente implementato, il calcolo delle grandezze geometriche; i suddetti calcoli sono riportati in allegato a tale relazione.

Concio	Anima		Piattabanda inf.		Radd. Piattabanda inf.		piastra ortotropa	
	Htot	t	Binf	sinf	Binf	sinf	Beff	sp
1	2660	16	1000	40	-	-	3941	14
2	2620	16	1000	40	900	40	5459	14
3	2620	16	1100	40	1000	40	5459	14

Tabella conci

Determinata la larghezza collaborante della piastra si calcolano le caratteristiche statiche della sezione a doppio T così costituita.

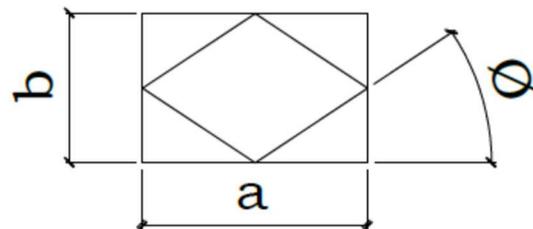
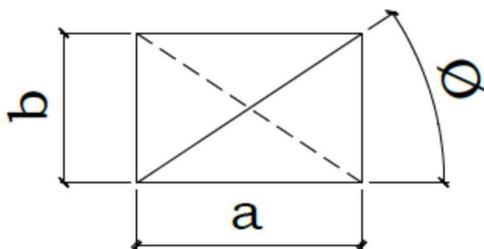
Per quanto riguarda l'inerzia torsionale, viene adottata la sezione torsorigida; pertanto verrà calcolata secondo la teoria di Bredt:



$$J_{t,1} = \frac{4\Omega^2}{\sum \frac{1}{t_i}} = \frac{4(d_1 \times i)^2}{\frac{i}{t_i^*} + \frac{i}{t_p} + 2\frac{d_1}{t_w}}$$

Essendo:

t_p = spessore piastra ortotropa,
 t_i^* = $2A_d E / G a / b^2 \sin^3 \phi$ lo spessore equivalente della controventatura inferiore disposte a croce di S. Andrea.



	2.1.2 – PEDEMONTANA DELLE MARCHE – Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord–Matelica Sud/Castelraimondo Nord OPERE D'ARTE MAGGIORI PONTE MISTRIANO: Relazione tecnica e di calcolo impalcato								
	Opera L0703	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V4500	Id.doc. REL	N.progr. 01	REV. D	Pag.diPag. 19 di 80

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 14/01/2008, 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 = variazioni termiche;
- ε4 = viscosità;
- q1 = carichi mobili;
- q2 = effetto dinamico dei carichi mobili;
- q3 = azioni longitudinali di frenamento;
- q4 = azione centrifuga;
- q5 = azione del vento;
- q6 = azioni sismiche;
- q7 = resistenze di attrito agli appoggi;
- q8 = azioni sui parapetti: urto di un veicolo in svio;
- q9 = altre;
- q10 = spinta idrodinamica.

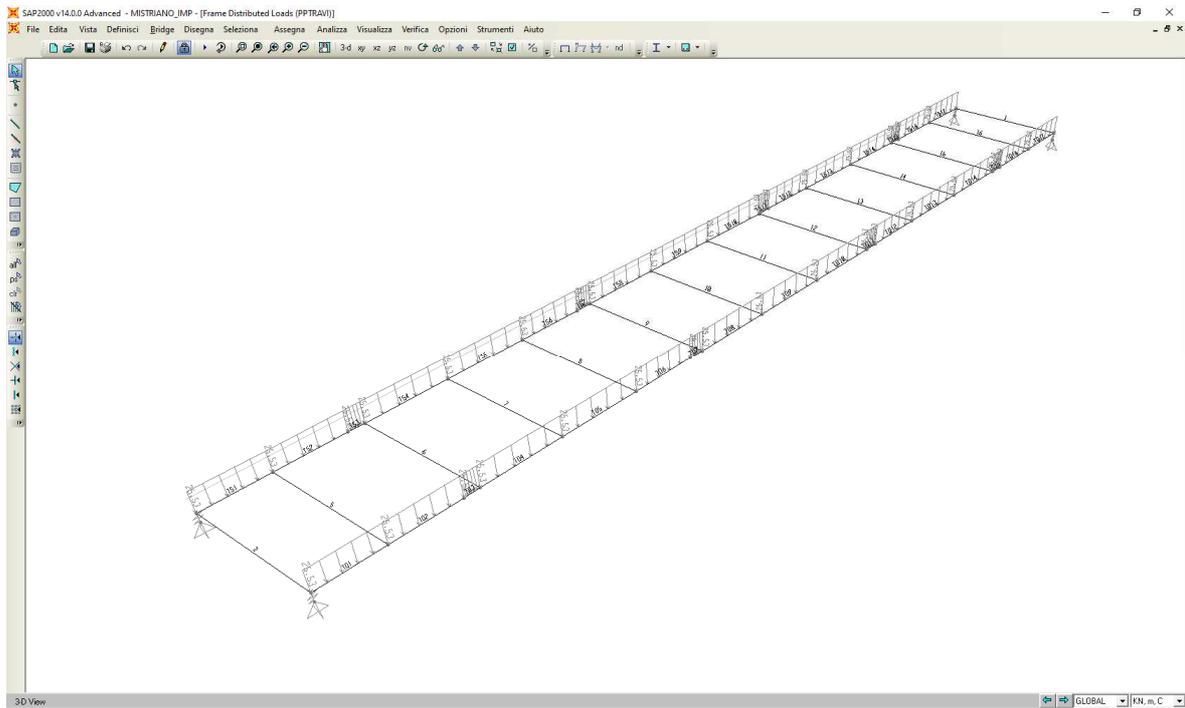
5.1.1 Peso proprio della struttura g1

Il peso proprio degli elementi strutturali (travi longitudinali, trasversi e piastra ortotropa) è computato considerando un'incidenza per l'acciaio a mq di impalcato pari a 4.10 kN/mq

Pertanto sulla singola trave avremo un carico linearmente distribuito sulla sua lunghezza pari a:

$$PP = 4.10 \cdot 12.45 / 2 = 25.53 \text{ kN/m.}$$

Opera L0703	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V4500	Id.doc. REL	N.progr. 01	REV. D	Pag.diPag. 20 di 80
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	----------------	----------------	-----------	------------------------



Peso proprio carpenteria metallica

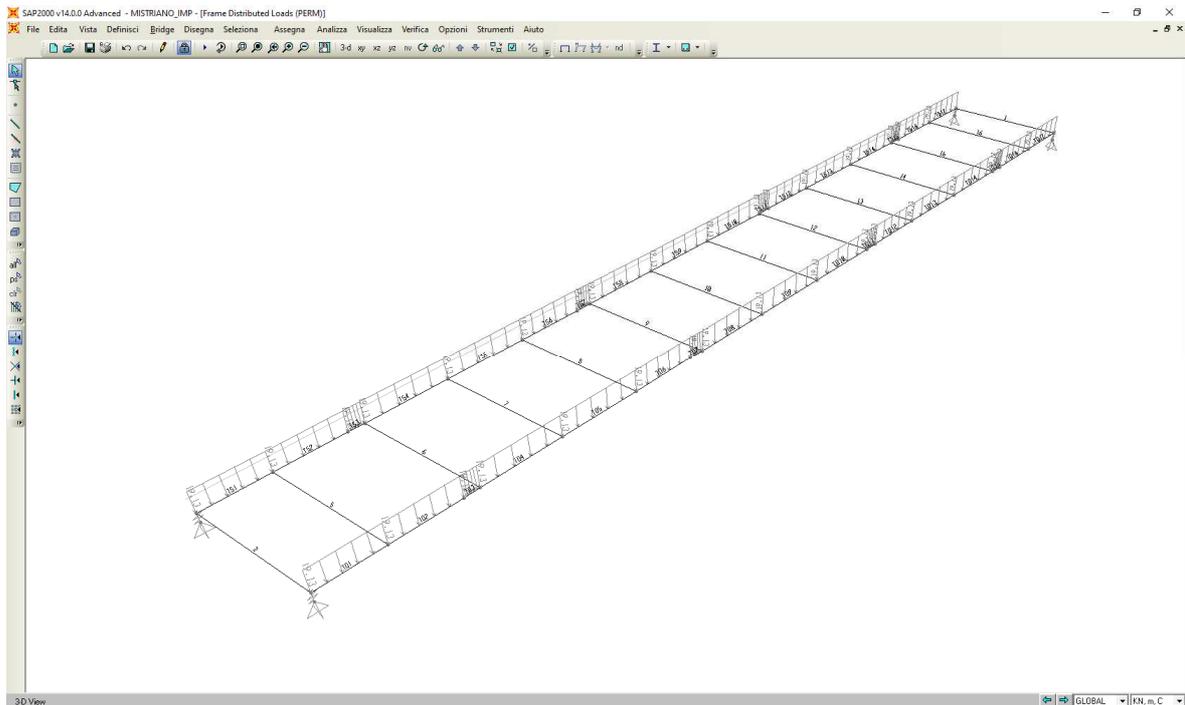
5.1.2 Carichi permanenti portati g2

Pavimentazione:	$(11.15) \times 0.11 \times 22 \text{ kN/mq} =$	27.00 kN/ml
cordoli	$2 \times 0.65 \times 0.20 \times 25 \text{ kN/mc}$	6.50 kN/ml
Veletta in c.a.	$2 \times 0.05 \times 0.70 \times 25 \text{ kN/mc}$	1.75 kN/ml
Guardrail:	$1.50 \times 2 \text{ kN/ml} =$	3.00 kN/ml

Sommano: 38.25 kN/ml

Sulla singola trave avremo:
 PERM = $38.25/2=19.13 \text{ kN/m}$

Opera L0703	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V4500	Id.doc. REL	N.progr. 01	REV. D	Pag.diPag. 21 di 80
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	----------------	----------------	-----------	------------------------



Permanenti portati

5.1.3 Cedimento differenziale di pile e spalle (ε1)

Essendo lo schema statico isostatico non si considerano gli effetti prodotti da cedimenti differenziali delle spalle.

5.1.4 Distorsioni di progetto ε2

Non sono previste distorsioni di progetto.

5.1.5 Variazioni termiche (ε3)

Sono state considerate variazioni di temperatura pari a:

Variazione termica uniforme di $\pm 25 \text{ }^\circ\text{C}$

5.1.6 Carichi mobili q1

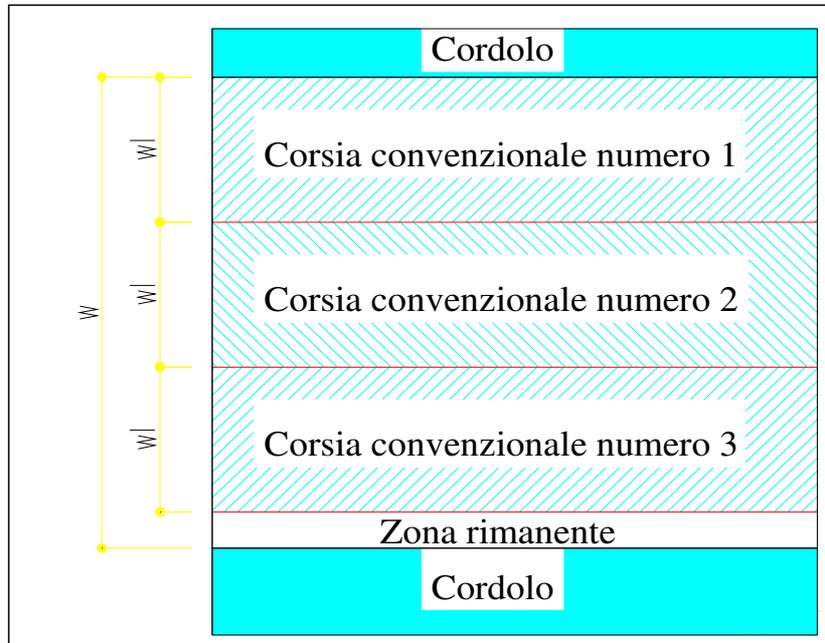
Questi sono i carichi stabiliti convenzionalmente dalla normativa specifica per il calcolo dei ponti. I carichi vanno applicati su una "corsia convenzionale" avente un ingombro trasversale stabilito in 3,00m, e sulla "zona rimanente" avente un ingombro trasversale pari a $w-(3.00 \times n_l)$, dove "w"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

$$w = 11.15 \text{ m}$$

Opera L0703	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V4500	Id.doc. REL	N.prog. 01	REV. D	Pag.diPag. 22 di 80
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	----------------	---------------	-----------	------------------------

$$n1 = \text{Int}(w/3) = \text{Int}(11.15)/3 = 3$$

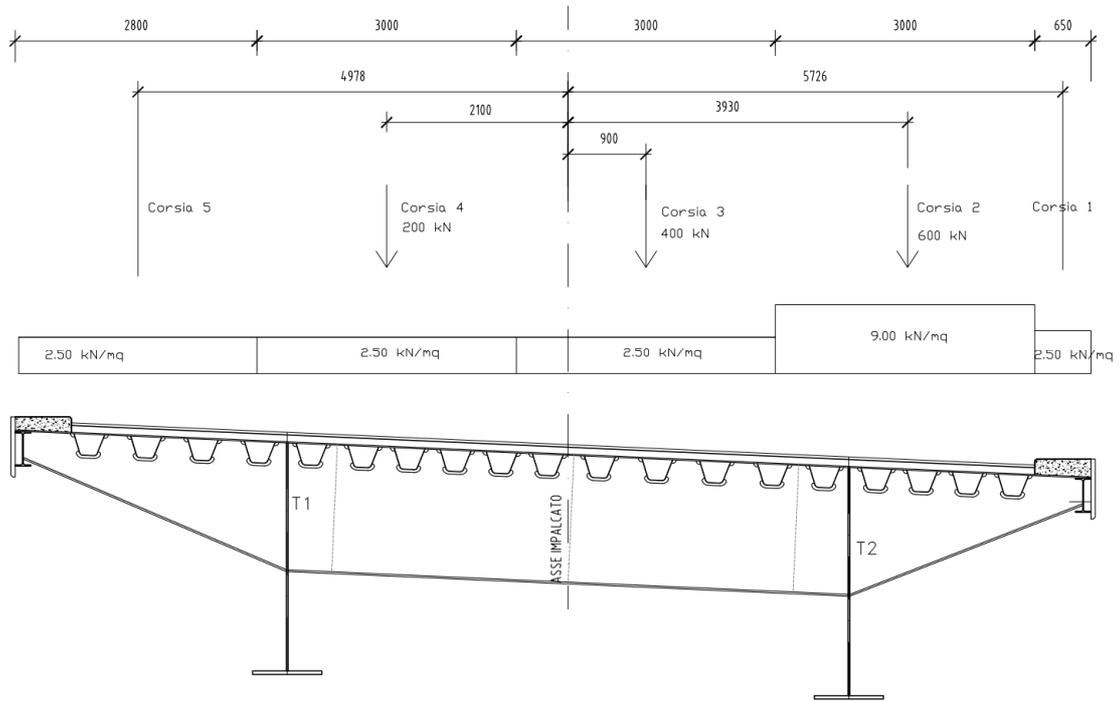
$$\text{Larghezza della zona rimanente} = w - (3.00 \times n1) = 2.1 \text{ m}$$



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

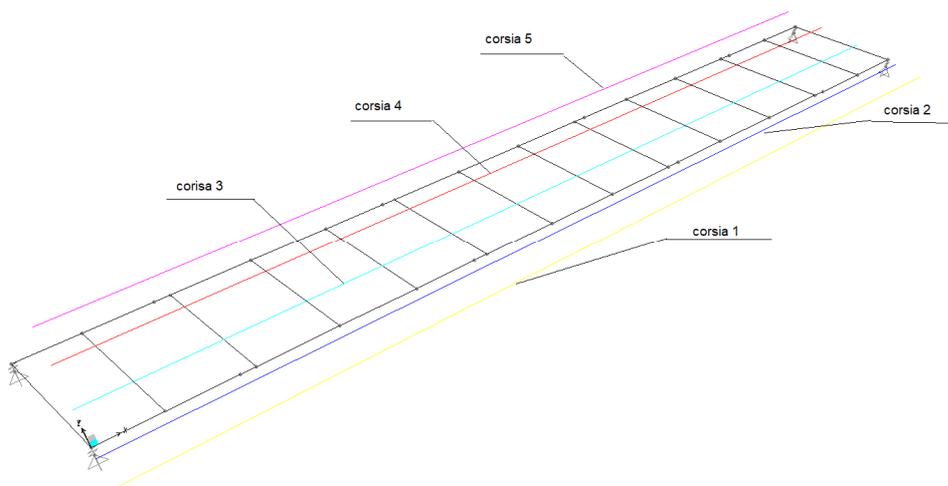
Compatibilmente con la larghezza complessiva della piattaforma carrabile, viene considerata la seguente distribuzione dei carichi:

Opera L0703	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V4500	Id.doc. REL	N.prog. 01	REV. D	Pag.diPag. 23 di 80
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	----------------	---------------	-----------	------------------------



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

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



Corsie di carico

Opera L0703	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V4500	Id.doc. REL	N.prog. 01	REV. D	Pag.diPag. 24 di 80
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	----------------	---------------	-----------	------------------------

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 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		27.	Zero Width		300.	One Point	
Leading Load	Infinite		27.	Zero Width		300.	One Point	
Fixed Length	1.2		27.	Zero Width		300.	One Point	
Trailing Load	Infinite		27.	Zero Width				

Agg. Inserisci Modif. Canc.

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

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

OK Annulla

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: Unità:

Carichi Assali Flottanti

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

Raddoppia il Carico Corsia quando Calcoli i Mom di Campata Negativi

Uso

Momenti Negativi Corsia agli Appoggi
 Forze Appoggio Verticale Interno
 Altre Risposte

Min Dist Permissa Da Carico Asse

Bordo Esterno Corsia:
 Bordo Interno Corsia:

Effetti Lunghezza

Assale:
 Uniforme:

Carichi

Carico	Minimo Distanza	Massimo Distanza	Uniforme Carico	Uniforme Tipo di Larghezza	Uniforme Larghezza	Assale Carico	Assale Tipo di Larghezza	Assale Larghezza
Leading Load	Infinite		7.5	Zero Width		100.	One Point	
Leading Load	Infinite		7.5	Zero Width		100.	One Point	
Fixed Length	1.		7.5	Zero Width		100.	One Point	
Trailing Load	Infinite		7.5	Zero Width				

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

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

Dati Veicolo Generico

Nome veicolo: Unità:

Carichi Assali Flottanti

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

Raddoppia il Carico Corsia quando Calcoli i Mom di Campata Negativi

Uso

Momenti Negativi Corsia agli Appoggi
 Forze Appoggio Verticale Interno
 Altre Risposte

Min Dist Permissa Da Carico Asse

Bordo Esterno Corsia:
 Bordo Interno Corsia:

Effetti Lunghezza

Assale:
 Uniforme:

Carichi

Carico	Minimo Distanza	Massimo Distanza	Uniforme Carico	Uniforme Tipo di Larghezza	Uniforme Larghezza	Assale Carico	Assale Tipo di Larghezza	Assale Larghezza
Leading Load	Infinite		1.625	Zero Width		0.	One Point	
Leading Load	Infinite		1.625	Zero Width		0.	One Point	
Trailing Load	Infinite		1.625	Zero Width				

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

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

Dati Veicolo Generico

Nome veicolo: Unità:

Carichi Assali Flottanti

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

Raddoppia il Carico Corsia quando Calcoli i Mom di Campata Negativi

Uso

Momenti Negativi Corsia agli Appoggi
 Forze Appoggio Verticale Interno
 Altre Risposte

Min Dist Permissa Da Carico Asse

Bordo Esterno Corsia:
 Bordo Interno Corsia:

Effetti Lunghezza

Assale: Mod/Mostra
 Uniforme: Mod/Mostra

Carichi

Carico	Minimo Distanza	Massimo Distanza	Uniforme Carico	Uniforme Tipo di Larghezza	Uniforme Larghezza	Assale Carico	Assale Tipo di Larghezza	Assale Larghezza
Trailing Load	Infinite		7	Zero Width				
Leading Load	Infinite		7	Zero Width		0.	One Point	
Trailing Load	Infinite		7	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

Veicoli

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 w_1 ed L rispettivamente la larghezza e la lunghezza totale della prima corsia di carico del viadotto.

Nel nostro caso si ha:

$$q_3 = 0.6 \cdot 2 \cdot 300 + 0.1 \cdot 3 \cdot 9 \cdot 51 \approx 497.7 \text{ kN} < 900 \text{ kN}$$

La forza di frenatura non è dimensionante l'impalcato.

5.1.8 Forza centrifuga q4

La forza centrifuga è pari a:

$$Q_4 = 40 \sum_i 2Q_{ik}/R = 40 \cdot 2 \cdot 1200/900 = 106.67 \text{ kN} \quad 200 \text{ m} \leq R \leq 1500 \text{ m}$$

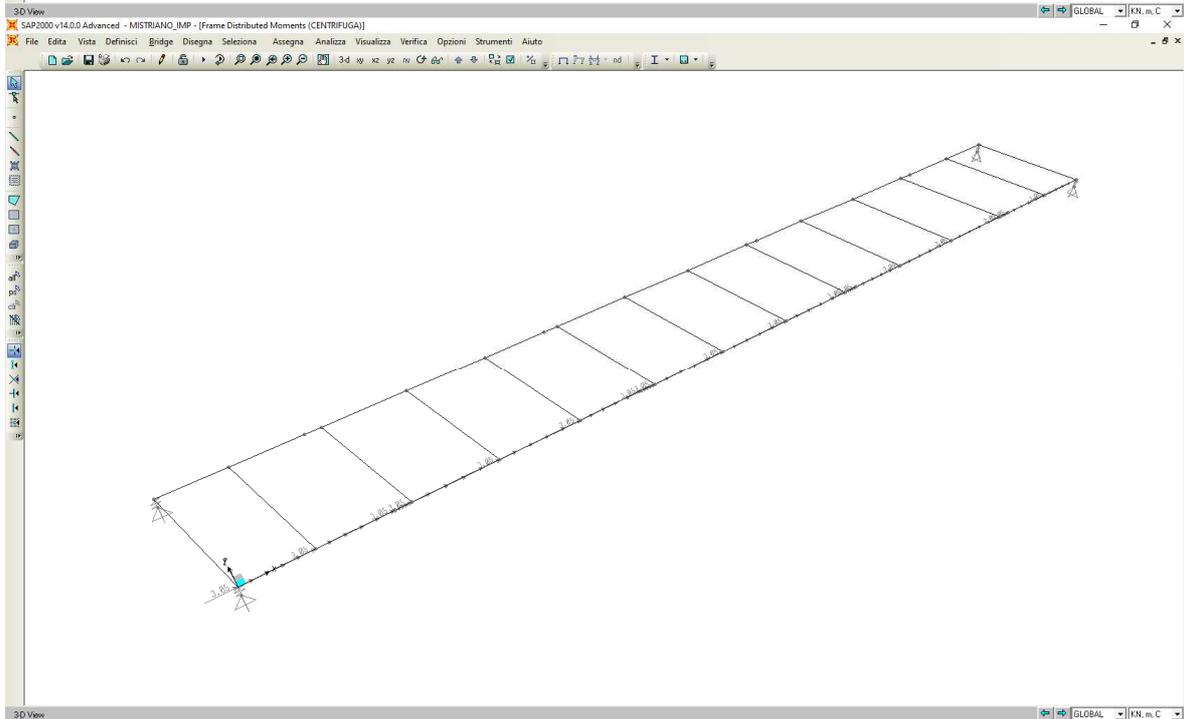
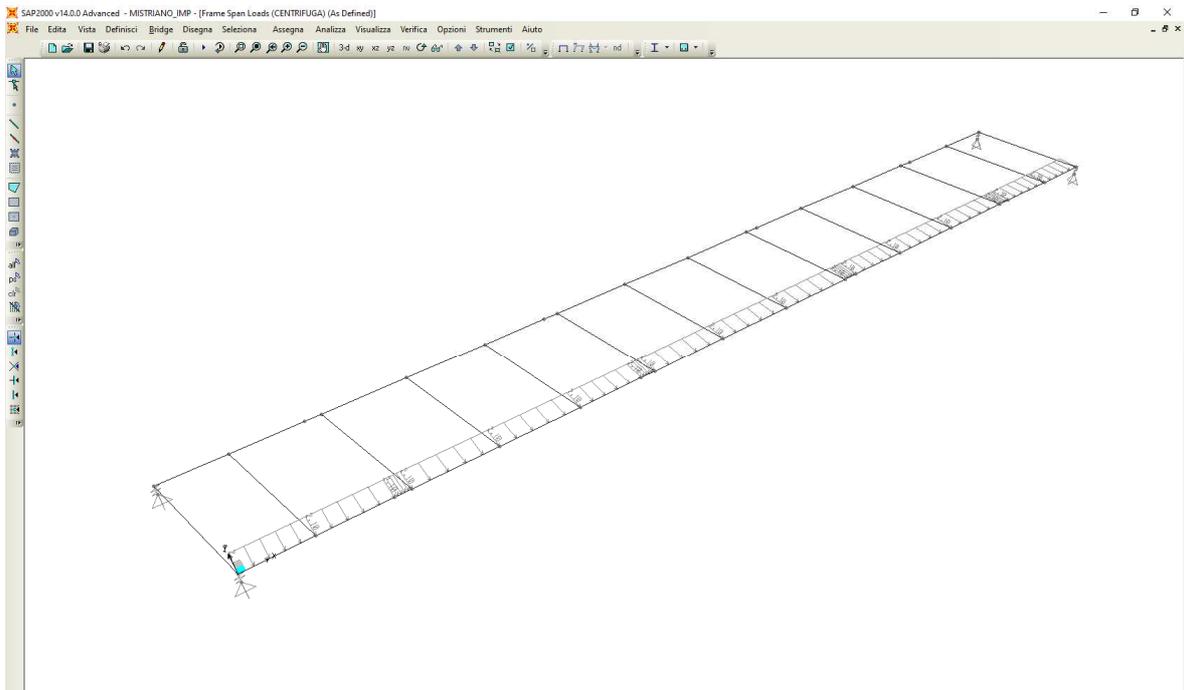
Tale azione, agente a piano viario, si considera distribuita lungo la trave:

$$q_4 = Q_4/L = 106.67/51 = 2.10 \text{ kN/m}$$

$$M_{q4} = q_4 \cdot (h_{pav} + h_{asse \text{ trave}}) = 2.1 \cdot (0.11 + 1.35) = 3.05 \text{ kNm/m}$$

- la forza centrifuga è applicata in asse Trave

Opera L0703	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V4500	Id.doc. REL	N.prog. 01	REV. D	Pag.diPag. 27 di 80
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	----------------	---------------	-----------	------------------------



5.1.9 Azione del vento q5

La superficie dei carichi transienti esposta al vento si assimila ad una parete rettangolare continua dell'altezza di 3 m a partire dal piano stradale.

Si riporta di seguito il calcolo della pressione del vento per unità di superficie.

V_{ref}	27	m/s	Velocità di riferimento (Macrozonazione)
α_r	1.10		Coefficiente funzione del periodo di ritorno
$V_r(Tr)$	29.7	m/s	Velocità di riferimnto riferita al periodo di ritorno
Calcolo della velocità media del vento			
Classe di rugosità :C; Zona 3; Categoria III			
K_r	0.2		Coefficiente funzione della categoria di esposizione del sito
Z_0	0.1	m	Coefficiente funzione della categoria di esposizione del sito
z_{min}	5	m	Coefficiente funzione della categoria di esposizione del sito
β	0.5		Coefficiente funzione dell'altezza della costruzione
γ	1		
C_t	1.5		Coefficiente di topografia
z	10	m	Altezza della costruzione
$\alpha(z)$	4.61		Funzione logaritmica dell'altezza dell'opera
$V_m(z)$	41.0	m/s	Velocità media del vento
Calcolo della velocità di picco del vento			
$C_{ev}(z)$	1.96		Coefficiente di esposizione
$V_p(z)$	58.2	m/s	Velocità di picco del vento
Calcolo della pressione cinetica di picco			
$q(z)$	2.1	kN/mq	Pressione cinetica di picco
Calcolo della pressione del vento			
C_{pe}	1		Coefficiente di pressione
C_d	1		Coefficiente dinamico
W	2.1	kN/mq	Pressione del vento

A vantaggio di sicurezza si assume comunque una pressione da vento pari a 2.5 kN/mq

Nel nostro caso avremo:

$$H_{imp,max} = (2.71 + 0.11 + 3.00) \text{ m} = 5.82 \text{ m}$$

$$L = 51 \text{ m} \quad \text{lunghezza impalcato}$$

Dove:

2.71 m rappresentano l'altezza dell'impalcato in acciaio;

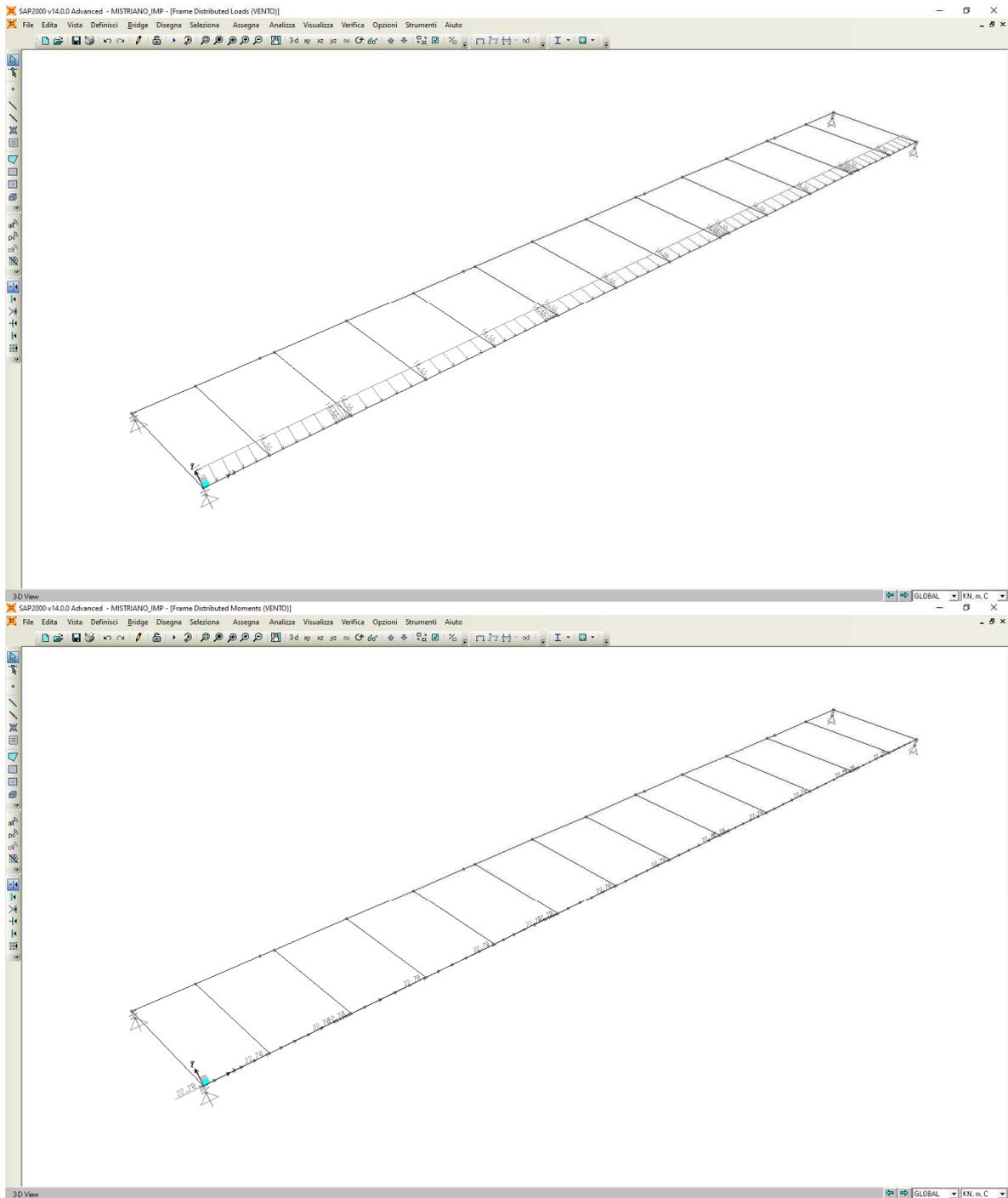
0.11 m rappresentano l'altezza della pavimentazione;

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

Risultante applicata in asse trave:

$$R_v = 2.5 \cdot 5.82 = 14.55 \text{ kN/m} \quad M_v = 14.55 \cdot (5.82/2 - 1.35) = 22.7 \text{ kNm}$$

Opera L0703	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V4500	Id.doc. REL	N.prog. 01	REV. D	Pag.diPag. 29 di 80
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	----------------	---------------	-----------	------------------------



5.1.10 Azione sismica (q6)

L'azione sismica viene valutata in base al sito in cui si colloca l'opera (Comune di Matelica) e in base alla classe d'uso del ponte e della vita nominale prevista:

Classe d'uso III (coefficiente d'uso 1,5)

Vita nominale (anni) 50

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV	SLC	
a_g	0.208	0.264	g
F_o	2.534	2.564	
T_C^*	0.333	0.341	s
S_S	1.384	1.294	
C_C	1.510	1.497	
S_T	1.000	1.000	
q	1.000	1.000	

Terreno di tipo C

	SLV	SLC	
S	1.384	1.294	
η	1.000	1.000	
T_B	0.167	0.170	s
T_C	0.502	0.511	s
T_D	2.431	2.655	s

Lo spettro orizzontale è descritto dalle espressioni seguenti.

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

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

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

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

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV	SLC	
a_{gv}	0.128	0.183	g
S_S	1.000	1.000	
S_T	1.000	1.000	
q	1.000	1.000	
T_B	0.050	0.050	s
T_C	0.150	0.150	s
T_D	1.000	1.000	s

F_v	1.559	1.778	
S	1.000	1.000	
η	1.000	1.000	

Lo spettro è descritto dalle espressioni seguenti.

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

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

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

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

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, cioè costituiti da strati alterni di acciaio e di elastomero collegati mediante vulcanizzazione.

La dissipazione di energia fornita dall'elastomero, 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 inerea, mediante la rigidezza equivalente K_e ed il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ_e che dipendono dallo spostamento massimo d_2 (corrispondente allo SLC) e dalla forza corrispondente F_2 (corrispondente all SLV) cui sono riferiti.

Nel nostro caso abbiamo:

$$k_e = 1760 \text{ kN/m}$$

$$\xi_e = 15\%$$

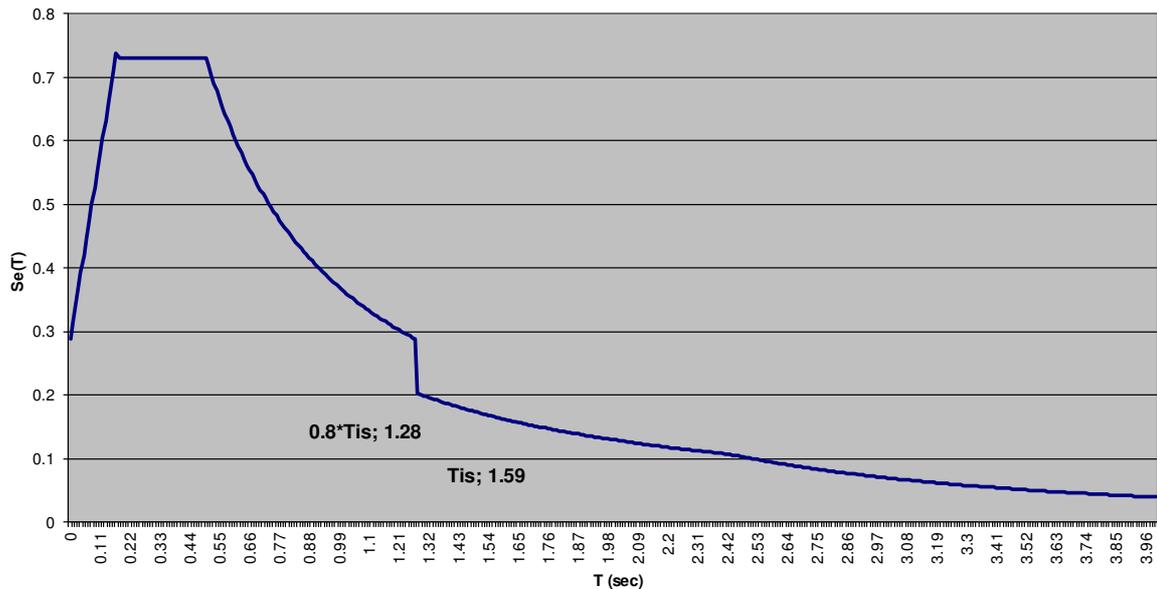
$$d_{2,long} = 0.20 \text{ m}$$

$$d_{2,trasv} = 0.20 \text{ m}$$

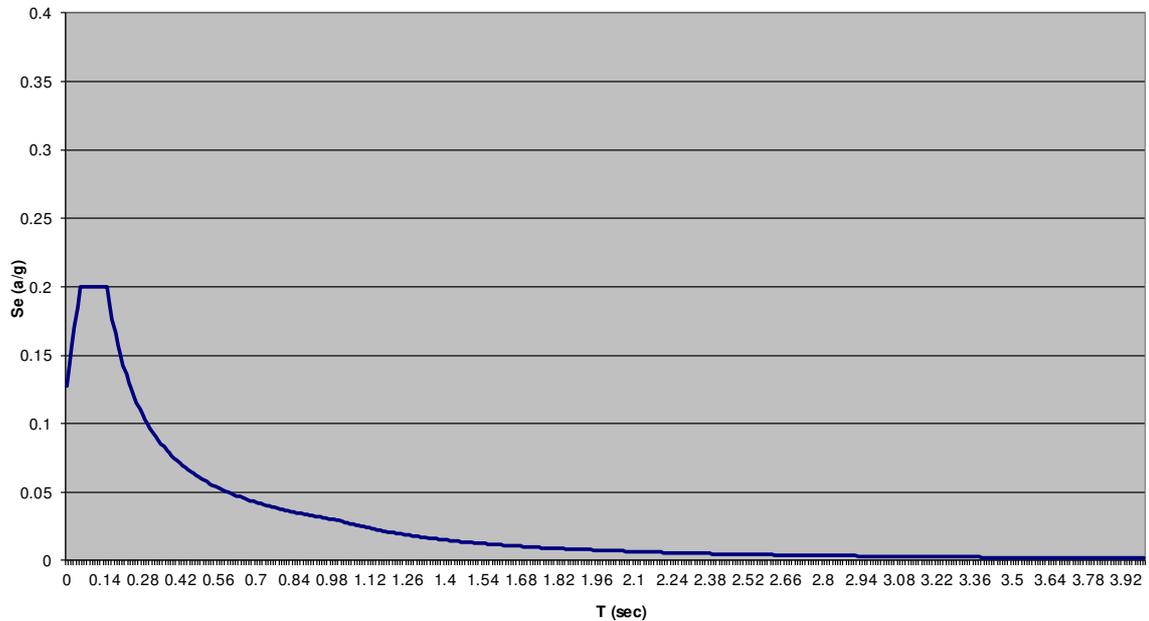
Con smorzamento viscoso equivalente al 15 %. Con tale valore si calcola il fattore h con cui si scala

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 allo SLV.

Spettro di risposta elastico orizzontale isolato



Spettro di risposta elastico verticale



 QUADRILATERO Marche Umbria S.p.A.	2.1.2 – PEDEMONTANA DELLE MARCHE – Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord–Matelica Sud/Castelraimondo Nord OPERE D'ARTE MAGGIORI PONTE MISTRIANO: Relazione tecnica e di calcolo impalcato								
	Opera L0703	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V4500	Id.doc. REL	N.progr. 01	REV. D	Pag.diPag. 33 di 80

5.1.11 Azioni eccezionali (q8)

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.

5.2 COMBINAZIONI DEI CARICHI ELEMENTARI

I carichi devono essere combinati, secondo i coefficienti di combinazione del DM del 17/01/2018 di seguito riportati.

Combinazione SLE

Configurazione di carico per fasi - Combinazione SLE							SLE
Peso proprio (g1)	$\gamma G1$	1					
Permanenti (g2)	$\gamma G2$	1					
Cedimenti vincolari pile	$\gamma \Psi 1 \varepsilon 1$	0.6					
Distorsione di progetto	$\gamma \Psi 1 \varepsilon 2$	0.6					
Accidentale (q)	γQ	1					
Vento (q5)	$\gamma \Psi 1 Q$	0.6					

Combinazione STR

Configurazione di carico per fasi - Combinazione STR							STR
Peso proprio (g1)	$\gamma G1$	1.35					
Permanenti (g2)	$\gamma G2$	1.35					
Cedimenti vincolari pile	$\gamma \Psi 1 \varepsilon 1$	0.72					
Distorsione di progetto	$\gamma \Psi 1 \varepsilon 2$	0.72					
Accidentale (q)	γQ	1.35					
Vento (q5)	$\gamma \Psi 1 Q$	0.9					

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 trave esterno curva (momento e taglio) relativi alle condizioni di carico elementari.

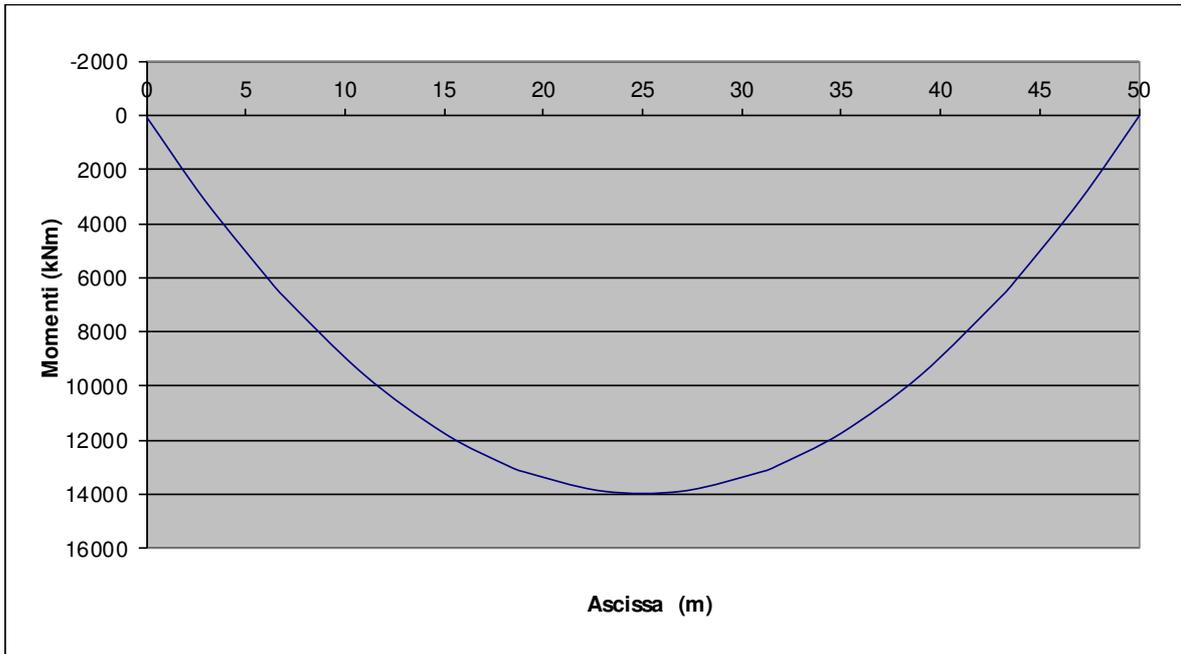


Fig. 6.1 – Diagramma dei momenti relativo al peso proprio carpenteria metallica+permanenti portati

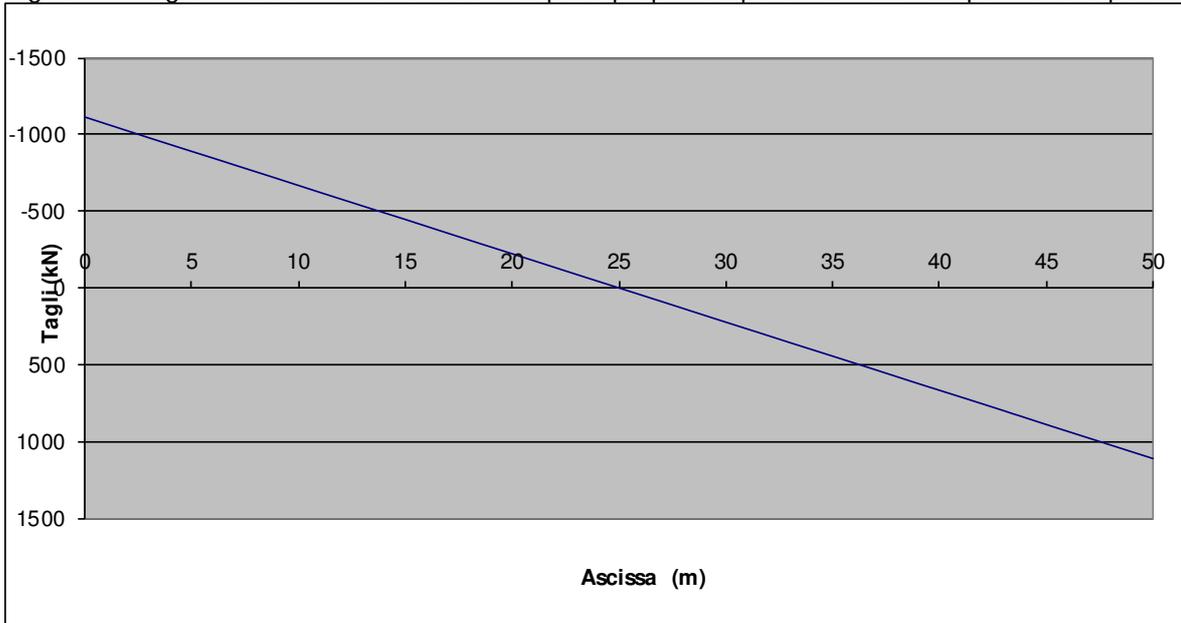


Fig. 6.2 – Diagramma dei tagli relativo al peso proprio carpenteria metallica+permanti portati

Opera L0703	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V4500	Id.doc. REL	N.progr. 01	REV. D	Pag.diPag. 36 di 80
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	----------------	----------------	-----------	------------------------

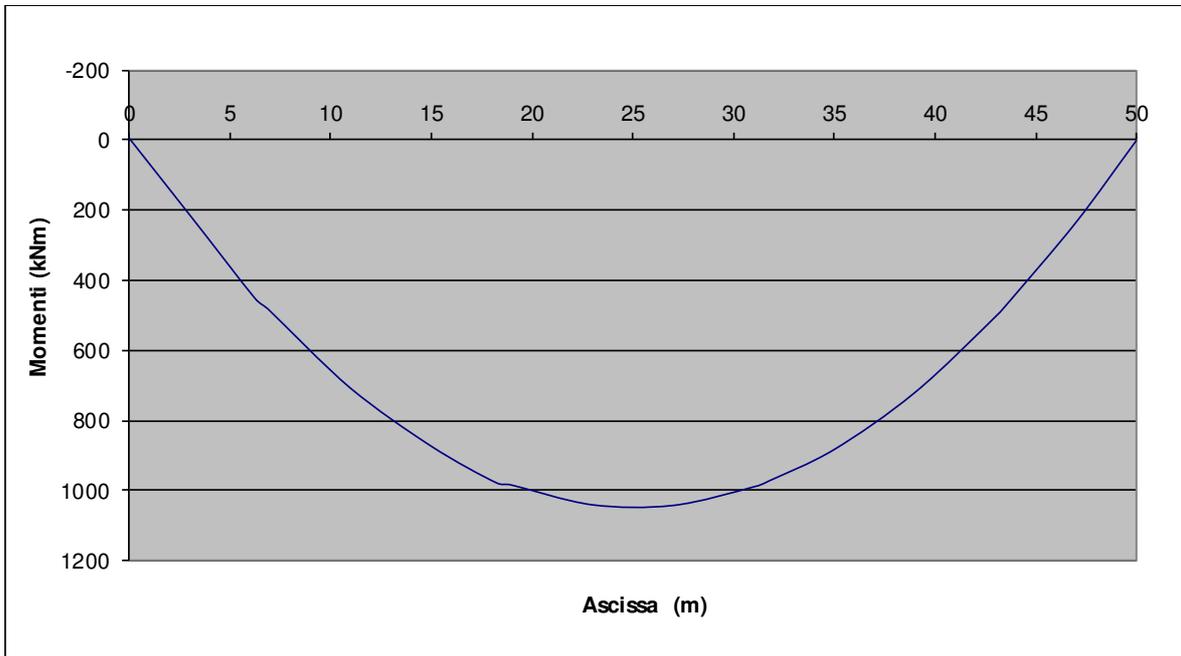


Fig. 6.3 – Diagramma dei momenti verticali relativo al vento

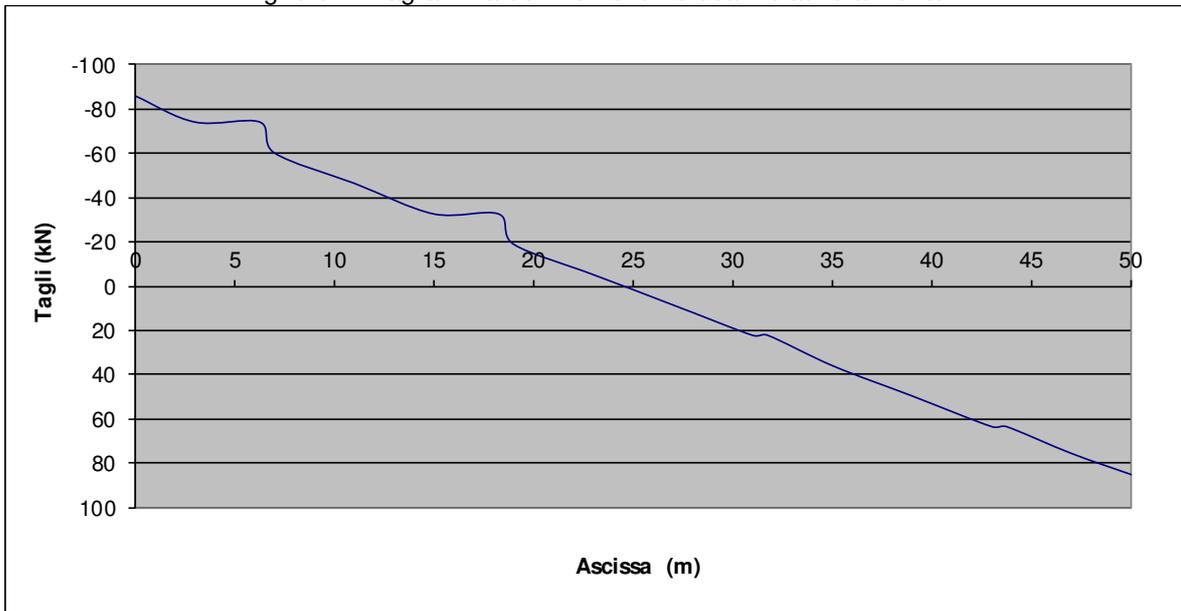


Fig. 6.4 – Diagramma dei tagli verticali relativo al vento

Opera L0703	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V4500	Id.doc. REL	N.prog. 01	REV. D	Pag.diPag. 37 di 80
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	----------------	---------------	-----------	------------------------

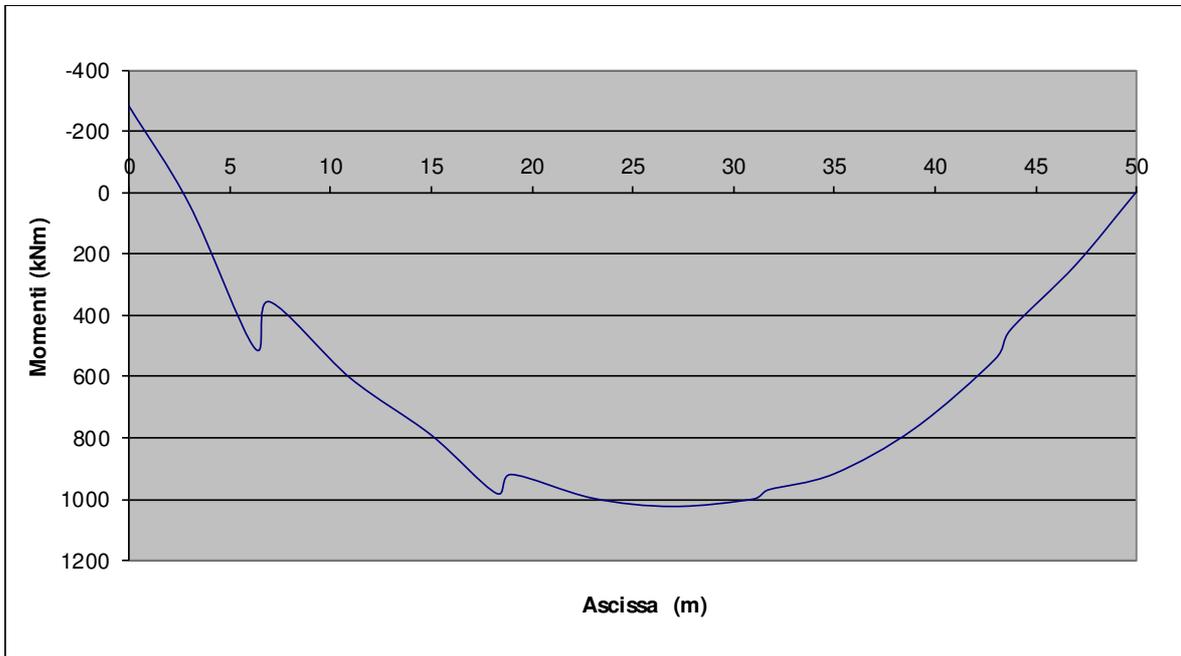


Fig. 6.5 – Diagramma dei momenti orizzontali relativo al vento

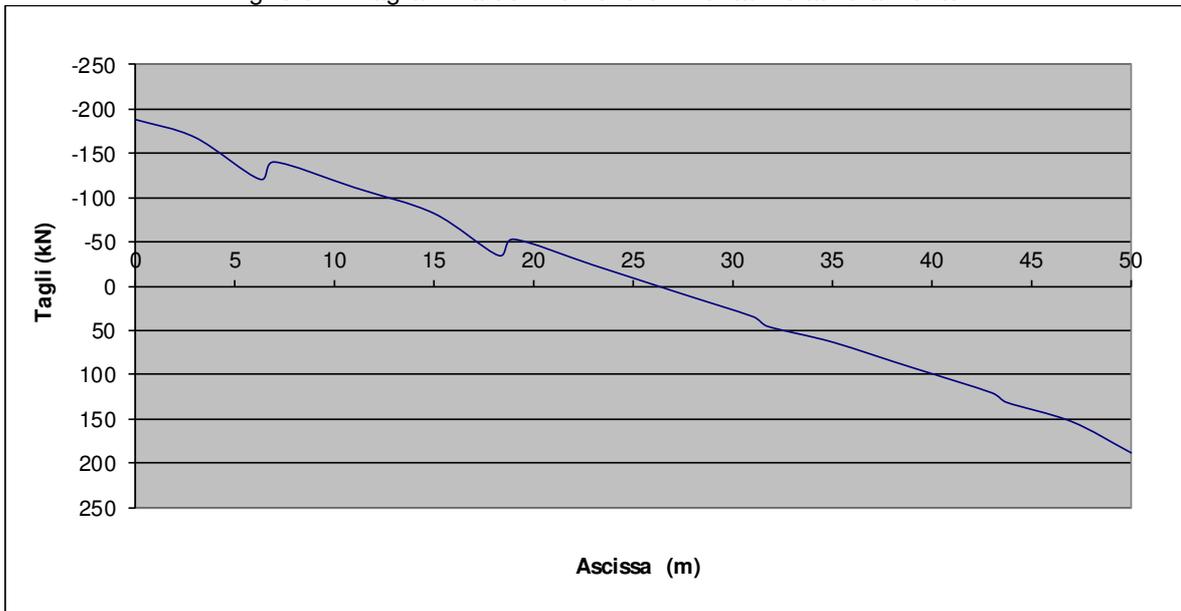


Fig. 6.6 – Diagramma dei tagli orizzontali relativo al vento

Opera L0703	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V4500	Id.doc. REL	N.prog. 01	REV. D	Pag.diPag. 38 di 80
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	----------------	---------------	-----------	------------------------

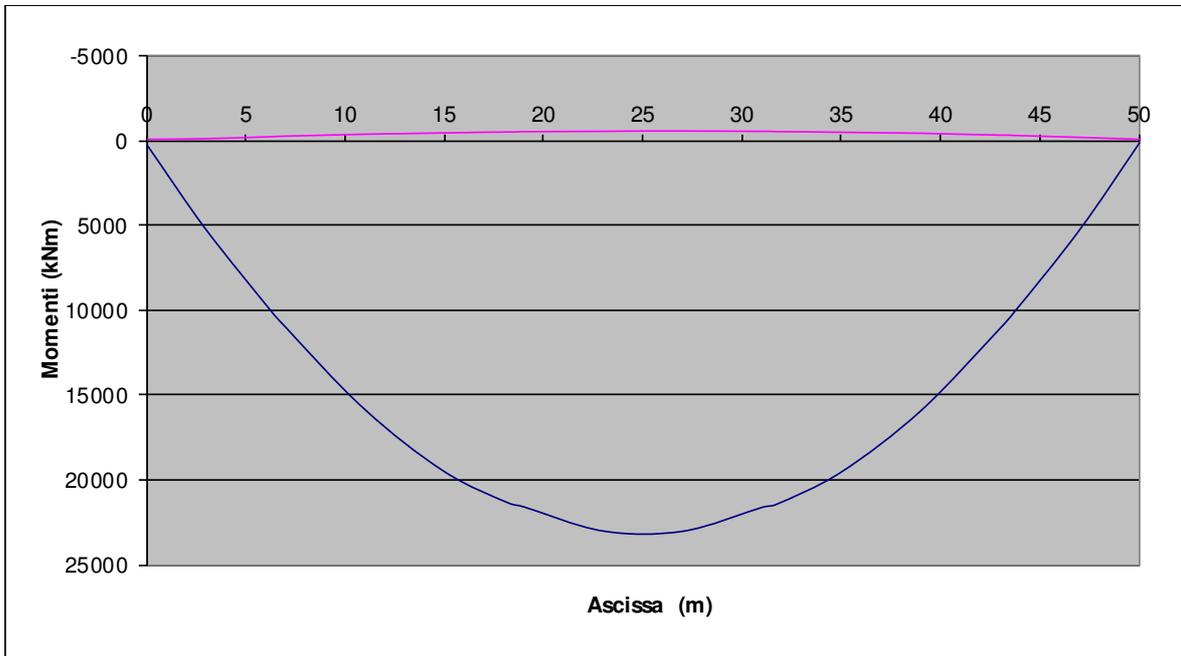


Fig. 6.7 – Diagramma dei momenti relativo ai carichi mobili massimi e minimi

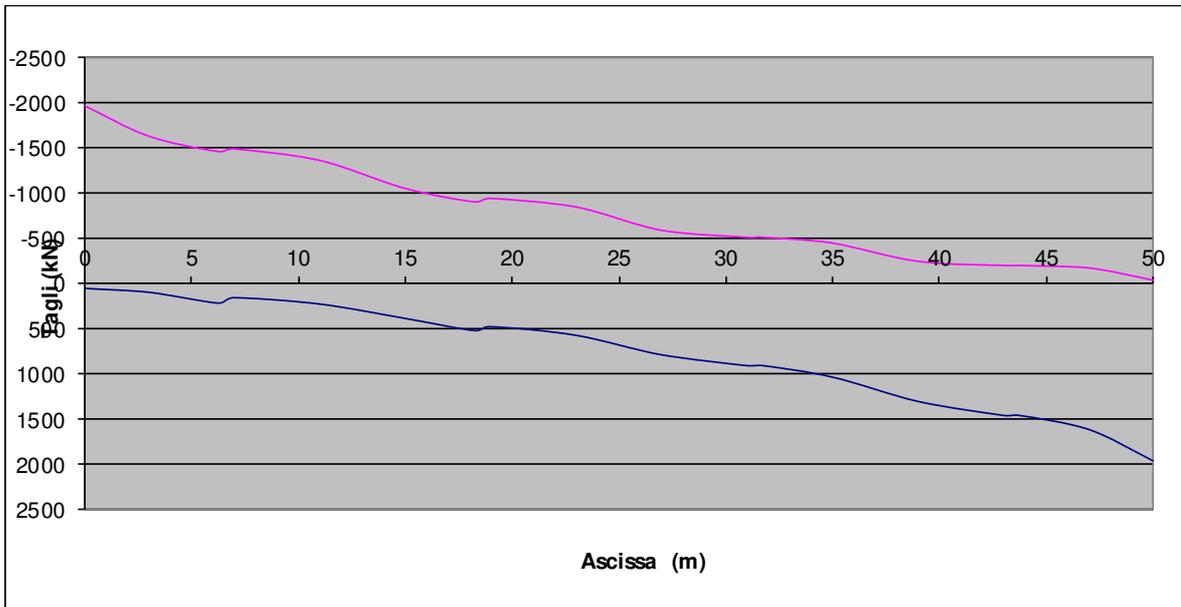


Fig. 6.8 – Diagramma dei tagli relativo ai carichi mobili massimi e minimi

Opera L0703	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V4500	Id.doc. REL	N.prog. 01	REV. D	Pag.diPag. 39 di 80
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	----------------	---------------	-----------	------------------------

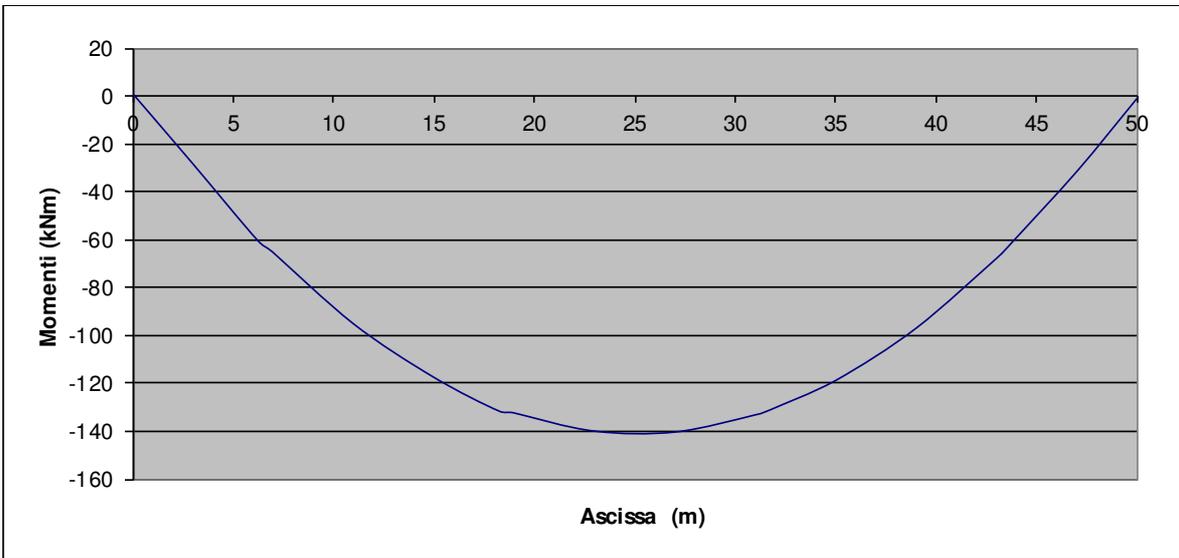


Fig. 6.9 – Diagramma dei momenti verticali relativo all'azione centrifuga

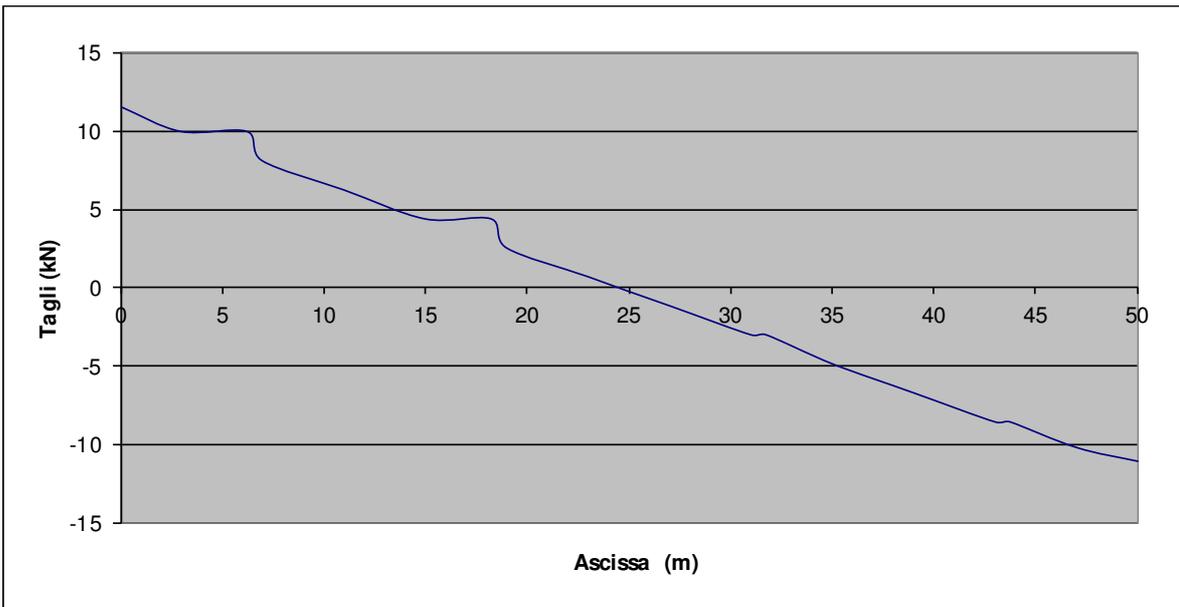


Fig. 6.10 – Diagramma dei tagli verticali relativo all'azione centrifuga

Opera L0703	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V4500	Id.doc. REL	N.prog. 01	REV. D	Pag.diPag. 40 di 80
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	----------------	---------------	-----------	------------------------

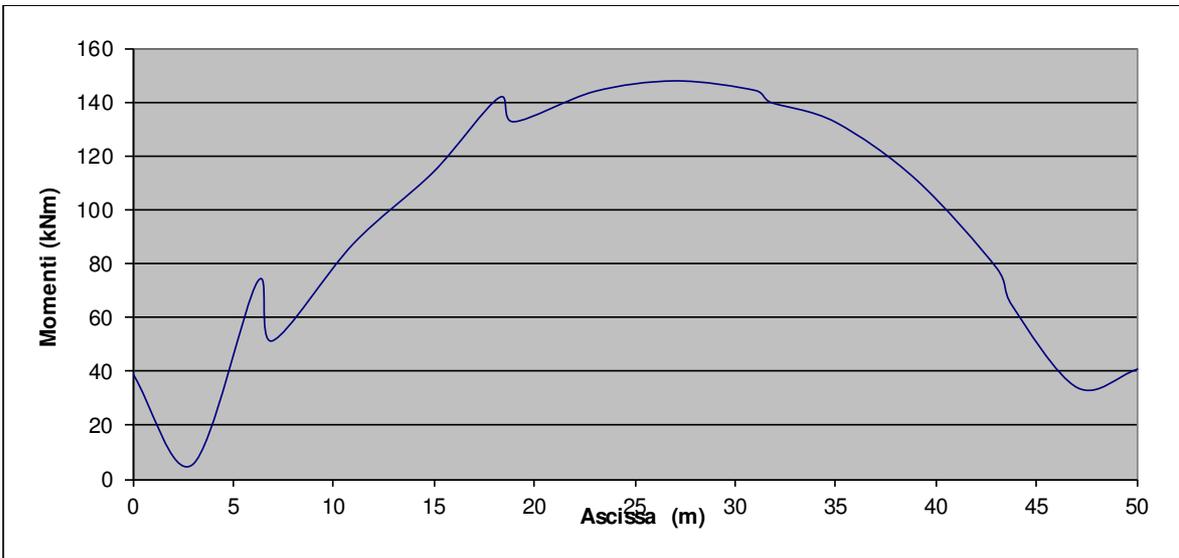


Fig. 6.11 – Diagramma dei momenti orizzontali relativo all'azione centrifuga

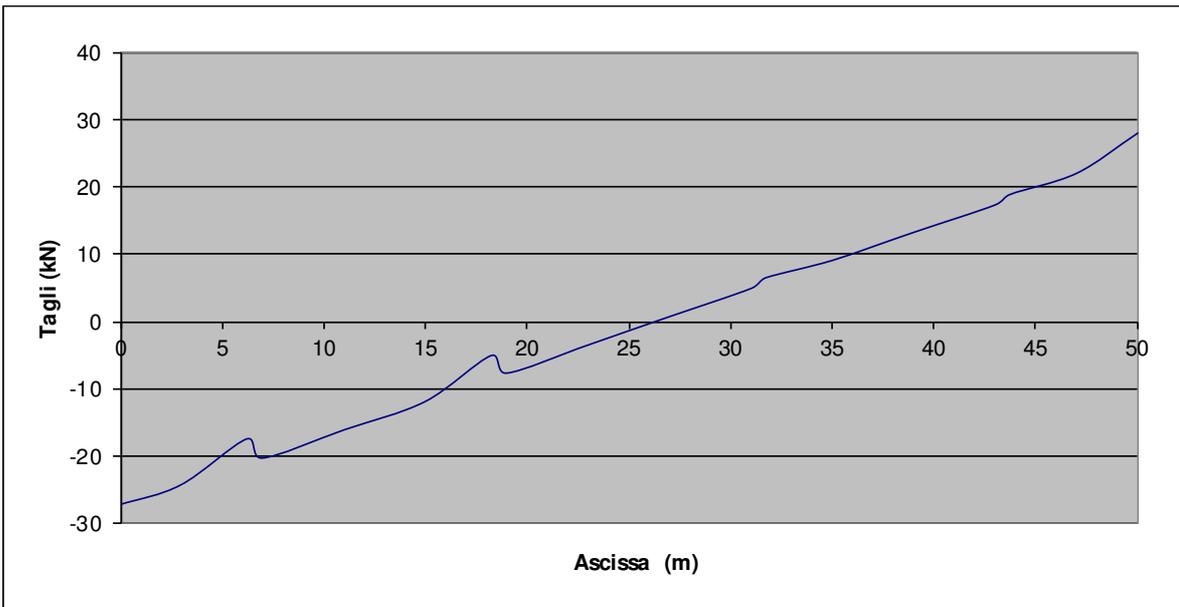


Fig. 6.12 – Diagramma dei tagli orizzontali relativo all'azione centrifuga

7. DIAGRAMMI DELLE DEFORMAZIONI

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

- fp peso proprio della struttura metallica e delle opere di finitura (permanente portato)
- fa effetti del traffico veicolare

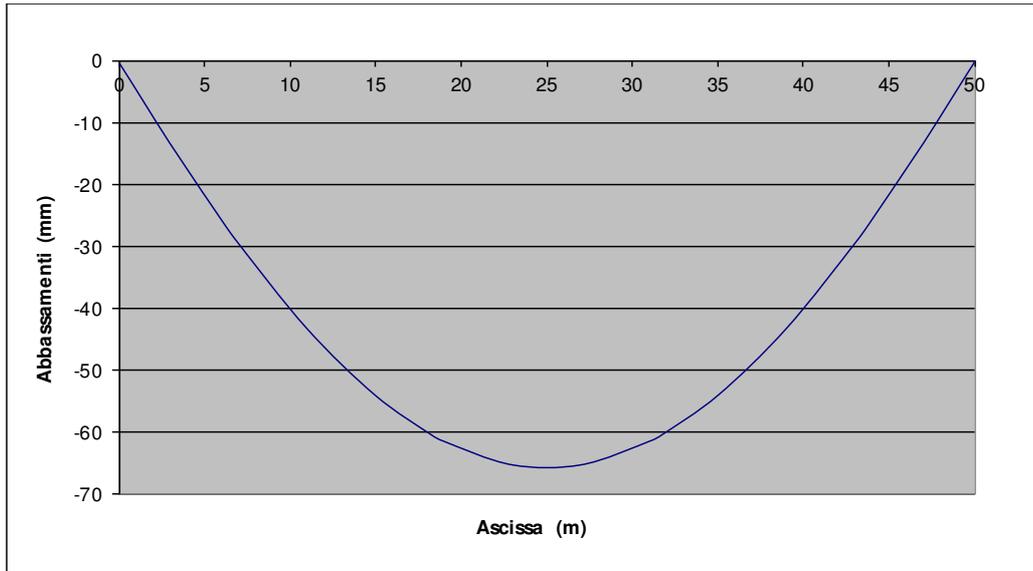


Fig. 7.1 – Abbassamenti verticali per il peso proprio della struttura e le opere di finitura

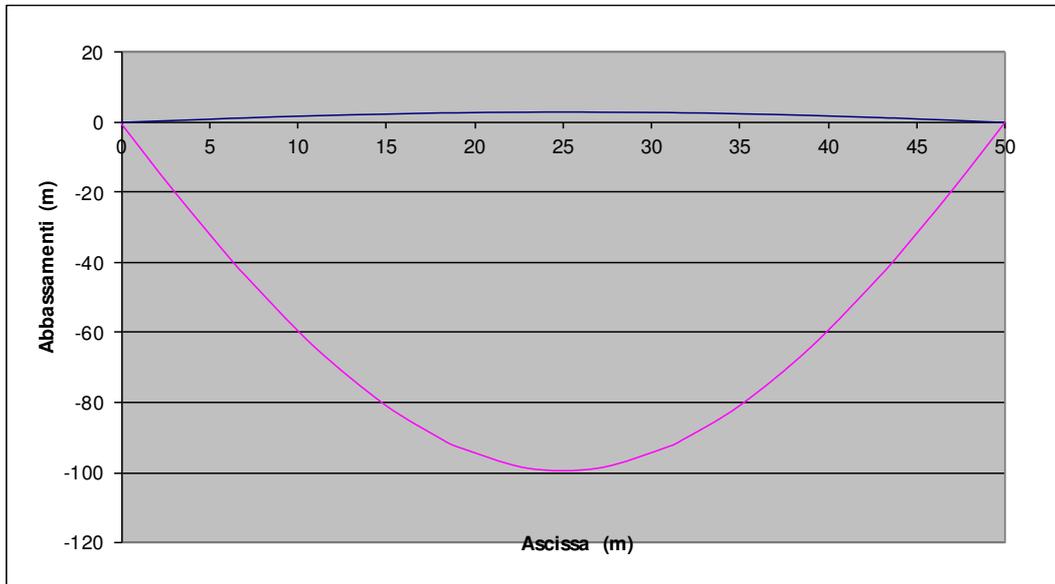


Fig. 7.2 – Abbassamenti verticali per gli effetti del traffico veicolare

$$U_3 = 98.2 \text{ mm} < 1/500 * L = 1/500 * 50000 = 100 \text{ mm}$$

-abbassamento dovuto al traffico veicolare

	2.1.2 – PEDEMONTANA DELLE MARCHE – Secondo stralcio funzionale: Matelica Nord–Matelica Sud/Castelraimondo Nord OPERE D'ARTE MAGGIORI								
	PONTE MISTRIANO: Relazione tecnica e di calcolo impalcato								
Opera L0703	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V4500	Id.doc. REL	N.progr. 01	REV. D	Pag.diPag. 42 di 80	

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 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 per SLU: 1.25.
- 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 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 ACCIAIO

Per le sezioni in acciaio si effettuano:

Verifiche degli elementi principali:

- verifiche di resistenza delle membrature;
- verifiche di stabilità: dei pannelli d'anima delle membrature inflesse (imbozzamento) e degli irrigidimenti in corrispondenza degli appoggi;
- Verifica della piastra ortotropa in direzione trasversale (effetto locale);
- Verifica della piastra ortotropa in direzione longitudinale (effetto locale);
- verifiche a fatica;

Verifiche degli elementi secondari:

- verifiche delle unioni saldate;
- verifiche di resistenza dei diaframmi pieni;
- verifiche degli irrigidimenti trasversali e longitudinali lungo la trave;
- Verifica dei controventi.

9. VERIFICHE ELEMENTI PRINCIPALI

9.1 VERIFICA DI RESISTENZA DELLE MEMBRATURE PRINCIPALI (EFFETTO GLOBALE)

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 DM2008 e C4.2.4.1.3.4 della circoalre 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.

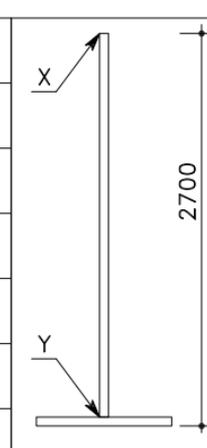
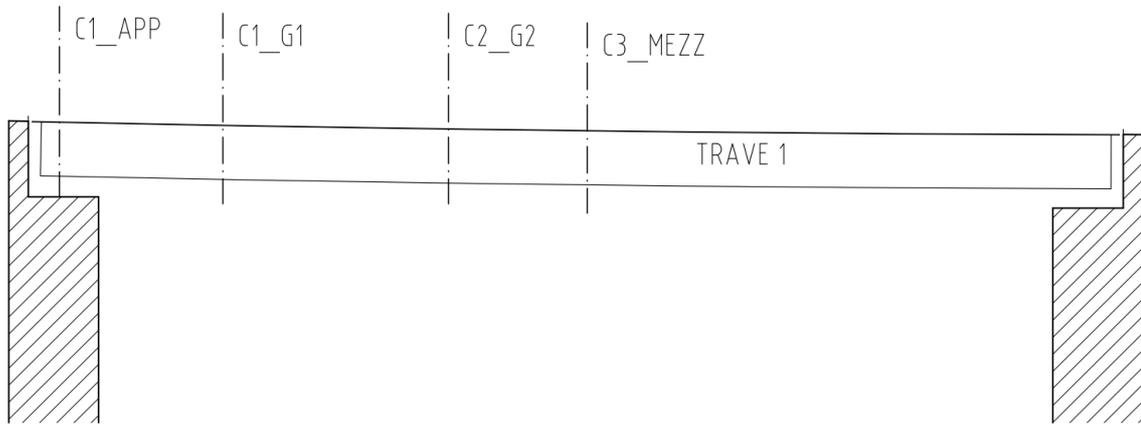
CARATTERISTICHE CONCI (mm)				
TRAVI 1 e 2				
CONCIO TIPO	C1	C2	C3	
ALTEZZA TOTALE (TRAVI)	2700	2700	2700	
PIATTABANDA INFERIORE	1000x40	1000x40	1100x40	
RADD. INT. PIAT. INFERIORE	----	900x40	1000x40	
ANIMA VERTICALE (TRAVI)	2660x16	2620x16	2620x16	
SALDATURE	X	8x8	8x8	
	Y	8x8	8x8	8x8

Fig. 9.1 Caratteristiche geometriche dei conchi di trave

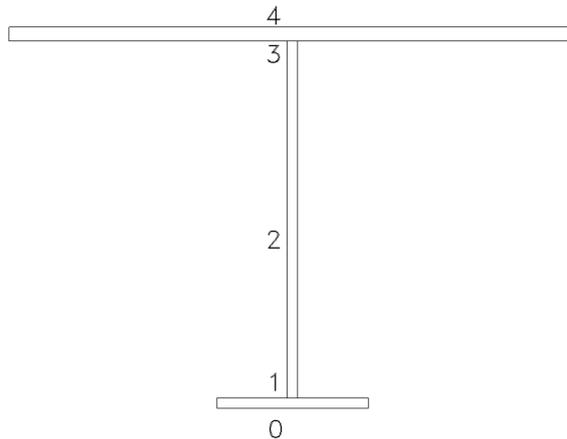
Si riportano di seguito il riepilogo delle verifiche delle sezioni più significative dell'impalcato (vedi figura seguente) per le combinazioni di carico di normativa. L'unità di misura utilizzata per le tensioni sono i N/mm² (MPa).

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

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					Max My					Min My				
	σ_{id0}	σ_{id1}	σ_{id2}	σ_{id3}	σ_{id4}	σ_{id0}	σ_{id1}	σ_{id2}	σ_{id3}	σ_{id4}	σ_{id0}	σ_{id1}	σ_{id2}	σ_{id3}	σ_{id4}	σ_{id0}	σ_{id1}	σ_{id2}	σ_{id3}	σ_{id4}
C1_APP	1	20	60	1	16	4	20	60	3	0	1	20	60	1	0	4	20	60	3	0
C1_G1	62	62.1	45.6	48.5	48.4	171.3	167.0	26.6	134.3	63.4	61.8	62.1	45.6	48.5	48.4	171.3	167.0	26.6	134.3	63.4
C2_G2	79	74.2	16.5	75.3	77.3	218.3	205.7	18.6	208.8	87.1	78.7	74.2	16.5	75.3	77.3	218.3	205.7	18.6	208.8	87.1
C3_MEZZ	77	72.0	0.6	79.3	82.5	76.6	72.3	37.2	79.3	88.3	76.6	72.0	0.6	79.3	82.5	217.6	204.6	37.2	225.1	88.3

$\sigma_{id0}, \sigma_{id1}, \sigma_{id2}, \sigma_{id3}$ e $\sigma_{id4} < 460/1.05=438.1$ MPa

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;

La verifica risulta soddisfatta se:

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

C1 APP

Verifica a imbozzamento dei pannelli d'anima

Interasse degli irrigidimenti trasversali a

4000 mm

Distanza netta fra le piattabande h

2660 mm

Distanza piattabanda superiore - 1° irrigidimento longitudinale

2660 mm

Distanza piattabanda superiore - 2° irrigidimento longitudinale

0 mm

Spessore dell'anima tweb

16 mm

Pannello 1: h=2660 alfa=1,50

Pannello 2: h=-2660 alfa=0,00

Pannello 3: h=2660 alfa=1,50

		Fz_max	Fz_min	My_max	My_min
Pannello 1	σ_{sup}	0.57	-3.31	0.57	-3.31
	σ_{inf}	0.74	-4.09	0.74	-4.09
	τ_{med}	15.48	15.48	15.48	15.48
	σ_1	0.00	4.09	0.00	4.09
	ψ	0.00	0.81	0.00	0.81
	k_σ	7.64	4.40	7.64	4.40
	k_τ	7.11	7.11	7.11	7.11
	$\sigma_{cr,0}$	6.74	6.74	6.74	6.74
	σ_{cr}	51	30	51	30
	τ_{cr}	48	48	48	48
	σ_N	1	4	1	4
	σ_M	0	0	0	0
	$\sigma_{cr,id}$	83	69	83	69
	$\sigma_{cr,red}$	83	69	83	69
	$v\beta$	1.00	1.00	1.00	1.00
η	3.094	2.536	3.094	2.536	
		verificato	verificato	verificato	verificato

C1 G1
**Verifica a imbozzamento dei pannelli
 d'anima**

Interasse degli irrigidimenti trasversali a

4000 mm

Distanza netta fra le piattabande h

2660 mm

Distanza piattabanda superiore - 1° irrigidimento longitudinale

860 mm

Distanza piattabanda superiore - 2° irrigidimento longitudinale

1720 mm

Spessore dell'anima tweb

16 mm

Pannello 1: h=860 alfa=4.65

Pannello 2: h=860 alfa=4.65

Pannello 3: h=940 alfa=4.26

		Fz_max	Fz_min	My_max	My_min
Pannello 1	σ_{sup}	-48.48	-134.33	-48.48	-134.33
	σ_{inf}	-52.25	-144.82	-52.25	-144.82
	τ_{med}	11.75	6.85	11.75	6.85
	σ_1	52.25	144.82	52.25	144.82
	ψ	0.93	0.93	0.93	0.93
	k_{σ}	4.14	4.14	4.14	4.14
	k_{τ}	5.52	5.52	5.52	5.52
	$\sigma_{cr,0}$	64.45	64.45	64.45	64.45
	σ_{cr}	267	267	267	267
	τ_{cr}	356	356	356	356
	σ_N	50	140	50	140
	σ_M	2	5	2	5
	$\sigma_{cr,id}$	279	268	279	268
	$\sigma_{cr,red}$	279	268	279	268
	$v\beta$	1.00	1.00	1.00	1.00
η	4.976	1.842	4.976	1.842	
		verificato	verificato	verificato	verificato
Pannello 2	σ_{sup}	-52.25	-144.82	-52.25	-144.82
	σ_{inf}	-56.03	-155.31	-56.03	-155.31
	τ_{med}	11.75	6.85	11.75	6.85
	σ_1	56.03	155.31	56.03	155.31
	ψ	0.93	0.93	0.93	0.93
	k_{σ}	4.13	4.13	4.13	4.13
	k_{τ}	5.52	5.52	5.52	5.52
	$\sigma_{cr,0}$	64.45	64.45	64.45	64.45
	σ_{cr}	266	266	266	266
	τ_{cr}	356	356	356	356
	σ_N	54	150	54	150
	σ_M	2	5	2	5
	$\sigma_{cr,id}$	277	267	277	267
	$\sigma_{cr,red}$	277	267	277	267
	$v\beta$	1.00	1.00	1.00	1.00
η	4.646	1.713	4.646	1.713	
		verificato	verificato	verificato	verificato

		Fz_max	Fz_min	My_max	My_min
Pannello 3	σ_{sup}	-56.03	-155.31	-56.03	-155.31
	σ_{inf}	-60.16	-166.78	-60.16	-166.78
	τ_{med}	11.75	6.85	11.75	6.85
	σ_1	60.16	166.78	60.16	166.78
	ψ	0.93	0.93	0.93	0.93
	k_{σ}	4.14	4.14	4.14	4.14
	k_{τ}	5.56	5.56	5.56	5.56
	$\sigma_{cr,0}$	53.95	53.95	53.95	53.95
	σ_{cr}	223	223	223	223
	τ_{cr}	300	300	300	300
	σ_N	58	161	58	161
	σ_M	2	6	2	6
	$\sigma_{cr,id}$	231	223	231	223
	$\sigma_{cr,red}$	231	223	231	223
	$v\beta$	1.00	1.00	1.00	1.00
	η	3.635	1.336	3.635	1.336
			verificato	verificato	verificato

Opera L0703	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V4500	Id.doc. REL	N.progr. 01	REV. D	Pag.diPag. 48 di 80
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	----------------	----------------	-----------	------------------------

C2 G2
**Verifica a imbozzamento dei pannelli
 d'anima**

Interasse degli irrigidimenti trasversali a

4000 mm

Distanza netta fra le piattabande h

2620 mm

Distanza piattabanda superiore - 1° irrigidimento longitudinale

860 mm

Distanza piattabanda superiore - 2° irrigidimento longitudinale

1720 mm

Spessore dell'anima tweb

16 mm

Pannello 1: h=860 alfa=4,65

Pannello 2: h=860 alfa=4,65

Pannello 3: h=900 alfa=4,44

		Fz_max	Fz_min	My_max	My_min
Pannello 1	σ_{sup}	-75.27	-208.81	-75.27	-208.81
	σ_{inf}	-74.90	-207.78	-74.90	-207.78
	τ_{med}	3.77	-4.27	3.77	-4.27
	σ_1	75.27	208.81	75.27	208.81
	ψ	1.00	1.00	1.00	1.00
	k_{σ}	4.01	4.01	4.01	4.01
	k_{τ}	5.52	5.52	5.52	5.52
	$\sigma_{cr,0}$	64.45	64.45	64.45	64.45
	σ_{cr}	258	258	258	258
	τ_{cr}	356	356	356	356
	σ_N	75	208	75	208
	σ_M	0	1	0	1
	$\sigma_{cr,id}$	259	259	259	259
	$\sigma_{cr,red}$	259	259	259	259
	$v\beta$	1.00	1.00	1.00	1.00
η	3.429	1.237	3.429	1.237	
		verificato	verificato	verificato	verificato
		Fz_max	Fz_min	My_max	My_min
Pannello 2	σ_{sup}	-74.90	-207.78	-74.90	-207.78
	σ_{inf}	-74.53	-206.74	-74.52	-206.74
	τ_{med}	3.77	-4.27	3.77	-4.27
	σ_1	74.90	207.78	74.90	207.78
	ψ	1.00	1.00	1.00	1.00
	k_{σ}	4.01	4.01	4.01	4.01
	k_{τ}	5.52	5.52	5.52	5.52
	$\sigma_{cr,0}$	64.45	64.45	64.45	64.45
	σ_{cr}	258	258	258	258
	τ_{cr}	356	356	356	356
	σ_N	75	207	75	207
	σ_M	0	1	0	1
	$\sigma_{cr,id}$	259	259	259	259
	$\sigma_{cr,red}$	259	259	259	259
	$v\beta$	1.00	1.00	1.00	1.00
η	3.446	1.243	3.446	1.243	
		verificato	verificato	verificato	verificato

		Fz_max	Fz_min	My_max	My_min
Pannello 3	σ_{sup}	-74.53	-206.74	-74.52	-206.74
	σ_{inf}	-74.14	-205.66	-74.14	-205.66
	τ_{med}	3.77	-4.27	3.77	-4.27
	σ_1	74.53	206.74	74.52	206.74
	ψ	0.99	0.99	0.99	0.99
	k_{σ}	4.01	4.01	4.01	4.01
	k_{τ}	5.54	5.54	5.54	5.54
	$\sigma_{cr,0}$	58.85	58.85	58.85	58.85
	σ_{cr}	236	236	236	236
	τ_{cr}	326	326	326	326
	σ_N	74	206	74	206
	σ_M	0	1	0	1
	$\sigma_{cr,id}$	237	236	237	236
	$\sigma_{cr,red}$	237	236	237	236
	$v\beta$	1.00	1.00	1.00	1.00
	η	3.162	1.141	3.162	1.141
			verificato	verificato	verificato

C3 MEZZ
**Verifica a imbozzamento dei pannelli
 d'anima**

Interasse degli irrigidimenti trasversali a

4000 mm

Distanza netta fra le piattabande h

2620 mm

Distanza piattabanda superiore - 1° irrigidimento longitudinale

860 mm

Distanza piattabanda superiore - 2° irrigidimento longitudinale

1720 mm

Spessore dell'anima tweb

16 mm

Pannello 1: h=860 alfa=4,65

Pannello 2: h=860 alfa=4,65

Pannello 3: h=900 alfa=4,44

		Fz_max	Fz_min	My_max	My_min
Pannello 1	σ_{sup}	-79.25	-79.25	-79.25	-225.12
	σ_{inf}	-76.87	-76.87	-76.87	-218.35
	τ_{med}	0.14	-8.53	0.14	-8.53
	σ_1	79.25	79.25	79.25	225.12
	ψ	0.97	0.97	0.97	0.97
	k_{σ}	4.06	4.06	4.06	4.06
	k_{τ}	5.52	5.52	5.52	5.52
	$\sigma_{cr,0}$	64.45	64.45	64.45	64.45
	σ_{cr}	262	262	262	262
	τ_{cr}	356	356	356	356
	σ_N	78	78	78	222
	σ_M	1	1	1	3
	$\sigma_{cr,id}$	262	264	262	262
	$\sigma_{cr,red}$	262	264	262	262
	$v\beta$	1.00	1.00	1.00	1.00
η	3.300	3.280	3.300	1.161	
		verificato	verificato	verificato	verificato
		Fz_max	Fz_min	My_max	My_min
Pannello 2	σ_{sup}	-76.87	-76.87	-76.87	-218.35
	σ_{inf}	-74.49	-74.49	-74.49	-211.58
	τ_{med}	0.14	-8.53	0.14	-8.53
	σ_1	76.87	76.87	76.87	218.35
	ψ	0.97	0.97	0.97	0.97
	k_{σ}	4.06	4.06	4.06	4.06
	k_{τ}	5.52	5.52	5.52	5.52
	$\sigma_{cr,0}$	64.45	64.45	64.45	64.45
	σ_{cr}	262	262	262	262
	τ_{cr}	356	356	356	356
	σ_N	76	76	76	215
	σ_M	1	1	1	3
	$\sigma_{cr,id}$	262	265	262	262
	$\sigma_{cr,red}$	262	265	262	262
	$v\beta$	1.00	1.00	1.00	1.00
η	3.404	3.382	3.404	1.197	
		verificato	verificato	verificato	verificato

		Fz_max	Fz_min	My_max	My_min
Pannello 3	σ_{sup}	-74.49	-74.49	-74.49	-211.58
	σ_{inf}	-71.99	-71.99	-71.99	-204.49
	τ_{med}	0.14	-8.53	0.14	-8.53
	σ_1	74.49	74.49	74.49	211.58
	ψ	0.97	0.97	0.97	0.97
	k_{σ}	4.06	4.06	4.06	4.06
	k_{τ}	5.54	5.54	5.54	5.54
	$\sigma_{cr,0}$	58.85	58.85	58.85	58.85
	σ_{cr}	239	239	239	239
	τ_{cr}	326	326	326	326
	σ_N	73	73	73	208
	σ_M	1	1	1	4
	$\sigma_{cr,id}$	239	242	239	240
	$\sigma_{cr,red}$	239	242	239	240
	$v\beta$	1.00	1.00	1.00	1.00
	η	3.211	3.189	3.211	1.130
		verificato	verificato	verificato	verificato

9.2.3 Stabilità flessionale della trave

La verifica viene condotta come indicato nel D.M. 14/01/2008 par. 4.2.4.1.3.2.

Di seguito si riporta la verifica di instabilità considerando il tratto di trave (L=4000 mm) vincolato alle estremità da due diaframmi e posto in corrispondenza della campata soggetta alla massima sollecitazione (M=51483 kNm):

§ 4.2.4.1.3.2 del D.M. 14/01/2008			
L	4000	lunghezza profilo	mm
h	2700	altezza profilo	mm
t _{f,s}	14	spessore ala sup	mm
t _{f,i}	40	spessore ala inf	mm
t _{f,i}	40	spessore raddoppio	mm
t _w	16	spessore anima	
b _s	5459	larghezza piattabanda sup	mm
b _i	1100	larghezza piattabanda inf	mm
b _i	1000	raddoppio di piattabanda	mm
c/t	193.82	CLASSE2	
A	202352.6558	area profilo	mm ²
J	197563556075.3	momento di inerzia	mm ⁴
l ₀	2800	lunghezza d'inflessione	mm
i	988.10	raggio di inerzia	mm
χ _{LT}	1.000	fattore di riduzione <	1.000
Φ _{LT}	0.45	coefficiente	
f	1.00	fattore di distribuzione	
k _c	0.94	fattore correttivo	Tab. 4.2.X
λ _{LT}	0.08	snellezza adimensionale	
λ _{LT0}	0.4	snellezza adimensionale di riferimento	
β	0.75	coefficiente	
α _{LT}	0.34	fattore di imperfezione	Tab. 4.2.IX (a e b);
λ	2.83	snellezza	
ω ₁	0.53	fattore di amplificazione	
M _{cr}	2.2316E+13	momento critico elastico	Nmm
C1	1		
I _w	3.56E+17		[I _w = J(h-tf) ² /4]
W _{y,el}	308700000	modulo di resistenza elastico	mm ³
f _{yk}	460	tensione limite	MPa
M _{b,Rd}	135240.00	momento resistente	kNm
M _{ED}	51483.00	momento agente	kNm
M _{ED} /M _{b,Rd}	0.38	<	1

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 GI_t}{\pi^2 EI_z}}$$

soddisfatta

9.2.4 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).

$T_s = 16 \text{ mm}$	spessore irrigidimento centrale
$t_l = 16 \text{ mm}$	spessore irrigidimento laterale
$h_s = 390 \text{ mm}$	larghezza irrigidimento centrale (simmetrico rispetto all'anima)
$h_l = 260 \text{ mm}$	larghezza irrigidimento laterale (simmetrico rispetto all'anima)
$t_w = 16 \text{ mm}$	spessore anima

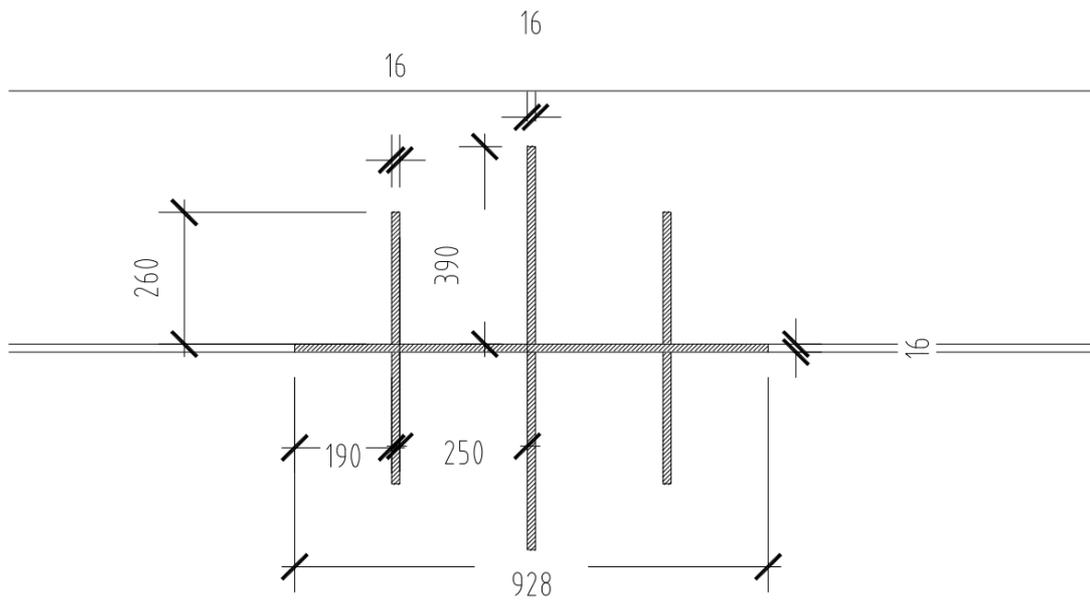


Figura 9.2 – Sezione dell'irrigidimento utilizzata nelle verifiche

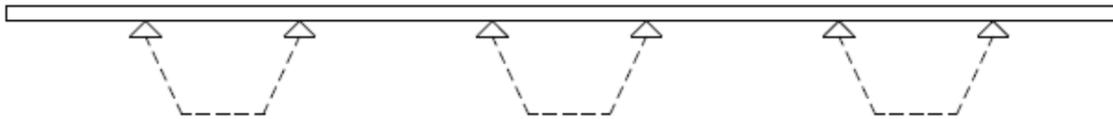
$A = 44,0 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$	area della sezione
$J = 11,0 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$	momento d'inerzia
$i = 158 \text{ mm}$	giratore d'inerzia
$L_0 = 2660 \text{ mm}$	luce libera d'inflessione (h_{anima})
$\lambda = 17$	snellezza dell'irrigidimento
$\omega_{Fe510,c}(\lambda = 17) = 1.00$	coefficiente ω
$\sigma_{RD} = f_{yd}\omega = 355/1.25/1.00 = 284 \text{ MPa}$	massima tensione resistente

Essendo la portata degli appoggi ($\sigma = N/A \approx 4200/44.0 = 95.5 \text{ MPa}$) inferiore alla massima tensione resistente, sull'irrigidimento la verifica risulta soddisfatta.

Opera L0703	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V4500	Id.doc. REL	N.progr. 01	REV. D	Pag.diPag. 54 di 80
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	----------------	----------------	-----------	------------------------

9.3 VERIFICHE DELLA PIASTRA ORTOTROPA IN DIREZIONE TRASVERSALE (EFFETTO LOCALE)

La lamiera ha il compito di riportare sul graticcio sottostante i carichi direttamente applicati su di essa. In questo caso la piastra può essere schematizzata come trave continua su “n” appoggi costituiti dalle pareti delle canalette (effetto locale trasversale).

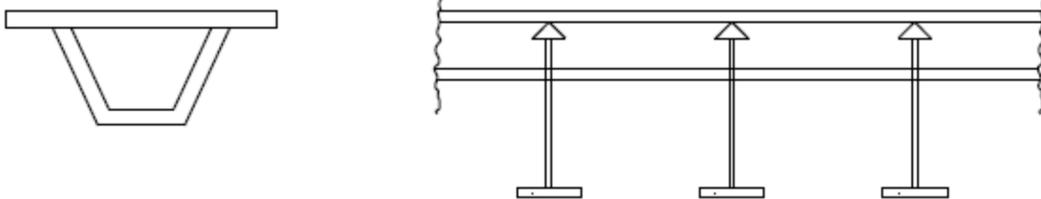


L'analisi sperimentale della lamiera come piastra sottile continua sugli irrigidimenti evidenzia capacità portanti molto elevate, con preponderanza del regime membranale; tali da poter essere trascurate nelle verifiche.

Opera L0703	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V4500	Id.doc. REL	N.progr. 01	REV. D	Pag.diPag. 55 di 80
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	----------------	----------------	-----------	------------------------

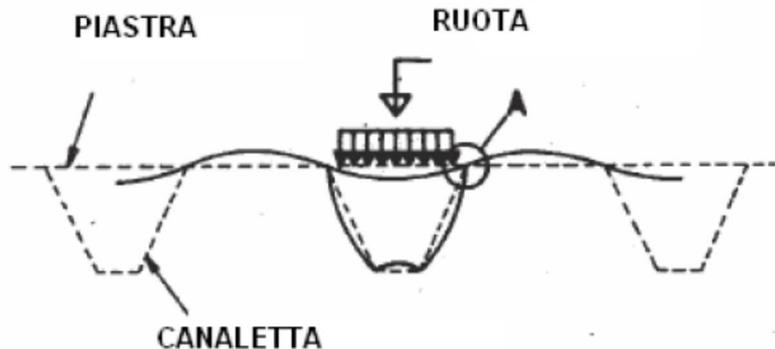
9.4 VERIFICA DELLA PIASTRA ORTOTROPA IN DIREZIONE LONGITUDINALE (EFFETTO LOCALE)

In questa fase la piastra trasmette i carichi alle travi principali: la piastra e gli irrigidenti longitudinali costituiscono un sistema di travi affiancate continue sui trasversi (effetto locale longitudinale).



E' possibile valutare il comportamento della piastra ortotropa attraverso l'utilizzo di un modello agli elementi finiti tridimensionale con elementi shells, modellando semplicemente le canalette e schematizzando i trasversi e le travi principali come vincoli rigidi per la piastra.

Valutazioni effettuate agli elementi finiti su geometrie ricorrenti, hanno condotto a risultati che possono essere approssimati da analisi semplificate, effettuate sulla singola canaletta, considerando la collaborazione delle canalette adiacenti.



I valori, peraltro, verificati anche sperimentalmente, risultano diversi per carichi statici o dinamici (quali sono quelli da traffico) indicativamente valgono:

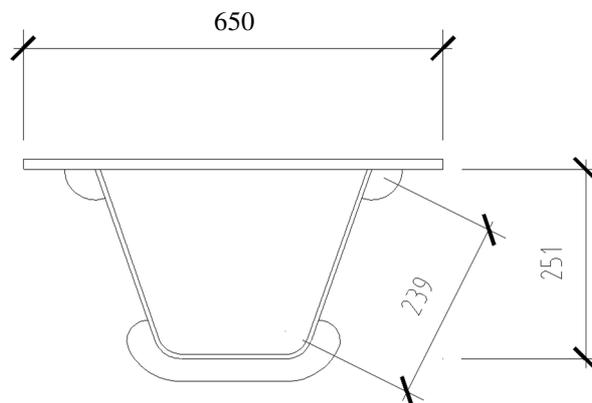
0.2 P	0.6 P	0.2 P	Carichi statici
0.125 P	0.75 P	0.125 P	Carichi dinamici

ANALISI DEI CARICHI

Pertanto sull'elemento canaletta+piastra ortotropa, isolato dal resto dell'impalcato, agiranno i seguenti carichi:

$$PP+PERM = 4.1 \cdot 0.65 + 38.25/12.45 \cdot 0.65 = 2.6 + 2.00 = 4.60 \text{ kN/m} \quad (\text{Peso proprio+permanenti port.})$$

$$CAR. MOB = 0.75 \cdot 300 \text{ kN} + 9 \cdot 0.65 \text{ kN/m} = 225 \text{ kN} + 5.85 \text{ kN/m} \quad (\text{peso di un asse dello schema di carico 1 dei carichi mobili e del carico distr.})$$



SOLLECITAZIONI

Le sollecitazioni dei flessione e tagli agenti allo SLU sulla trave continua su "n" appoggi, distanti l'uno dall'altro della quantità pari all'interasse dei diaframmi $i=4000 \text{ mm}$ saranno:

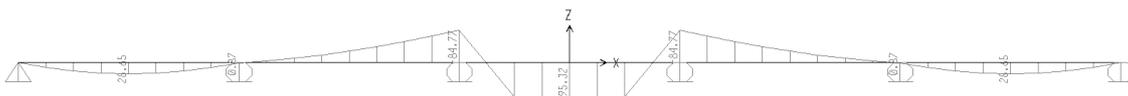


Diagramma dei momenti

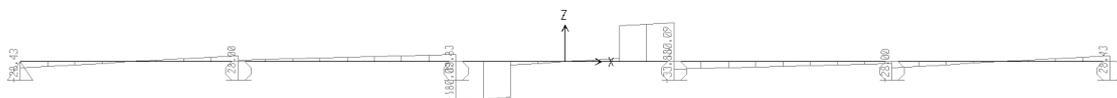


Diagramma dei tagli

Sez. mezzeria

$$M_m = 95.32 \text{ kNm}$$

$$T_m = 0.0 \text{ kN}$$

Sez. appoggio

$$M_a = -84.77 \text{ kNm}$$

$$T_a = 180.10 \text{ kN}$$

Opera L0703	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V4500	Id.doc. REL	N.prog. 01	REV. D	Pag.diPag. 57 di 80
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	----------------	---------------	-----------	------------------------

VERIFICA DI RESISTENZA

Si determinano le caratteristiche statiche della sezione e si effettua la verifica a flessione e a taglio:

$A = 0.0145$	$[m^2]$	Area sezione
$J = 0.0004$	$[m^4]$	Momento di inerzia sezione
$W_i = 0.0027$	$[m^3]$	Modulo di resistenza inferiore
$W_s = 0.00337$	$[m^3]$	Modulo di resistenza superiore

Sez. Mezzeria

$$\sigma_s = \frac{M_m}{W_s} = \frac{95.32/1000}{0.0027} = 35.30 \text{ MPa} < f_{yd} = 355/1.05 = 338.1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_i = \frac{M_m}{W_i} = \frac{95.32/1000}{0.00337} = 28.28 \text{ MPa} < f_{yd} = 355/1.05 = 338.1 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{T_m}{(2 * 0.239 * 0.006)} = 0 \text{ MPa}$$

Sez. Appoggio

$$\sigma_s = \frac{M_a}{W_s} = \frac{84.77/1000}{0.0027} = 31.39 \text{ MPa} < f_{yd} = 355/1.05 = 338.1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_i = \frac{M_a}{W_i} = \frac{84.77/1000}{0.00337} = 25.15 \text{ MPa} < f_{yd} = 355/1.05 = 338.1 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{T_a}{(2 * 0.239 * 0.006)} = \frac{180.1/1000}{(2 * 0.239 * 0.006)} = 62.8 \text{ MPa} < 0.5 * f_{vd} = 0.5 * 355/1.05 / \sqrt{3} = 97.6 \text{ MPa}$$

Essendo il tasso di sfruttamento dei tagli (τ/τ_{Rd}) sempre inferiore a 0.5, si può trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

VERIFICA DI STABILITA'

Per quanto riguarda le verifiche di stabilità della piattabanda superiore (piastra ortotropa) bisogna tenere conto della stabilità della canaletta, ricordando che la piastra ortotropa è soggetta a compressione per effetti globali, mentre è soggetta a flessione per effetti locali. In particolare la luce libera di inflessione della lamiera superiore è rappresentata dall'interasse tra le pareti dell'irrigidente, che è pari a 350 mm per uno spessore di 14 mm, e pertanto è possibile classificare l'elemento soggetto a compressione in classe 1 secondo il D. M. 2008 al punto 4.2.3.

Si effettua la verifica della piattabanda superiore secondo CNR10011 par. 7.6.2.1 - Prospetto 7.V in cui la parete (piattabanda) risulti essere vincolata a due bordi:

VERIFICA ALL'IMBOZZAMENTO DEI PIASTRA SUPERIORE
RAPPORTI LARGHEZZA-SPESSORE

S	355	b1 (mm)	240	t1 (mm)	6		
		b (mm)	350	t (mm)	14		
b/t =	25.00		(CNR10011 7.2.6.1)				
limite	36.00	b/t<limite	non occorre fare verifica ad imbozzamento CNR10011				

In cui:

b1, t1 = larghezza e spessore parete canaletta alla quale la piattabanda risulta vincolata;

b, t = larghezza e spessore della piattabanda

Per quanto concerne la lamiera costituente la canaletta, generalmente l'elemento più penalizzante sono le anime, in quanto a parità di spessore hanno una lunghezza libera di inflessione maggiore rispetto al piano inferiore.

E' possibile considerare, per la verifica di questi elementi, il pannello interamente compresso e controllare la stabilità per l'imbozzamento dell'elemento verificando che la massima tensione di compressione, valutata allo SLU, rispetti il seguente limite:

$$\sigma_s \leq 18980 \frac{k_\sigma \left(\frac{t}{b}\right)^2}{\gamma_{M1}}$$

Dove k_σ si può ricavare dalla CNR 10011/97, Tabella 7.XII in funzione delle condizioni di carico e di vincolo, "t" è lo spessore della piattabanda e "b" la lunghezza dell'elemento.

E' possibile calcolare il valore della tensione ideale di imbozzamento ipotizzando cautelativamente le pareti incernierate, pertanto considerando $k_\sigma = 4$.

Nel nostro caso avremo:

$$\sigma_s \leq 18980 \frac{k_\sigma \left(\frac{t}{b}\right)^2}{\gamma_{M1}} = 18980 \frac{4 \left(\frac{6}{239}\right)^2}{1.25} = 38.28 \text{ MPa} < 338.1 \text{ MPa}$$

9.5 VALUTAZIONE DEGLI EFFETTI LOCALI E GLOBALI

Generalmente le travi principali vengono calcolate con le azioni provenienti dal modello globale, mentre nella sola piattabanda superiore (ovvero nella piastra ortotropa) si sommano anche gli effetti locali.

E' quindi opportuno tenerne debito conto nella sovrapposizione degli effetti, da effettuarsi però con coefficienti ponderali.

Il criterio di combinazione degli effetti locali e globali proposto da EC3 parte 2 è il seguente:

$$\sigma = \max(\Psi\sigma_{loc} + \sigma_{glob}; \sigma_{loc} + \Psi\sigma_{glob}) \leq f_d$$

EN 1993-2: 2006 (E)

E.2 Combination factor

(1) The combination factor ψ may be determined on the basis of the weight distributions of several lorries acting on an influence line for combined action effects.

NOTE: The National Annex may give guidance on the combination factor. The factor in Figure E.2 is recommended.

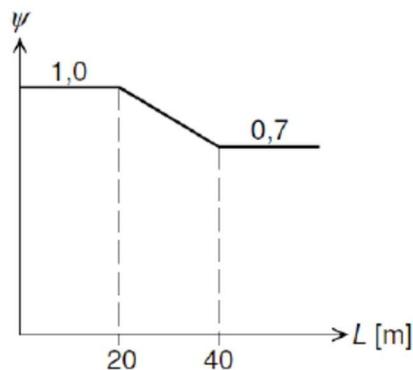


Figure E.2: Combination factor dependent on span length L

Generalmente per gli impalcato da ponte con piastra ortotropa si adotta $\Psi = 0.7$.

Nel nostro caso avremo:

Piattabanda superiore (piastra ortotropa):

$$\sigma = \max(0.7 \cdot 35.30 + 88.3; 35.30 + 0.7 \cdot 88.3) = (113.01; 97.11) \leq f_d = 338.1 \text{ MPa}$$

La verifica risulta soddisfatta.

9.6 VERIFICHE A FATICA

In accordo con [DM08] §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 ($\Delta\sigma_{max}, \Delta\tau_{max}$) ad opera dei carichi ciclici deve risultare inferiore al rispettivo valore ammissibile ($\Delta\sigma_D, \Delta\tau_D$) del particolare in esame:

Il modello di carico di fatica per vita illimitata è costituito dallo schema di carico 1 e 2 [DM08 §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 $\Delta\sigma_{max,d}$ e $\Delta\tau_{max,d}$ 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 saldatura di piastre ortotrope con irrigidimenti continui longitudinali a sezione chiusa (EN 1993-1-9 Tab. 8.8)

$$\Delta\sigma_R = 71 \text{ MPa (spessore anima trave principale } > 12 \text{ mm)}$$

Le verifiche dovranno essere effettuate considerando che i $\Delta\sigma$ dovuti agli effetti globale e quelli dovuti agli effetti locali dovranno essere combinati secondo le regole di cui al paragrafo precedente.

$$\Delta\sigma_1 = M/W_i = 43.85/1000/0.0027 = 16.25 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_g = 25.48 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{MAX,1} = \Delta\sigma_1 + \Psi\Delta\sigma_g = 34.09 \text{ MPa} < \Delta\sigma_R / \gamma_M = 0.737 \cdot 71 / 1.35 = 38.76 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{MAX,2} = \Psi \Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_g = 36.86 \text{ MPa} < \Delta\sigma_R / \gamma_M = 0.737 \cdot 71 / 1.35 = 38.76 \text{ MPa}$$

Dettagli per saldature trasversali di piattabande (EN 1993-1-9 Tab. 8.3)

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

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

$$\Delta\sigma_{MAX} = 25.48 \text{ MPa} < \Delta\sigma_R / \gamma_M = 0.737 \cdot 64.63 / 1.35 = 35.28 \text{ MPa (piattabanda inferiore sp=40 mm)}$$

Irrigidimenti trasversali di appoggio e di campata (EN 1993-1-9 Tab. 8.4)

$$\Delta\sigma_R = 80 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{max} = N/A_{irrig.} = 1280/44 = 29.1 \text{ MPa} < 0.737 \cdot \Delta\sigma_R / \gamma_M = 0.737 \cdot 80 / 1.35 = 43.67 \text{ MPa - di appoggio}$$

$$\Delta\sigma_{max} = M_{tor}/I_{trave}/A_{irrig.} = 1168/6.5 \cdot 1000 / (390 \cdot 16) = 28.80 \text{ MPa} < \Delta\sigma_R / \gamma_M = 0.737 \cdot 80 / 1.35 = 43.67 \text{ MPa - di campata}$$

Le verifiche risultano soddisfatte.

Opera L0703	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V4500	Id.doc. REL	N.progr. 01	REV. D	Pag.diPag. 61 di 80
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	----------------	----------------	-----------	------------------------

9.7 VERIFICHE DEGLI IRRIGIDIMENTI LONGITUDINALI LUNGO LA TRAVE

Vengono previsti irrigidimenti longitudinali lungo la campata dell'impalcato.

Gli irrigidimenti longitudinali sono disposti su due file e si trovano ad una distanza dal lembo superiore della trave pari rispettivamente a 860 mm e 1720 mm.

La sezione trasversale di tali irrigidimenti è pari ad un piatto di dimensioni pari a 190x20 mm.

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

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

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

dove

h_w altezza totale dell'anima

t_w spessore dell'anima

γ_L^* coefficienti di rigidità flessionale minima funzione di α , Ψ , δ , η_1 .

a interasse degli irrigidimenti trasversali

Irrigidimenti longitudinali in campata

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

$$\alpha = a/h_w = 4000/2620 = 1.52$$

$$\Psi = \sigma_2/\sigma_1 = -1.03$$

$$\delta = A_L/(h_w \cdot t_w) = (190 \cdot 20)/(2620 \cdot 16) = 0.10$$

$$\eta_1 = h_1/h_w = 0.32$$

$$\eta_2 = h_2/h_w = 0.65$$

$$\gamma_L^* = 12$$

$$I_{min,L} = 0.15 \times 1.0 \times 12 \times 2620 \times 16^3 = 19\,316\,736 \text{ mm}^4$$

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

Opera L0703	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V4500	Id.doc. REL	N.progr. 01	REV. D	Pag.diPag. 62 di 80
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	----------------	----------------	-----------	------------------------

9.8 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)

Le dimensioni dei cordoni rispettano le prescrizioni in accordo al [CNR10011] §9.2.9.

La sezione resistente della saldatura, in accordo con [DM08] §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:

$$\tau_{\perp} = \tau_{\text{anima}} \cdot t_{\text{anima}} / (2 \cdot t_{\text{saldatura}}) = 100,78 \cdot 16 / (2 \cdot 5,6) = 143,97 \text{ MPa} \leq \frac{f_{tk}}{\beta \gamma_{M2}} = 432 \text{ MPa (S460)}$$

Nella verifica precedente è stata utilizzata la tensione tangenziale massima lungo la trave principale.

9.9 VERIFICHE DEI DIAFRAMMI

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

DIAFRAMMA

“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. 9.10).

La valutazione della larghezza collaborante della piastra può essere effettuata come da EC3.1.5 paragrafo 3.1, con le modalità indicate nel par. 4.3 della presente.

Nel nostro caso avremo:

Campata	L (mm)	Le (mm)	I. collaborante interna			I. collaborante esterna			Beff,int (mm)	Beff,est (mm)	Beff (mm)
			κ	β	bo	κ	β	bo			
Campata	6500.00	4550.00	0.44	0.15	2000	0.44	0.45	2000	543	543	1085
sbalzo	6500.00	13000.00	0.15	0.87	2000	0.15	0.87	2000	1737	1737	3474

Nelle verifiche viene adottata una larghezza collaborante (Beff) pari a 1085 mm.

Pertanto i piatti utilizzati per le verifiche del diaframma avranno le seguenti dimensioni:

Concio	Anima		Piattabanda inf.		Radd. Piattabanda inf.		piastra ortotropa	
	Htot	t	Binf	sinf	Binf	sinf	Beff	sp
app_sp	1480	16	400	20	-	-	1085	14
campat spalla	1480	16	400	20	-	-	1085	14

Segue la verifica del diaframma:

9.9.1 Diaframma d'appoggio trave "AD ANIMA PIENA"

Vengono condotte un'unica verifica sul diaframma di appoggio spalla (H=1514 mm):

Caratteristiche delle travi in acciaio						
Altezza trave totale	Htr (m)		1.5140			
Larghezza piattabanda superiore	Bpe (m)		1.0850			
Spessore piattabanda superiore	Spe (m)		0.0140			
Larghezza piattabanda inferiore	Bpi (m)		0.4000			
Spessore piattabanda inferiore	Spi (m)		0.0200			
Spessore anima	Sa (m)		0.0160			
Altezza anima	Ha (m)		1.4800			
Area della sezione	Aa (m ²)		0.0469			
Momento statico lembo inferiore	Sai (m ³)		0.0410			
Dist. baric. lembo inferiore	Dagi (m)		0.8741			
Dist. baric. lembo superiore	Dage (m)		0.6399			
Momento d'inerzia baricentrico X	Jgx (m ⁴)		0.0167			
Modulo di resist. lembo super.	Wae (m ³)		0.0261			
Modulo di resist. lembo infer.	Wai (m ³)		0.0191			
Momento statico al lembo sup. anima	Sae (m ³)		0.0096			
Momento statico al lembo inf. anima	Sai (m ³)		0.0069			
Momento statico asse Y	Svi (m ³)		0.0227			
Dist. baric. asse Y	Dvgi (m)		0.4840			
Momento d'inerzia baricentrico Y	Jgy (m ⁴)		0.0077			
Riepilogo sollecitazioni (SLU)						
Sforzo normale	max	N (kN)	0			
	min	N (kN)				
Sforzo di taglio	max	T (kN)	436			
	min	T (kN)				
Momento flettente	max	M (kNm)				
	min	M (kNm)	2878			
Verifiche delle sezioni (SLU)						
				Tensioni di calcolo		
tensione nor.le piattabanda sup.	σ ala sup.	MPa	-110.35	< fyd =	438.10	MPa
tensione nor.le piattabanda inf.	σ ala inf.	MPa	150.73	< fyd =	438.10	MPa
tensione tang.le bar. anima	τ anima baric.	MPa	18.00	< ftyd =	252.93	MPa
tensione nor.le attacco anima-piatt. sup.	σ anima sup.	MPa	-107.94	< fyd =	438.10	MPa
tensione tang.le attacco anima-piatt. sup.	τ anima sup.	MPa	0.23	< ftyd =	252.93	MPa
tensione ideale attacco anima-piatt. sup.	σ id sup.	MPa	107.94	< fyd =	438.10	MPa
tensione nor.le attacco anima-piatt. inf.	σ anima inf.	MPa	147.28	< fyd =	438.10	MPa
tensione tang.le attacco anima-piatt. inf.	τ anima inf.	MPa	0.45	< ftyd =	252.93	MPa
tensione ideale attacco anima-piatt. inf.	σ id inf.	MPa	-147.29	< fyd =	438.10	MPa

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

RAPPORTI LARGHEZZA-SPESSORE							
S	355	Bpe (m)	0.400	Spe (m)	0.020		
f _{yd} =	322.73	Ha (m)	1.480	Sa (m)	0.016		
b/t =	92.50		(CNR10011 7.2.6.2)				
limite	47.44	b/t>limite	Occorre fare verifica ad imbozzamento CNR10011				
VERIFICA ALL'IMBOZZAMENTO DEI PANNELLI D'ANIMA DIAFRAMMA PIENO							
σ ₁ (+)	147.28	N/mm ²	Tensione di trazione all'intradosso alla superiore (SLU)				
σ ₂ (-)	-147.29	N/mm ²	Tensione di compressione all'estradosso alla inferiore (SLU)				
N	0.00	kN	Sforzo normale				
T	436.00	kN	Taglio				
A=	31	cm ²	Area irrigidimento				
i	330	cm	Interasse irrigidimenti verticali				
α	2.23		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	6.14		Coefficiente d'imbozzamento				
σ _{cr,o}	21.76	N/mm ²	Tensione di riferimento				
σ _{cr}	520.11	N/mm ²	Tensione critica normale				
τ _{cr}	133.72	N/mm ²	Tensione critica tangenziale				
σ ₁	147.28	N/mm ²	Tensione massima normale nell'anima				
τ ₁	14.19	N/mm ²	Tensione media di taglio nell'anima				
τ ₂	0	N/mm ²	Tensione di taglio derivante dalla torsione				
τ _{τoτ}	14.19	N/mm ²	Tensione tangenziale complessiva				
σ _{cr,id}	292.13	N/mm ²	Tensione di confronto				
σ _{cr,red}	278.01	N/mm ²	Tensione di confronto ridotta nel caso in cui σ _{cr,id} >0,8*fd				
σ _{ideale}	149.32	N/mm ²	Tensione ideale di imbozzamento				
β _v	1.50						
	1.86		Valore di riferimento per la verifica all'imbozzamento				
1.86	>	β _v	VERIFICATO				

9.10 VERIFICHE PER LA SOSTITUZIONE DEGLI APPARECCHI D'APPOGGIO

In occasione della sostituzione degli apparecchi d'appoggio, si prevede che sull'impalcato si impedisca il transito dei carichi accidentali.

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 del sollevamento

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 sulla pila ($H_{\text{diaf}}=1514$ mm);

Le sollecitazioni sono le seguenti:

$$M = N \cdot b = 1.35 \cdot 1117 \cdot 1.25 = 1885 \text{ kNm}$$

$$T = N = 1.35 \cdot 1117 = 1508 \text{ kN}$$

Caratteristiche delle travi in acciaio						
Altezza trave totale	Htr (m)		1.5140			
Larghezza piattabanda superiore	Bpe (m)		1.0850			
Spessore piattabanda superiore	Spe (m)		0.0140			
Larghezza piattabanda inferiore	Bpi (m)		0.4000			
Spessore piattabanda inferiore	Spi (m)		0.0200			
Spessore anima	Sa (m)		0.0160			
Altezza anima	Ha (m)		1.4800			
Area della sezione	Aa (m ²)		0.0469			
Momento statico lembo inferiore	Sai (m ³)		0.0410			
Dist. baric. lembo inferiore	Dagi (m)		0.8741			
Dist. baric. lembo superiore	Dage (m)		0.6399			
Momento d'inerzia baricentrico X	Jgx (m ⁴)		0.0167			
Modulo di resist. lembo super.	Wae (m ³)		0.0261			
Modulo di resist. lembo infer.	Wai (m ³)		0.0191			
Momento statico al lembo sup. anima	Sae (m ³)		0.0096			
Momento statico al lembo inf. anima	Sai (m ³)		0.0069			
Momento statico asse Y	Svi (m ³)		0.0227			
Dist. baric. asse Y	Dvgi (m)		0.4840			
Momento d'inerzia baricentrico Y	Jgy (m ⁴)		0.0077			
Riepilogo sollecitazioni (SLU)						
Sforzo normale	max	N (kN)	0			
	min	N (kN)				
Sforzo di taglio	max	T (kN)	1508			
	min	T (kN)				
Momento flettente	max	M (kNm)				
	min	M (kNm)	1885			
Verifiche delle sezioni (SLU)						
				Tensioni di calcolo		
tensione nor.le piattabanda sup.	σ ala sup.	MPa	-72.28	< fyd =	438.10	MPa
tensione nor.le piattabanda inf.	σ ala inf.	MPa	98.73	< fyd =	438.10	MPa
tensione tang.le bar. anima	τ anima baric.	MPa	62.25	< ftyd =	252.93	MPa
tensione nor.le attacco anima-piatt. sup.	σ anima sup.	MPa	-70.70	< fyd =	438.10	MPa
tensione tang.le attacco anima-piatt. sup.	τ anima sup.	MPa	0.80	< ftyd =	252.93	MPa
tensione ideale attacco anima-piatt. sup.	σ id sup.	MPa	70.72	< fyd =	438.10	MPa
tensione nor.le attacco anima-piatt. inf.	σ anima inf.	MPa	96.47	< fyd =	438.10	MPa
tensione tang.le attacco anima-piatt. inf.	τ anima inf.	MPa	1.56	< ftyd =	252.93	MPa
tensione ideale attacco anima-piatt. inf.	σ id inf.	MPa	-96.54	< fyd =	438.10	MPa

STABILITÀ DEGLI IRRIGIDIMENTI TRASVERSALI IN CORRISPONDENZA DEI MARTINETTI

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

	SP1-SP2
Scarico-SLU (kN) su ogni allineamento	3016
n. martinetti	2
martinetto (kN)	1508

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

$N = 1508 \text{ kN}$ 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:

$t_s = 16 \text{ mm}$	spessore irrigidimento centrale
$t_l = 16 \text{ mm}$	spessore irrigidimenti laterali
$h_s = 192 \text{ mm}$	larghezza irrigidimenti (simmetrico rispetto all'anima)
$t_w = 16 \text{ mm}$	spessore anima

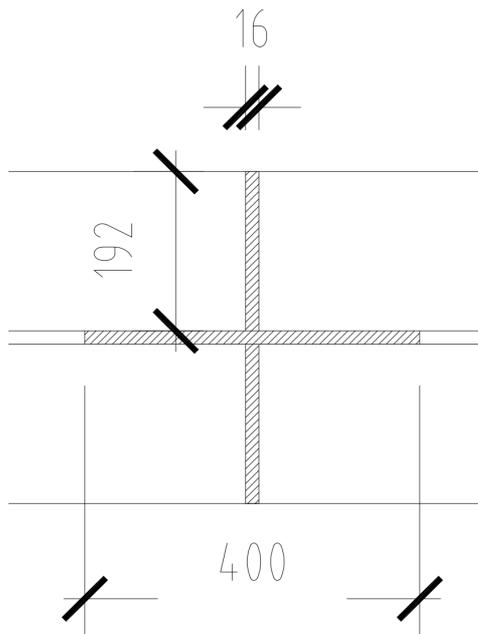


Figura – Sezione dell'irrigidimento utilizzata nelle verifiche

Opera L0703	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V4500	Id.doc. REL	N.progr. 01	REV. D	Pag.diPag. 69 di 80
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	----------------	----------------	-----------	------------------------

$A = 12.5 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$	area della sezione
$J = 100 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$	momento d'inerzia
$i = 90 \text{ mm}$	giratore d'inerzia
$L_0 = 1480 \text{ mm}$	luce libera d'inflessione (h_{anima})
$\lambda = 17$	snellezza dell'irrigidimento
$\omega_{Fe510,c(\lambda = 17)} = 1.01$	coefficiente ω
$N_{RD} = f_{yd} \cdot A / \omega = 355 / 1.25 \cdot 12.5 / 1.01 = 3515 \text{ kN}$	massimo sforzo resistente

Essendo la portata in corrispondenza del martinetto ($\approx 1508 \text{ kN}$) 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:

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

$hs = 192 \text{ mm}$ larghezza di ciascun piatto costituente la nervatura;

$ts = 16 \text{ mm}$ spessore piatto;

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

In definitiva avremo:

$$192/16 < 15 \cdot (235/355)^{1/2} \rightarrow 12 < 12.15$$

La verifica risulta soddisfatta

9.11 VERIFICHE DELLE ASTE DEI CONTROVENTI

Si verificano i controventi di piano inferiori durante le fasi di montaggio (fase transitoria) per resistere all'intera azione del vento e durante l'esercizio, soggetti agli effetti torcenti dell'impalcato da spalla SPA a spalla SPB (fase definitiva) . Si suppongono le aste compresse collaboranti.

Azione del vento: fase transitoria

$q_v = 2.714 \text{ m} \times 2.50 \text{ kN/m}^2 = 6.79 \text{ kN/m}$	pressione del vento sull'impalcato in fase di montaggio ($H_{imp} = 2.714 \text{ m}$)
$H_w = L_{max} \times q_v = 4.00 \times 6.79 = 27.14 \text{ kN}$	azione di taglio dovuta al vento su ciascun campo di controvento
$L_{max} = 4.00 \text{ m}$	interasse diaframmi

Effetti torsionali: fase definitiva

$M_t = 2900 \text{ kNm/m}$	Momento torcente proveniente dal modello impalcato
$H_T = M/(2H_{max}) = 2900/(2 \times 6.5) = 224 \text{ kN/m}$	azione di taglio dovuta alla torsione su ciascun campo di controvento
$H_{max} = 6.50 \text{ m}$	interasse travi
$H = \text{Max}[H_w; H_T] = 224 \text{ kN/m}$	taglio massimo su ciascun campo di Controvento
$N_d = \pm \frac{H}{2} \frac{\sqrt{L_{max}^2 + H_{max}^2}}{H_{max}} = \pm 132 \text{ kN}$	sforzo normale nell'asta

verifica profilato (1 L100x8)

Asta tesa

$A = 1550 \text{ mm}^2$	area lorda
$A_{eff} = 1172 \text{ mm}^2$	area effettiva (cfr [CNR10011]§6.2.1.2)
$\sigma = N_d / A_{eff} = 112.6 \text{ MPa} \leq 338.10 \text{ MPa}$	tensione assiale

Asta compressa

$A = 1550 \text{ mm}^2$	area lorda (cfr [CNR10011]§5.3.5)
$\lambda = l_0/i = 3.82/3.06 = 1.25$	
$\sigma = \omega N_d / A = 1.00 \times 132 / 1550 = 85.17 \text{ MPa} \leq 338.10 \text{ MPa}$	tensione assiale

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

$e = 45/2 = 22.50 \text{ mm}$	eccentricità del collegamento
$i = 70 \text{ mm}$	interasse dei bulloni

Opera L0703	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V4500	Id.doc. REL	N.progr. 01	REV. D	Pag.diPag. 71 di 80
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	----------------	----------------	-----------	------------------------

$$T_b = \sqrt{(N_d / 2)^2 + (N_d \cdot e / i)^2} = 78.47 \text{ kN} \quad \text{taglio su 1 bullone}$$

$$\tau = T_b / A_{res} = 310.12 \text{ MPa} < 0.5 \cdot f_{tb} / \gamma_{M2} = 320 \text{ MPa} \quad \text{tensione tangenziale}$$

(classe 8.8 $A_{res}=253 \text{ mm}^2$)

$$\sigma_{rif} = T_b / (2 \cdot 21 \cdot 8) = 233.5 \text{ MPa} \leq 255 \text{ MPa} \quad \text{tensione rifollamento}$$

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

$$N = N_d = 132 \text{ kN} \quad \text{-carico massimo sul controvento}$$

La sezione resistente della saldatura, in accordo con [DM08] §4.2.8.2.3, è pari a:

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

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

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

$$\sigma_{\perp} = N / A_{saldatura} = 98.22 \text{ MPa} \leq \frac{f_{tk}}{\beta \gamma_{M2}} = 453 \text{ MPa}$$

10. CONTROFRECCIA COSTRUTTIVA

La deformazione elastica prodotta dai seguenti contributi, dovrà essere compensata mediante sagomatura dell'anima all'atto del taglio delle lamiere (contromonta).

Le condizioni di carico che contribuiscono alla contro monta sono le seguenti:

f_{p+f} peso proprio della struttura metallica dell'impalcato e delle opere di finitura

$0.25 \cdot f_m$ effetti dei carichi mobili

TRAVE 1 e TRAVE 2

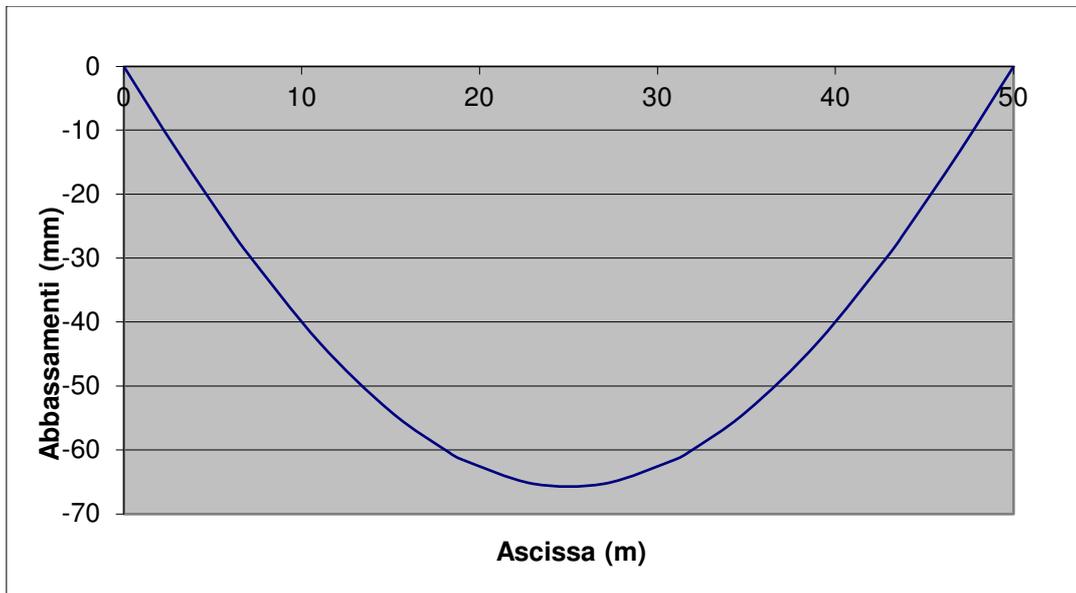


Fig. 14.1 – Abbassamenti verticali per il peso proprio della struttura e alle opere di finitura

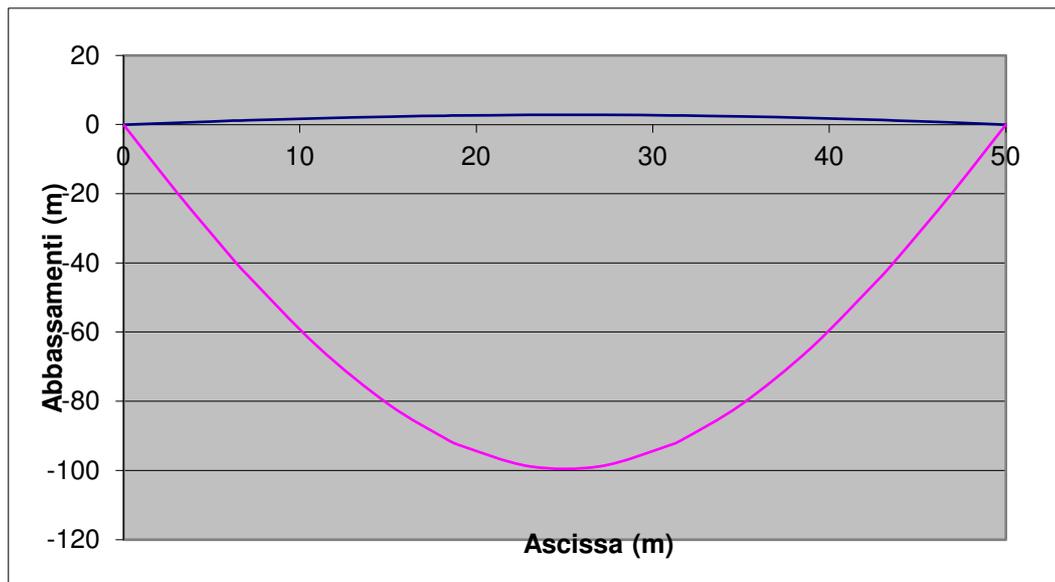


Fig. 14.2 – Abbassamenti verticali per i carichi verticali (f_m)

Opera L0703	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V4500	Id.doc. REL	N.progr. 01	REV. D	Pag.diPag. 73 di 80
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	----------------	----------------	-----------	------------------------

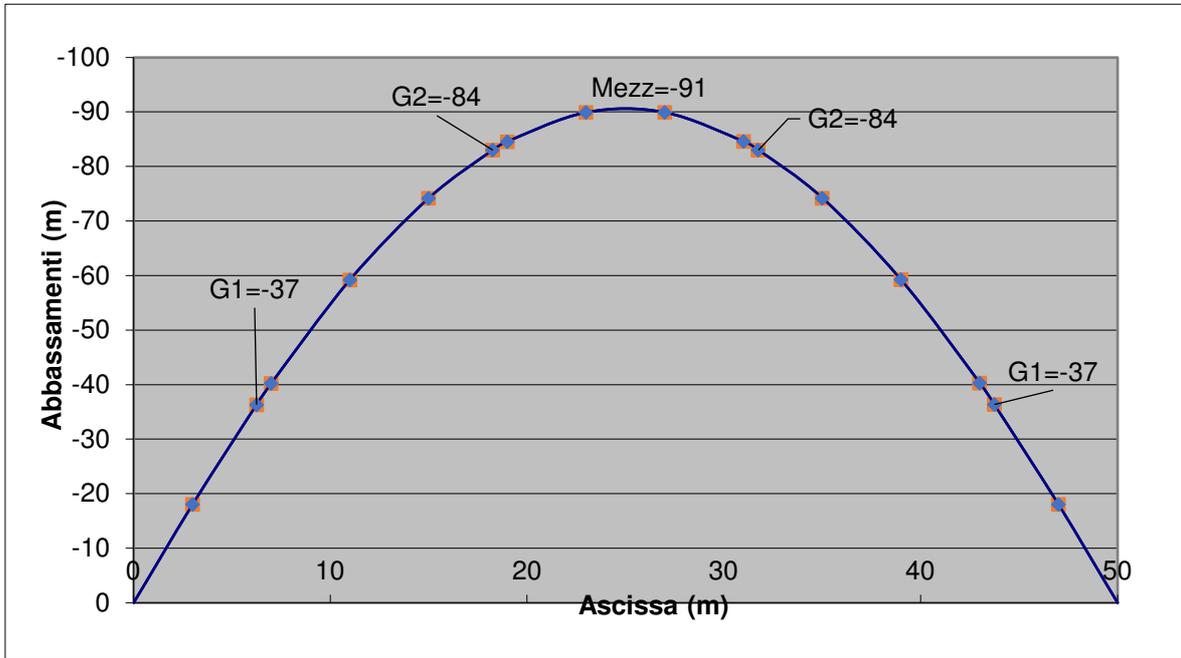


Fig. 14.3 – Diagramma della contromonta da predisporre in corrispondenza dei giunti per annullare la freccia delle componenti precedenti

11. VERIFICA DEL CORDOLO IN C.A. PER ALLOGGIO BARRIERA

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. Si ipotizza un passo dei correnti verticali della barriera pari a i=1.50 m,

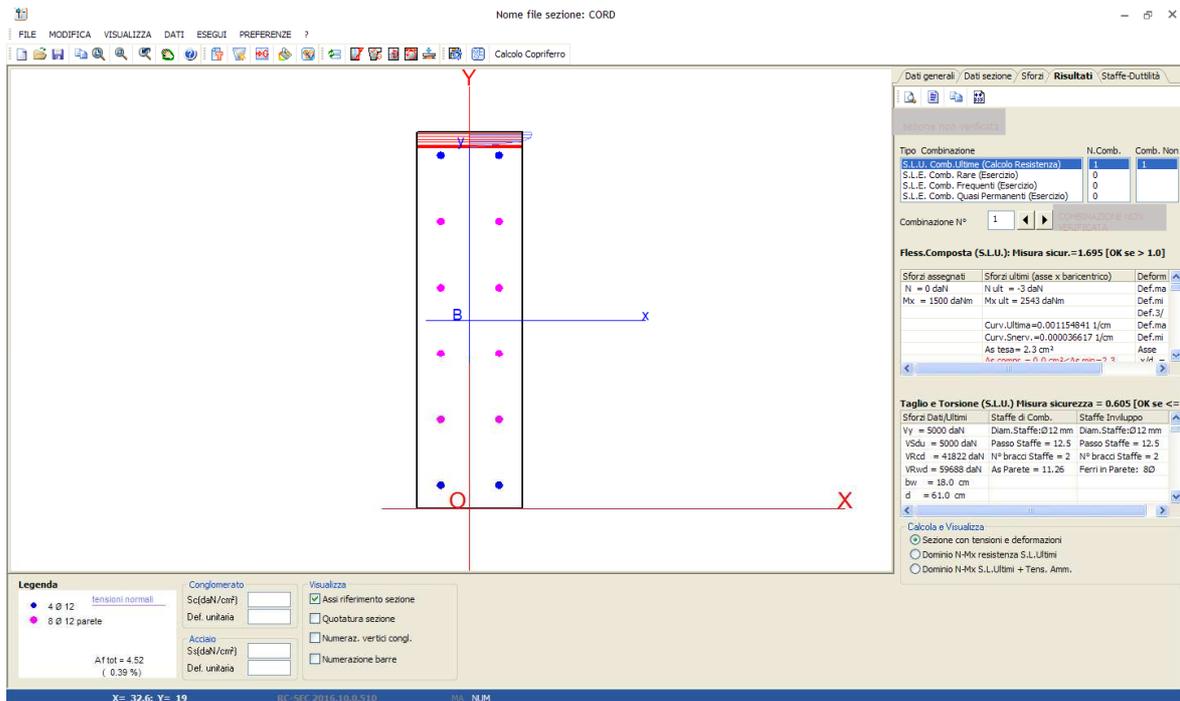
Verifica del cordolo

Il cordolo è soggetto all'azione di taglio, torsione e flessione prodotta dall'urto:

$$V = 100/2 = 50 \text{ kN}$$

$$T = 100/2 * i/4 = 50 * 1.5/4 = 18.75 \text{ kNm}$$

$$M = 100/1.5 * i^2/10 = 15 \text{ kNm}$$



$$MRd = 25.43 \text{ kNm} > M = 15.00 \text{ kN} \quad (\text{armatura a flessione: } 2+2 \phi 12)$$

$$VRd = 418.22 \text{ kN} > V = 50.00 \text{ kN} \quad (\text{armatura a taglio-torsione: } 1\phi 12/12.5)$$

$$TRd = 38.60 \text{ kNm} > T = 18.75 \text{ kN} \quad (\text{armatura long. a torsione: } 4+4 \phi 12)$$

Inoltre:

$$\frac{V}{V_{Rd}} + \frac{T}{T_{Rd}} \leq 1 \quad \frac{50}{418.22} + \frac{18.75}{38.6} \leq 0.605$$

Opera L0703	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V4500	Id.doc. REL	N.progr. 01	REV. D	Pag.diPag. 75 di 80
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	----------------	----------------	-----------	------------------------

Verifica dell'attacco del cordolo all'impalcato

$$F_u = 100/1.5 = 66.67 \text{ kN/m}$$

$$M_u = 66.67 * 1.11 = 74.0 \text{ kNm/m}$$

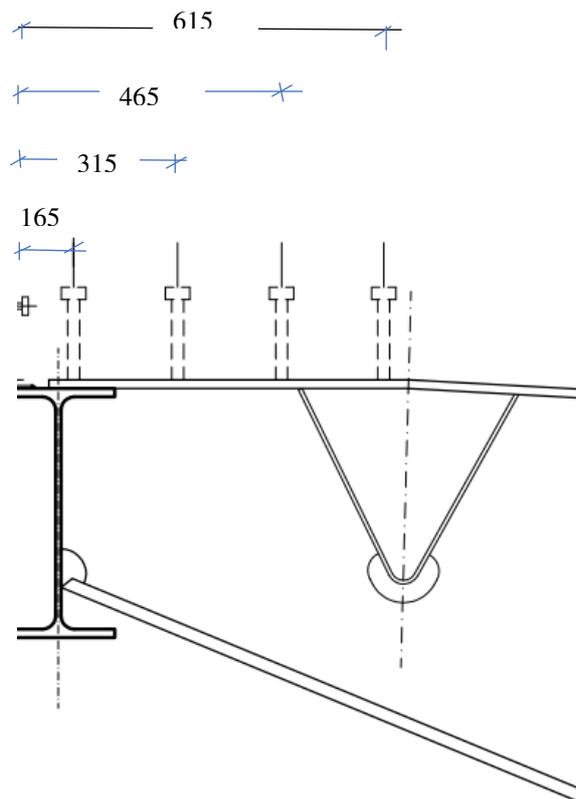
L'attacco del cordolo con l'impalcato viene garantito mediante l'interposizione di pioli di lunghezza pari a 150 mm e diametro pari a 19 mm saldati alla lamiera dell'impalcato e immersi nel cordolo. Ipotizzando il principio di conservazione delle sezioni piane, il momento M_u produce sul piolo più lontano rispetto al punto di rotazione (A), un'azione di trazione pari a:

$$T = M * 0.61 / (0.615^2 + 0.465^2 + 0.315^2 + 0.165^2) = 62.62 \text{ kN/m}$$

Pertanto, ipotizzando un passo longitudinale dei pioli pari a 25 cm, il singolo piolo è soggetto alla seguenti azioni di taglio e trazione:

$$F_u = 62.62/4 \approx 16 \text{ kN}$$

$$T = 66.67/4 \approx 17 \text{ kN}$$



In favore di sicurezza si trascura il peso del cordolo e della barriera.

I meccanismi di rottura del collegamento piolo-impalcato sono i seguenti:

- a taglio del gambo e schiacciamento del cls;
- a trazione del gambo e sfilamento del cls;
- a taglio e trazione combinata.

Opera L0703	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V4500	Id.doc. REL	N.prog. 01	REV. D	Pag.diPag. 76 di 80
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	----------------	---------------	-----------	------------------------

1° Meccanismo di rottura

Si ipotizza un piolo di diametro pari a 19 mm e lungo 150 mm.

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

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

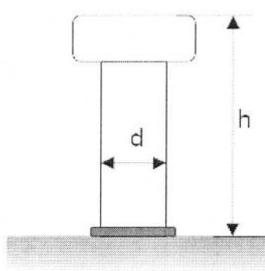
$$P_{Rd}^2 = \frac{0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}}}{\gamma_V}$$

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

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

EN 1994-2, 6.6.3.1

Essendo:



d : diametro del piolo

hsc=h: altezza del piolo

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:

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

$$F_u = 16 \text{ kN} < \text{Min}[P_{Rd}^1; P_{Rd}^2]$$

$$P_{Rd}^1 = (0.8 \cdot 350 \cdot \pi \cdot 19^2 / 4) / 1.25 = 81614 \text{ N} = 81.61 \text{ kN}$$

$$P_{Rd}^2 = (0.29 \cdot 1 \cdot 19^2 \cdot \sqrt{0.83 \cdot 37 \cdot 33019}) / 1.25 = 84336 \text{ N} = 84.3 \text{ kN}$$

La verifica risulta soddisfatta.

Opera L0703	Tratto 212	Settore E	CEE 13	WBS V4500	Id.doc. REL	N.progr. 01	REV. D	Pag.diPag. 77 di 80
----------------	---------------	--------------	-----------	--------------	----------------	----------------	-----------	------------------------

2° Meccanismo di rottura

La resistenza del piolo è pari al valore minimo tra la rottura a trazione del piolo e a sfilamento:

$$T = 17 \text{ kN} < \text{Min}[T_{Rd1}, T_{Rd2}]$$

$$T_{Rd1} = f_{yd} \cdot \pi \cdot d^2 / 4 = 350 / 1.25 \cdot 3.14 \cdot 19^2 / 4 = 79347.8 \text{ N} = 79.34 \text{ kN}$$

$$T_{Rd2} = f_{bd} \cdot \pi \cdot d \cdot L = 2.25 / 1.5 \cdot \mu \cdot 0.7 \cdot 0.3 f_{ck}^{2/3} \cdot \pi \cdot 19 \cdot 150 = 27643.5 \text{ N} = 27.6 \text{ kN}$$

La verifica risulta soddisfatta.

3° Meccanismo di rottura

Essendo il tasso di sfruttamento dei tagli (F_u/P_{Rd}) sempre inferiore a 0.5, si può trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a trazione.

12. 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. Per l'azione sismica si considera lo stato limite di collasso SLC, i cui parametri sono indicati nel par.5.1.10.

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:

- variazione termica uniforme pari a 25°C, con effetto sia in allungamento sia un accorciamento ($d_{\epsilon 3}$);
- azione sismica con doppio effetto (d_E).
-

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

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

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

$$d_{\epsilon 3} = 0.000012 \times (\pm 25^\circ) \times 1000 = \pm 0.3 \text{ mm/ml}$$

Escursione apparecchi d'appoggio:

allin.to		distanza dal fisso (m)	Escursione long. unilaterale statica		Escursione long. sismica max /trasv. associata		Escursione trasv. Sismica max /long. associata
			Accorc.	Allung.	Accorc.	Allung.	
	Giunto SPA	-25.2	-7.56	+7.56	-175/-50	+175/+50	$\pm 170 / \pm 50$
mobile	SPA	-25.0	-7.50	+7.50	-175/-50	+175/+50	$\pm 170 / \pm 50$
fisso	MEZZERIA	0	0	0	-175/-50	+175/+50	$\pm 170 / \pm 50$
mobile	SPB	25.0	-7.50	+7.50	-175/-50	+175/+50	$\pm 170 / \pm 50$
	Giunto SPB	25.2	-7.56	+7.56	-175/-50	+175/+50	$\pm 170 / \pm 50$

L'escursione totale longitudinale massima e trasversale associata dei giunti (calcolata allo SLC) è pari a:

$$e_{T,ass} = 350 \text{ mm} \quad \text{-giunto SPA/SPB } (\pm 175 \text{ mm}) \quad \text{trasversale}$$

$$e_{L,max} = 350 \text{ mm} \quad \text{-giunto SPA/SPB } (\pm 175 \text{ mm}) \quad \text{longitudinale}$$

L'escursione longitudinale e trasversale associate a quelle massime dei giunti sono pari a:

$$e_{T,max} = 100 \text{ mm} \quad \text{-giunto SPA/SPB } (\pm 50 \text{ mm}) \quad \text{trasversale}$$

$$e_{L,ass} = 100 \text{ mm} \quad \text{-giunto SPA/SPB } (\pm 50 \text{ mm}) \quad \text{longitudinale}$$

Il varco minimo (allo SLC) è pari a:

$$v = e_{L,max} / 2 + 20 \text{ mm} \cong 200 \text{ mm} \quad \text{-giunto SPA/SPB}$$

13. SCARICHI APPOGGI

Di seguito vengono riportati gli scarichi delle seguenti combinazioni dei carichi elementari con i coefficienti da normativa e relativi involucri (SLE_INV, SLU_INV E SISMA_INV):

	STR			STR			SISMA 1			SISMA 2			SISMA 3		
	SLE_II	SLE_III	SLE_IV	STR_II	STR_III	STR_IV	x	y	z	x	y	z	x	y	z
Permanenti	1	1	1	1.35	1.35	1.35	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Carichi mobili_Nmax	1	0.75	0.75	1.35	1.025	1.025	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Carichi mobili_Mmax	1	0.75	0.75	1.35	1.025	1.025	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Frenatura	0	1	0	0	1.35	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Centrifuga	0	0	1	0	0	1.35	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Vento	0.6	0.6	0.6	0.9	0.9	0.9	0	0	0	0	0	0	0	0	0
distorsioni	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Ced. Vincolari	0.6	0.6	0.6	0.72	0.72	0.72	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
Sisma	0	0	0	0	0	0	1	0.3	0.3	0.3	1	0.3	0.3	0.3	1

Carichi elementari	SPALLE					
	Appoggio esterno			Appoggio interno		
	Vert.	Long.	Trasv.	Vert.	Long.	Trasv.
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
Permanenti	-1117	0	0	-1117	0	0
Carichi mobili_Nmax	-1908	0	0	-751	0	0
Frenatura	0	128	0	0	128	0
Centrifuga	-13		26	13	0	26
Vento	-87	0	187	87	0	187
Sisma	-60	180	180	-60	180	180

	SPALLE					
	Appoggio esterno			Appoggio interno		
	Vert.	Long.	Trasv.	Vert.	Long.	Trasv.
SLE_II-Min	-3077	0	112	-1816	0	112
SLE_II-Max	-3077	0	112	-1816	0	112
SLE_III-Min	-2600	128	112	-1628	128	112
SLE_III-Max	-2600	128	112	-1628	128	112
SLE_IV-Min	-2613	0	138	-1615	0	138
SLE_IV-Max	-2613	0	138	-1615	0	138
STR_II-Min	-4162	0	168	-2444	0	168
STR_II-Max	-4162	0	168	-2444	0	168
STR_III-Min	-3542	173	168	-2199	173	168
STR_III-Max	-3542	173	168	-1430	173	168
STR_IV-Min	-3560	0	203	-2182	0	203
STR_IV-Max	-3560	0	203	-2182	0	203
SISMA 1	-1135	180	54	-1135	180	54
SISMA 2	-1135	54	180	-1135	54	180
SISMA 3	-1177	54	54	-1177	54	54
	SPALLE					
	Appoggio esterno			Appoggio interno		
	R (kN)	HI (kN)	Ht (kN)	R (kN)	HI (kN)	Ht (kN)
SLE_INV	-3077	128	138	-1816	128	138
SLU_INV	-4162	173	203	-2444	173	203
SISMICA_INV	-1177	180	180	-1177	180	180

Gli sforzi normali (-) sono rivolti verso il basso.