

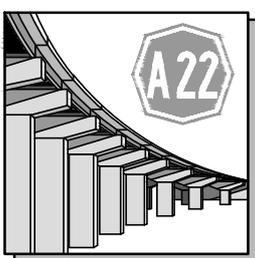
**ORDINE DEGLI INGEGNERI
DELLA PROV. DI TRENTO**
dott.ing. ROBERTO BOSETTI
INSCRIZIONE ALBO N° 1027

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO
dott. ing. Roberto Bosetti

autostrada del brennero

PROGETTO DEFINITIVO PER LA REALIZZAZIONE
DELLA TERZA CORSIA NEL TRATTO COMPRESO
TRA VERONA NORD (KM 223) E L'INTERSEZIONE
CON L'AUTOSTRADA A1 (KM 314)

B	LOTTO 3 - da Nogarole Rocca (km 246+185) a Campogalliano (km 312+200)
4.1.1.	INTERVENTI SULLE OPERE D'ARTE Ponte sul canale Acque Alte (pr km 258+591) Relazione di calcolo

0	MAR. 2021	EMISSIONE	F. OSS PAPOT	M. FUMANELLI	C. COSTA
REVISIONE:	DATA:	DESCRIZIONE:	REDAZIONE:	VERIFICA:	APPROVAZIONE:
DATA PROGETTO: LUGLIO 2009			DIREZIONE TECNICA GENERALE		IL DIRETTORE TECNICO GENERALE E PROGETTISTA:
NUMERO PROGETTO: 31/09					ORDINE DEGLI INGEGNERI DELLA PROV. DI BOLZANO Dott. Ing. CARLO COSTA Nr. 891 INGENIEURKAMMER DER PROVINZ BOZEN

**CHIUSURA DEL VARCO NELLO SPARTITRAFFICO
SUL PONTE SUL CANALE ACQUE ALTE
(OPERA N° 348 A PROGR. km 258+610)**

CALCOLI STATICI

INDICE

1. PREMESSA	1
1.1. DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA E DELL'INTERVENTO.....	1
1.1.1. Struttura esistente.....	1
1.1.2. Intervento in progetto.....	2
1.2. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	4
1.3. METODO DI CALCOLO E NORMATIVA	5
1.4. COMBINAZIONI DI CARICO	6
1.5. UNITÀ DI MISURA	6
2. TRAVI IN C.A.P. DI LUCE 19.09 METRI – SITUAZIONE ESISTENTE	7
2.1. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE	7
2.1.1. Sezione di mezzeria	7
2.1.2. Sezione all'appoggio.....	9
2.2. ANALISI DEI CARICHI	11
2.2.1. Carichi permanenti.....	11
2.2.2. Carichi mobili	11
2.3. SOLLECITAZIONI	13
2.4. TENSIONE DI CALCOLO NELL'ACCIAIO PRETESO.....	14
2.4.1. Sezione di mezzeria	14
2.4.2. Sezione d'appoggio	15
2.5. VERIFICA A FLESSIONE.....	16
2.5.1. Verifica delle tensioni.....	16
2.5.2. Verifica a rottura	17
2.6. VERIFICA A TAGLIO	18
2.6.1. Sezione all'appoggio.....	18
2.6.2. Sezione di mezzeria	19
2.6.3. Verifica a scorrimento trave-soletta.....	19
2.7. VERIFICA DELLA SOLETTA.....	20
2.7.1. Campata.....	20
2.7.2. Sbalzo	21
2.8. VERIFICA DEI TRAVERSI.....	23
2.8.1. Caratteristiche geometriche della sezione	23
2.8.2. Sollecitazioni.....	24
2.8.3. Verifica	26

3. TRAVI IN C.A.P. DI LUCE 19.09 METRI – SITUAZIONE MODIFICATA.....	27
3.1. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE	27
3.1.1. Sezione di mezzeria (trave di bordo interna).....	27
3.1.2. Sezione all'appoggio (trave di bordo interna).....	28
3.2. ANALISI DEI CARICHI E SOLLECITAZIONI	29
3.2.1. Carichi permanenti.....	29
3.2.2. Carichi mobili	29
3.3. VERIFICA A FLESSIONE.....	31
3.3.1. Verifica delle tensioni.....	31
3.3.2. Verifica a rottura	32
3.4. VERIFICA A TAGLIO	34
3.4.1. Sezione all'appoggio.....	35
3.4.2. Sezione di mezzeria	37
3.5. VERIFICA DELLA SOLETTA.....	40
3.5.1. Campata.....	40
3.6. VERIFICA DEI TRAVERSI.....	41
3.6.1. Caratteristiche geometriche della sezione	41
3.6.2. Sollecitazioni.....	42
3.6.3. Verifica	44
4. NUOVE TRAVI IN C.A.P. DI LUCE 19.09 METRI	46
4.1. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE	48
4.1.1. Sezione di mezzeria (36 trefoli).....	48
4.1.2. Sezione intermedia (32 trefoli)	50
4.1.3. Sezione all'appoggio (24 trefoli).....	52
4.2. ANALISI DEI CARICHI	54
4.2.1. Carichi permanenti.....	54
4.2.2. Carichi mobili	54
4.3. SOLLECITAZIONI	56
4.4. TENSIONE DI CALCOLO NELL'ACCIAIO PRETESO.....	57
4.5. VERIFICA A FLESSIONE.....	58
4.5.1. Verifica delle tensioni.....	58
4.5.1.1. Sezione di mezzeria	59
4.5.1.2. Sezione a 4.09 metri dalla mezzeria	59
4.5.1.3. Sezione a 4.85 metri dalla mezzeria	60
4.5.1.4. Sezione a 7.09 metri dalla mezzeria	60
4.5.1.5. Sezione a 7.85 metri dalla mezzeria	61
4.5.1.6. Sezione all'appoggio.....	61
4.5.2. Verifica a rottura	62
4.5.2.1. Sezione di mezzeria	62
4.5.2.2. Sezione a 4.85 metri dalla mezzeria	62
4.5.2.3. Sezione a 7.85 metri dalla mezzeria	63
4.6. VERIFICA A TAGLIO	64
4.6.1. Verifica allo stato limite ultimo.....	64
4.6.1.1. Sezione all'appoggio.....	64
4.6.1.2. Sezione a 4.30 metri dall'appoggio	64
4.6.1.3. Sezione a 6.550 metri dall'appoggio	65
4.7. STATO LIMITE DI DEFORMAZIONE	66
4.8. VERIFICA DELLA SOLETTA.....	67
4.8.1. Campata.....	68
4.8.2. Sbalzo	69
4.9. ANCORAGGIO DELLA BARRIERA DI SICUREZZA.....	70
4.9.1. Azioni di progetto	70
4.9.2. Ancoraggio della barriera nel cordolo: verifica armatura orizzontale	72
4.9.3. Ancoraggio del cordolo alla soletta mediante staffe	73

4.9.4.	Ancoraggio del cordolo alla soletta mediante connettori	74
5.	VERIFICA DEGLI APPOGGI – SITUAZIONE ESISTENTE.....	76
5.1.	APPOGGI ESISTENTI IN NEOPRENE ARMATO 200X300X26 MM.....	76
5.1.1.	Calcolo delle deformazioni dovute a ritiro, variazione termica e fluage	76
5.1.2.	Analisi dei carichi.....	77
5.1.3.	Verifiche	79
6.	VERIFICA DEGLI APPOGGI – SITUAZIONE MODIFICATA	81
6.1.	APPOGGI ESISTENTI IN NEOPRENE ARMATO 200X300X26 MM.....	81
6.1.1.	Calcolo delle deformazioni dovute a ritiro, variazione termica e fluage	81
6.1.2.	Analisi dei carichi.....	81
6.1.3.	Verifiche	83
6.2.	APPOGGI NUOVI IN NEOPRENE ARMATO 250X500X82 MM.....	85
6.2.1.	Calcolo delle deformazioni dovute a ritiro, variazione termica e fluage	85
6.2.2.	Analisi dei carichi.....	85
6.2.3.	Verifiche	88
7.	VERIFICA DELLE SPALLE – SITUAZIONE ESISTENTE	90
7.1.	ANALISI DEI CARICHI	90
7.1.1.	Carichi permanenti.....	90
7.1.2.	Carichi mobili.....	91
7.1.3.	Azione di frenamento.....	92
7.1.4.	Azione del vento	92
7.1.5.	Spinta del terreno e del sovraccarico.....	92
7.2.	VERIFICA ALLO SPICCATO DELLA FONDAZIONE	93
7.3.	VERIFICA DELLA FONDAZIONE.....	93
7.3.1.	Carichi sui pali	93
7.3.2.	Verifica del paraghiaia	94
7.3.3.	Verifica del plinto	95
8.	VERIFICA DELLE SPALLE – SITUAZIONE MODIFICATA.....	96
8.1.	ANALISI DEI CARICHI	96
8.1.1.	Carichi permanenti.....	96
8.1.2.	Carichi mobili.....	96
8.1.3.	Azione di frenamento.....	97
8.1.4.	Azione del vento	97
8.1.5.	Spinta del terreno e del sovraccarico.....	98
8.2.	COMBINAZIONI DI CARICO.....	98
8.3.	VERIFICA ALLO SPICCATO DELLA FONDAZIONE	98
8.4.	VERIFICA DELLA FONDAZIONE.....	99
8.4.1.	Carichi sui pali	99
8.4.2.	Verifica del paraghiaia	99
8.4.3.	Verifica del plinto	99
9.	SPALLA NUOVA	101
9.1.	ANALISI DEI CARICHI	102
9.1.1.	Carichi permanenti.....	102
9.1.2.	Carichi mobili.....	102
9.1.3.	Spinta del terreno e del sovraccarico.....	103
9.1.4.	Dilatazioni termiche, fluage, ritiro.....	104

9.1.5.	Azione di frenamento	104
9.1.6.	Azione del vento	104
9.2.	VERIFICA DELLA FONDAZIONE	105
9.2.1.	Verifica dello spiccato di fondazione	105
9.3.	VERIFICA DELLA FONDAZIONE	107
9.3.1.	Carichi sui pali	107
9.3.1.1.	Verifica di portanza	109
9.3.2.	Verifica del paraghiaia	110
9.3.3.	Verifica del plinto	111
10.	ANALISI SISMICA DEL NUOVO PONTE	114
10.1.	AZIONE SISMICA	114
10.2.	ANALISI STRUTTURALE	118
10.2.1.	Analisi lineare statica	118
10.2.2.	Analisi lineare dinamica	119
10.3.	COMBINAZIONI DI CARICO	122
10.4.	VERIFICA DEGLI APPOGGI	123
10.5.	VERIFICA DELLE SPALLE	130
10.5.1.	Analisi dei carichi	131
10.5.2.	Verifica allo spiccato della fondazione	132
10.5.3.	Carichi sui pali	134
10.5.4.	Verifica del plinto	136
10.5.5.	Verifica della portata dei pali	136
10.5.6.	Valutazione degli spostamenti massimi	137
11.	ALLARGAMENTO DEGLI IMPALCATI ESISTENTI PER BARRIERA ANTIRUMORE	138
11.1.	DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO	138
11.2.	VERIFICA DELL'IMPALCATO	139
11.2.1.	Riferimenti normativi	139
11.2.2.	Premesse	139
11.2.3.	Caratteristiche geometriche della sezione	141
11.2.4.	Analisi dei carichi	142
11.2.4.1.	Carichi permanenti	142
11.2.4.2.	Carichi mobili	142
11.2.4.3.	Effetti del ritiro	145
11.2.4.4.	Sollecitazioni	146
11.2.4.5.	Verifiche di resistenza della sezione	147
11.2.4.6.	Verifica di resistenza della connessione trave - soletta	148
11.2.4.7.	Verifica di stabilità del corrente compresso	152
11.2.4.8.	Verifiche di stabilità dell'anima	153
11.2.4.9.	Stato limite ultimo di fatica	155
11.2.4.10.	Verifica della connessione trave – soletta agli SLE	158
11.2.4.11.	Stato limite di deformazione	159
11.3.	VERIFICA DELLA SOLETTA	160
11.3.1.	Analisi dei carichi e sollecitazioni	160
11.3.1.1.	Urto sul sicurvia	161
11.3.2.	Verifica della campata	163
11.3.3.	Verifica del collegamento alla soletta esistente	165
11.3.4.	Verifica del dente superiore	166
11.3.4.1.	Armatura verticale	166
11.3.4.2.	Armatura orizzontale	167
11.3.5.	Verifica dell'ancoraggio della barriera antirumore nel cordolo	168
11.4.	VERIFICA DEGLI APPOGGI	171

11.4.1.	Calcolo delle deformazioni dovute variazione termica	171
11.4.2.	Analisi dei carichi	171
11.5.	FONDAZIONE SULL'ORECCHIO.....	175
11.5.1.	Carichi.....	175
11.5.2.	Verifica a ribaltamento.....	175
11.5.3.	Verifica a slittamento.....	176
11.5.4.	Verifica della portanza.....	176
11.5.5.	Verifica dello sbalzo della fondazione.....	177
11.6.	VERIFICA DELLA SPALLA.....	178
11.6.1.	Analisi dei carichi	179
11.6.1.1.	Carichi permanenti	179
11.6.1.2.	Carichi mobili.....	179
11.6.1.3.	Azione di frenamento.....	179
11.6.1.4.	Azione del vento.....	180
11.6.1.5.	Spinta del terreno e del sovraccarico.....	180
11.6.2.	Combinazioni di carico	180
11.6.3.	Verifica allo spiccato della fondazione.....	180
11.6.4.	Verifica della fondazione	181
11.6.4.1.	Carichi sui pali	181
11.6.4.2.	Verifica del paraghiaia	182
11.6.4.3.	Verifica del plinto	182
11.6.4.4.	Verifica della connessione tra spalla nuova e spalla esistente.....	183

I traversi, di spessore 25 cm ed altezza 1.06 m, sono in c.a. ordinario ed hanno un interasse di 6.36 m.

La soletta, di spessore 20 cm, è costruita in c.a. gettato in opera. L'altezza totale dell'impalcato è quindi $1.20+0.20=1.40$ metri.

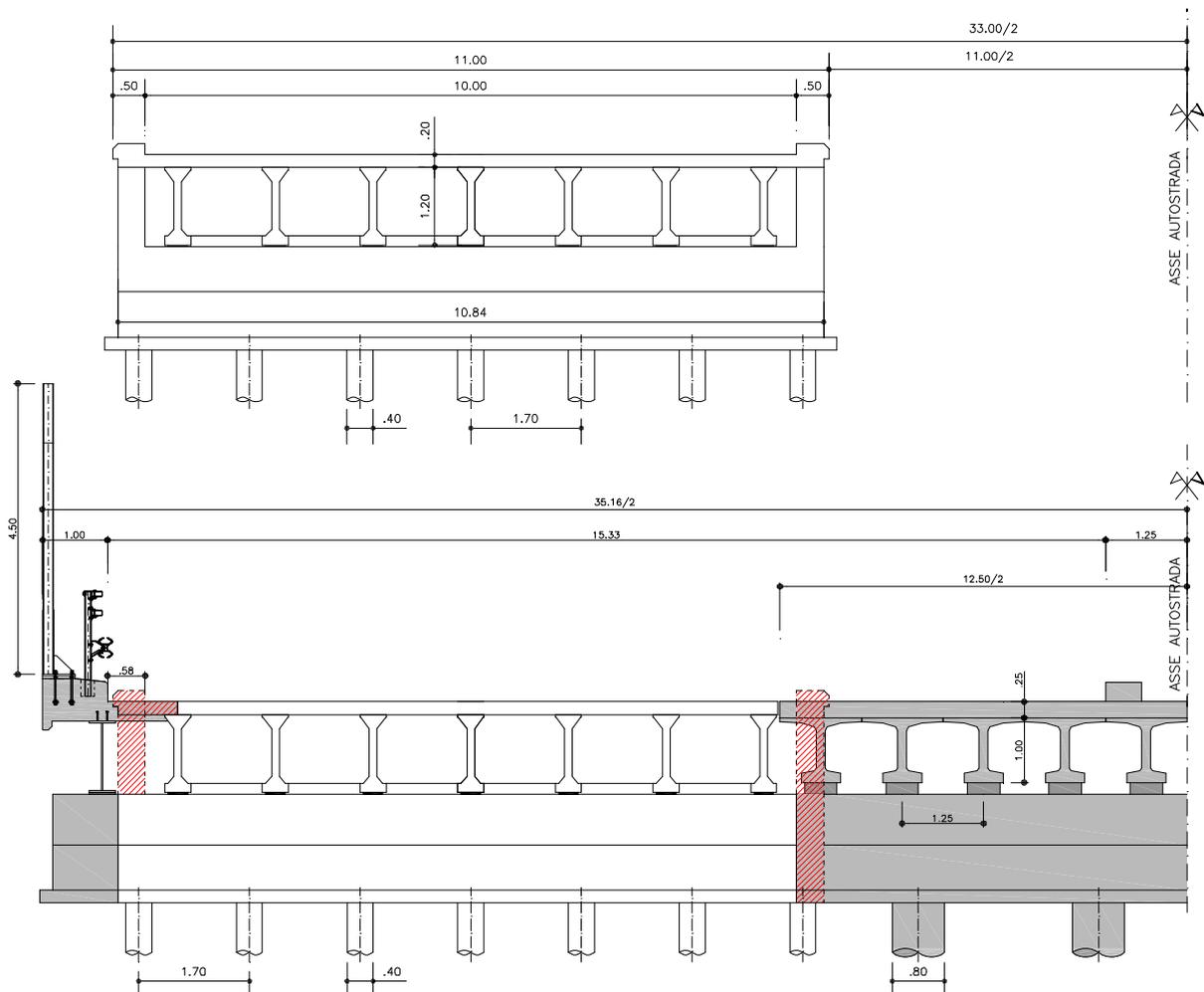
Gli apparecchi d'appoggio delle travi sono in neoprene armato delle dimensioni di 200x300x26 mm.

Le spalle, due distinte per ciascun impalcato, sono a parete piena in c.a. ed hanno fondazioni su pali prefabbricati in calcestruzzo infissi nel terreno di lunghezza pari a 10 m.

1.1.2. *Intervento in progetto*

L'intervento in progetto consiste nella chiusura del varco attualmente presente nello spartitraffico tra le due carreggiate e nell'allargamento dei due cordoli esterni al fine di poter realizzare barriere antirumore a protezione dei centri abitati circostanti.

La sede autostradale passerà dagli attuali 11.00+11.00 metri (larghezza delle due carreggiate esistenti) ai 33.16 metri al fine di modificare l'attuale conformazione a quattro corsie in un percorso a sei corsie di marcia; sarà quindi costruito un nuovo impalcato nello spartitraffico ed entrambe le carreggiate saranno allargate verso l'esterno di 58 cm; è prevista inoltre la demolizione del cordolo laterale esistente e la costruzione di un nuovo cordolo di larghezza pari ad 1.00 m, sul quale saranno installate la barriera antirumore di altezza $h=4.50$ metri e la nuova barriera di sicurezza tipo H4b bordo ponte.



In particolare l'intervento si compone delle seguenti fasi:

- scavo all'interno dello spartitraffico, tra le spalle esistenti, fino al piano d'imposta delle fondazioni delle nuove spalle;
- esecuzione di pali trivellati;
- costruzione delle spalle in c.a. a sostegno del nuovo impalcato;
- demolizione dei cordoli centrali sugli impalcati esistenti e realizzazione del nuovo impalcato;
- realizzazione dei giunti trasversali sulle spalle, dei giunti longitudinali tra il nuovo impalcato e quelli esistenti, della pavimentazione e degli altri lavori di finitura (scarichi, segnaletica, ecc.);
- prolungamento della fondazione esistente di circa 1.00 m verso l'esterno;
- posizionamento della trave di acciaio e getto della soletta collaborante e dei cordoli; realizzazione della pavimentazione e di tutti i lavori di finitura.

L'impalcato nuovo, strutturalmente indipendente dai due esistenti, è costituito da 10 travi prefabbricate in c.a.p. di 1.00 m di altezza e da una soletta collaborante in c.a. di spessore 25 cm; l'altezza totale dell'impalcato è quindi pari a 1.25m.

Le nuove travi, poste ad interasse di 1.25 m (in retto), hanno la stessa luce di calcolo di quelle esistenti (19.09 m) e sono precomprese mediante 36 trefoli rettilinei da 0.5" dei quali 8+4 sono inguainati verso l'appoggio.

I nuovi apparecchi d'appoggio sono in neoprene armato delle dimensioni di 250x500x82 mm.

La spalla in corrispondenza dell'impalcato centrale, anch'essa strutturalmente indipendente dalle due esistenti, sarà realizzata a parete piena in c.a. e fondata su sette pali trivellati (4 anteriori e 3 posteriori) di diametro 80 cm e lunghezza 18 m.

Dal momento che le travi di bordo esistenti non sarebbero in grado di sopportare le maggiori sollecitazioni prodotte dall'allargamento verso l'esterno degli impalcati, si prevede di inserire, a sostegno dei nuovi cordoli, 2 travi in acciaio con le seguenti caratteristiche geometriche:

- piattabanda superiore 400x30 mm
- anima 1040x20 mm
- piattabanda inferiore 400x30 mm

Le travi, in semplice appoggio, avranno una luce teorica di 19.09 m, uguale a quella delle travi esistenti. La nuova soletta, di spessore 30 cm, sarà resa collaborante con la sottostante struttura metallica mediante connettori a piolo saldati sulle piattabande superiori delle travi.

Le spalle esistenti verranno prolungate di circa 1.00 metro per consentire la posa dei nuovi appoggi in neoprene armato di dimensioni 250x400x26 mm.

I muri di contenimento a tergo delle spalle verranno demoliti in sommità per un'altezza di circa 55 cm per consentire la realizzazione della fondazione dei nuovi cordoli sui quali saranno installate le barriere antirumore e di sicurezza.

1.2. Caratteristiche dei materiali

Per le **strutture esistenti** si adottano i seguenti valori di resistenza derivanti dall'analisi dei documenti di progetto e dai risultati delle ispezioni:

Calcestruzzo

- travi in c.a.p.: $R_{ck} \geq 52.5 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_c = 0.32 \times 52.5 = 16.8 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_t = 0.05 \times 52.5 = 2.62 \text{ N/mm}^2$
- soletta e traversi: $R_{ck} \geq 35 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_c = 8.3 \text{ N/mm}^2$, $\tau_{c0} = 0.50 \text{ N/mm}^2$
- spalle, muri, fondazioni: $R_{ck} \geq 22.5 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_c = 6.0 \text{ N/mm}^2$, $\tau_{c0} = 0.40 \text{ N/mm}^2$

Armatura ordinaria

- soletta e traversi: acciaio Aq. 50/60 (tipo B)
 $f_{yk} \geq 315 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_s = 180 \text{ N/mm}^2$
- travi : acciaio A.L.E. (tipo C)
 $f_{tk} \geq 550 \text{ N/mm}^2$, $f_{yk} \geq 440 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_s = 220 \text{ N/mm}^2$
- spalle, muri, fondazioni: acciaio Aq. 50/60 (tipo B)
 $f_{yk} \geq 315 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_s = 180 \text{ N/mm}^2$

Armatura di precompressione

- acciaio armonico
 $f_{ptk} \geq 1800 \text{ N/mm}^2$, $f_{p(1)k} \geq 1500 \text{ N/mm}^2$

Per le **parti strutturali nuove** si adottano i seguenti valori di resistenza:

Calcestruzzo

- travi in c.a.p.: C45/55 ($R_{ck} \geq 55 \text{ N/mm}^2$)
- soletta e traversi: C35/45 ($R_{ck} \geq 45 \text{ N/mm}^2$)
- spalle, muri, fondazioni: C25/30 ($R_{ck} \geq 30 \text{ N/mm}^2$)
- cls per ripristini: "reoplastico" a ritiro compensato ($R_{ck} \geq 50 \text{ N/mm}^2$)

Armatura ordinaria

- acciaio B450C ($f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$, $f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_s = 255 \text{ N/mm}^2$)

Armatura di precompressione

- acciaio armonico ($f_{ptk} \geq 1860 \text{ N/mm}^2$, $f_{p(1)k} \geq 1670 \text{ N/mm}^2$)

1.3. Metodo di calcolo e normativa

I calcoli sono svolti secondo il metodo delle tensioni ammissibili (impalcato esistenti) e degli stati limite (nuovo impalcato), facendo riferimento alle seguenti norme:

- D.M. 14 gennaio 2008: "Norme tecniche per le costruzioni";
- C.M. 02 febbraio 2009 n. 617: "Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008;
- D.M. 9 gennaio 1996: "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche";
- D.M. 16 gennaio 1996: "Norme tecniche relative ai «Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi»";
- CNR 10018: "Apparecchi di appoggio per le costruzioni – Istruzioni per l'impiego".
- Circolare n° 384 del 14 febbraio 1962: "Norme relative ai carichi per il calcolo dei ponti stradali".

Il progetto definitivo dell'opera in oggetto è stato sviluppato utilizzando le NTC2008, norma il cui utilizzo è consentito purché i lavori vengano iniziati entro marzo dell'anno 2023 (entro cioè 5 anni dall'entrata in vigore delle NTC2018 ai sensi dell'art. 2 comma 2). In fase di progettazione esecutiva l'opera sarà progettata ai sensi delle Norme Tecniche vigenti alla data in cui la progettazione esecutiva verrà svolta. Tuttavia, al fine di verificare l'idoneità delle opere progettate anche con le Norme Tecniche attualmente vigenti, è stato effettuato un confronto tra normative (NTC2008 e NTC2018) verificandone le principali differenze.

Nel caso in esame le verifiche preliminari condotte hanno evidenziato come l'utilizzo delle norme attualmente vigenti non comporti variazioni strutturali significative.

1.4. Combinazioni di carico

I valori di progetto delle azioni per le diverse combinazioni di carico considerate nelle verifiche agli stati limite si ricavano attraverso i coefficienti moltiplicativi riportati nella tabella seguente.

		Peso proprio degli elementi strutturali (g_1)	Carichi permanenti portati ⁽²⁾ (g_2)	Spinta del terreno (g_3)	Distorsioni e presollecitazioni (ϵ_1)	Ritiro e viscosità (ϵ_2)	Variazioni termiche (ϵ_3)	Azioni variabili da traffico, comprensive di effetti dinamici (q_1+q_2)	Azione di frenamento o di accelerazione (q_3)	Azione di neve, vento (q_5)	Azioni sismiche (q_6)	Urto di veicolo in svio (q_8)
SLU	UI	1.35 (1)	1.5 (0)	1.5 (0)	1 ⁽³⁾ (1)	1.2 (0)	1.2 (0)	0	0	1.5	0	1.5
	UII	1.35 (1)	1.5 (0)	1.5 (0)	1 ⁽³⁾ (1)	1.2 (0)	1.2 (0)	1.35	0	0.9	0	1.5
	UIII	1.35 (1)	1.5 (0)	1.5 (0)	1 ⁽³⁾ (1)	1.2 (0)	1.2 (0)	1.35 ⁽⁴⁾	1.5	0.9	0	1.5
SLE ⁽¹⁾	TI	1	1	1	1	1	1	0	0	1	0	0
	TII	1	1	1	1	1	1	1	0	0.6	0	1
	TIII	1	1	1	1	1	1	1 ⁽⁴⁾	1	0.6	0	1
FES	QP	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0
	FR	1	1	1	1	1	1	1 ⁽⁴⁾	0	0	0	0
SISMA		1	1	1	1	1	1	0	0	0	1	0

(1) escluso stato limite di fessurazione

(2) nel caso in cui i carichi permanenti g_2 siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per i carichi g_1

(3) 1.2 per effetti locali

(4) si dovrà considerare il valore frequente dei carichi mobili (per lo Schema 1 = 0.75 x carico tandem + 0.40 x carico distribuito)

1.5. Unità di misura

Si è adottato il *Sistema Internazionale di unità SI*.

Le forze sono espresse in kN o in MN:

$$1 \text{ kN} = 102 \text{ kg}$$

$$1 \text{ MN} = 1000 \text{ kN} = 102 \text{ tonn}$$

Le tensioni sono espresse in Megapascal o N/mm²:

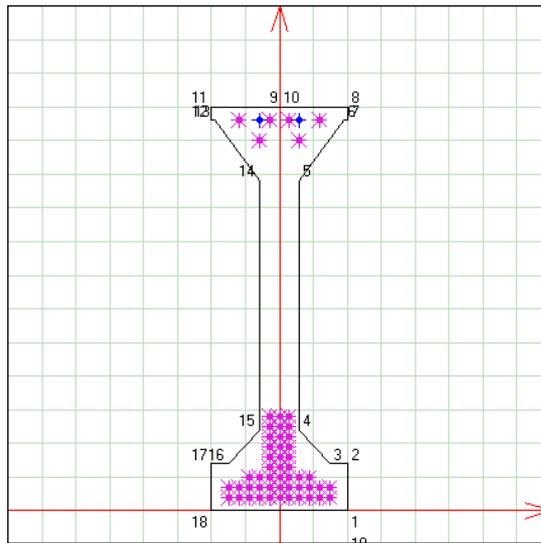
$$1 \text{ MPa} = 1 \text{ N/mm}^2 = 1 \text{ MN/m}^2 = 10.2 \text{ kg/cm}^2 = 0.102 \text{ kg/mm}^2$$

2. TRAVI IN C.A.P. DI LUCE 19.09 METRI – SITUAZIONE ESISTENTE

2.1. Caratteristiche geometriche della sezione

Le travi sono precomprese mediante 53 trefoli da $7\phi 2.67$ (area di un trefolo = 39.19 mm^2) dei quali 29+6 sono rettilinei e 18 sono rialzati verso l'appoggio.

2.1.1. Sezione di mezzeria



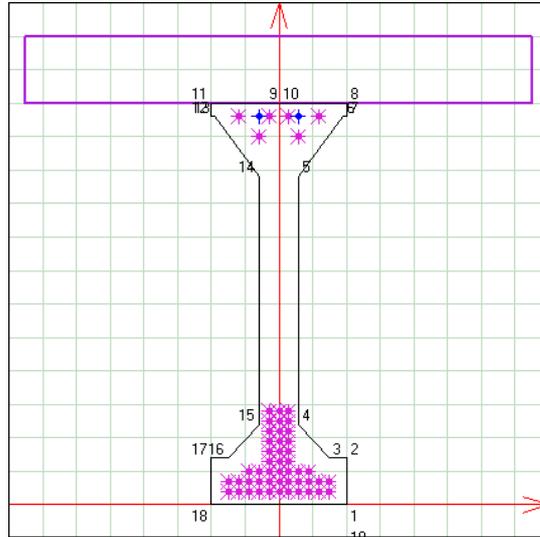
		CALCESTRUZZO	ARMATURE	SEZ. IDEALE n-1 = 5
Altezza	h	120,0		
Area	A	2.268,00	22,25 (0,98%)	2.379,25
Ordinata baricentro	Yg	57,169	30,042	55,901
Distanze baricentro dai lembi	sup. Y _{max} -Yg	62,83	89,96	64,1
	infer. Yg-Y _{min}	57,17	30,04	55,9
Momento d'inerzia baricentrico	Jx	3.947.827,0	35.294,7	4.202.338,8
Moduli di resistenza	Y _{max} = 120,0	W _s	62.832,8	65.560,0
	Y = <input type="text"/>	W		
	Y _{min} = 0,0	W _i	69.055,0	75.174,8
Momenti statici rispetto asse baricentrico	Y = Yg	S _{xg}	(b = 12,0) (A _{inf} = 1.244,46)	45.421,0
	Y = <input type="text"/>	S _x		

Unità di misura: cm

Stampa... Chiudi Rispetto all'asse Y Assi principali

Nel calcolo delle caratteristiche geometriche della sezione composta si tiene conto della diversità dei moduli elastici fra la trave prefabbricata e la soletta gettata in opera:

$$n = E_{sol} / E_t = 35500 / 43500 = 0.816$$



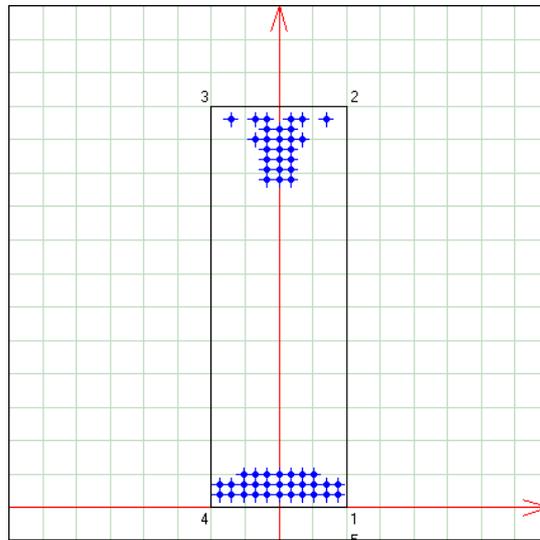
PONTE SUL CANALE ACQUE ALTE - TRAVE ESISTENTE - MEZZERIA

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE RISPETTO ALL'ASSE X Unità di misura: cm

Sezione completa n'=1,2247

		CALCESTRUZZO	ARMATURE	SEZ. IDEALE n-1 = 5
Altezza	h	140,0		
Area	A	4.717,49	22,25 (0,47%)	4.828,74
Ordinata baricentro	Yg	94,986	30,042	93,489
Distanze baricentro dai lembi	sup. Y _{max} - Yg	45,01	109,96	46,51
	infer. Yg - Y _{min}	94,99	30,04	93,49
Momento d'inerzia baricentrico	Jx	10.275.975,2	35.294,7	10.910.851,1
Moduli di resistenza	Y _{max} = 140,0	W _s	228.282,1	234.588,4
	Y = <input type="text" value="120"/>	W	410.802,8	411.565,4
	Y _{min} = 0,0	W _i	108.184,5	116.706,8
Momenti statici rispetto asse baricentrico	Y = Yg	S _{xg}		(b = 12,0) (A _{inf} = 1.695,52) 100.675,8
	Y = <input type="text"/>	S _x		

2.1.2. Sezione all'appoggio



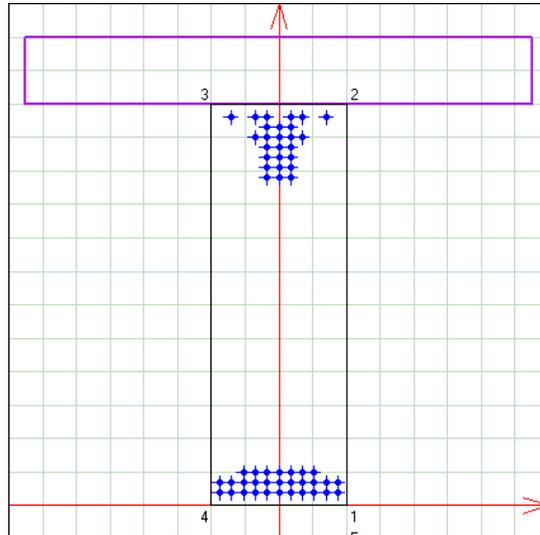
PONTE SUL CANALE ACQUE ALTE - TRAVE ESISTENTE - MEZZERIA

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE RISPETTO ALL'ASSE X Unità di misura: cm

			CALCESTRUZZO	ARMATURE	SEZ. IDEALE n-1 = 5
Altezza	h		120,0		
Area	A		4.800,00	22,25 (0,46%)	4.911,25
Ordinata baricentro	Y _g		60,000	56,860	59,929
Distanze baricentro dai lembi	sup. Y _{max} - Y _g		60,0	63,14	60,07
	infer. Y _g - Y _{min}		60,0	56,86	59,93
Momento d'inerzia baricentrico	J _x		5.760.000,0	58.624,2	6.054.192,8
Moduli di resistenza	Y _{max} = 120,0	W _s	96.000,0		100.783,7
	Y = <input type="text"/>	W			
	Y _{min} = 0,0	W _i	96.000,0		101.023,0
Momenti statici rispetto asse baricentrico	Y = Y _g	S _{xg}		(b = 40,0) (A _{inf} = 2.453,71)	74.845,9
	Y = <input type="text"/>	S _x			

Nel calcolo delle caratteristiche geometriche della sezione composta si tiene conto della diversità dei moduli elastici fra la trave prefabbricata e la soletta gettata in opera:

$$n = E_{\text{sol}} / E_t = 35500 / 43500 = 0.816$$



PONTE SUL CANALE ACQUE ALTE - TRAVE ESISTENTE - MEZZERIA				
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE RISPETTO ALL'ASSE X				Unità di misura: cm
Sezione completa n'=1,2247		CALCESTRUZZO	ARMATURE	SEZ. IDEALE n=1 = 5
Altezza	h	140,0		
Area	A	7.249,49	22,25 (0,31%)	7.360,74
Ordinata baricentro	Yg	83,652	56,860	83,247
Distanze baricentro dai lembi	sup. Y _{max} - Yg	56,35	83,14	56,75
	infer. Yg - Y _{min}	83,65	56,86	83,25
Momento d'inerzia baricentrico	Jx	13.788.694,3	58.624,2	14.160.462,9
Moduli di resistenza	Y _{max} = 140,0	W _s	244.705,7	249.510,3
	Y = <input type="text" value="120"/>	W	379.351,4	385.287,2
	Y _{min} = 0,0	W _i	164.834,2	170.101,8
Momenti statici rispetto asse baricentrico	Y = Yg	S _{xg}		(b = 40,0) (A _{inf} = 3.386,43) 142.936,4
	Y = <input type="text"/>	S _x		

2.2. Analisi dei carichi

2.2.1. Carichi permanenti

- trave prefabbricata:
 - sezione corrente $25 \times 0.2268 = 5.7 \text{ kN/m}$
 - sezione all'appoggio $25 \times 0.4800 = 12.0 \text{ kN/m}$
 - peso ringrosso $(12.0 - 5.7) \times (0.65 + 1.5/2) = 8.9 \text{ kN}$
- soletta e traversi:
 - soletta $25 \times (0.14 \times 0.94 - 0.01 \times 0.30) = 3.2 \text{ kN/m}$
 - traverso $25 \times 0.25 \times [1.06 \times (1.50 - 0.40) + 2 \times (1.02 + 0.74) \times 0.14/2] \times 6/7 / \sin(90.23^\circ) = 7.7 \text{ kN}$
- finiture:
 - pavimentazione $20 \times 0.10 \times 1.50 = 3.0 \text{ kN/m}$
 - cordoli $25 \times 0.50 \times 0.20 \times 2/7 = 0.7 \text{ kN/m}$
 - sicurvia $0.30 \times 2/7 = 0.1 \text{ kN/m}$
 - totale finiture = 3.8 kN/m

2.2.2. Carichi mobili

Si adottano i carichi della Circolare n° 384 del 14 febbraio 1962.

Per una luce di calcolo di 19.09 m si ottiene:

- carichi flettenti:
 - carico militare (schema 6) $q_m = 50.24 \text{ kN/m}$
 - carico civile (schema 1) $q_c = 20.83 \text{ kN/m}$
- carichi taglienti:
 - taglio all'appoggio:
 - carico militare (schema 6) $q_m = 60.39 \text{ kN/m}$
 - carico civile (schema 1) $q_c = 24.36 \text{ kN/m}$
 - taglio in mezzera:
 - carico militare (schema 6) $q_m = 91.02 \text{ kN/m}$
 - carico civile (schema 1) $q_c = 29.21 \text{ kN/m}$

Il coefficiente di amplificazione dinamica dei carichi vale:

$$\phi = 1 + \frac{(100 - 19.09)^2}{100(250 - 19.09)} = 1.284$$

Ripartizione trasversale

La ripartizione trasversale dei carichi mobili viene eseguita utilizzando il metodo di Massonet.

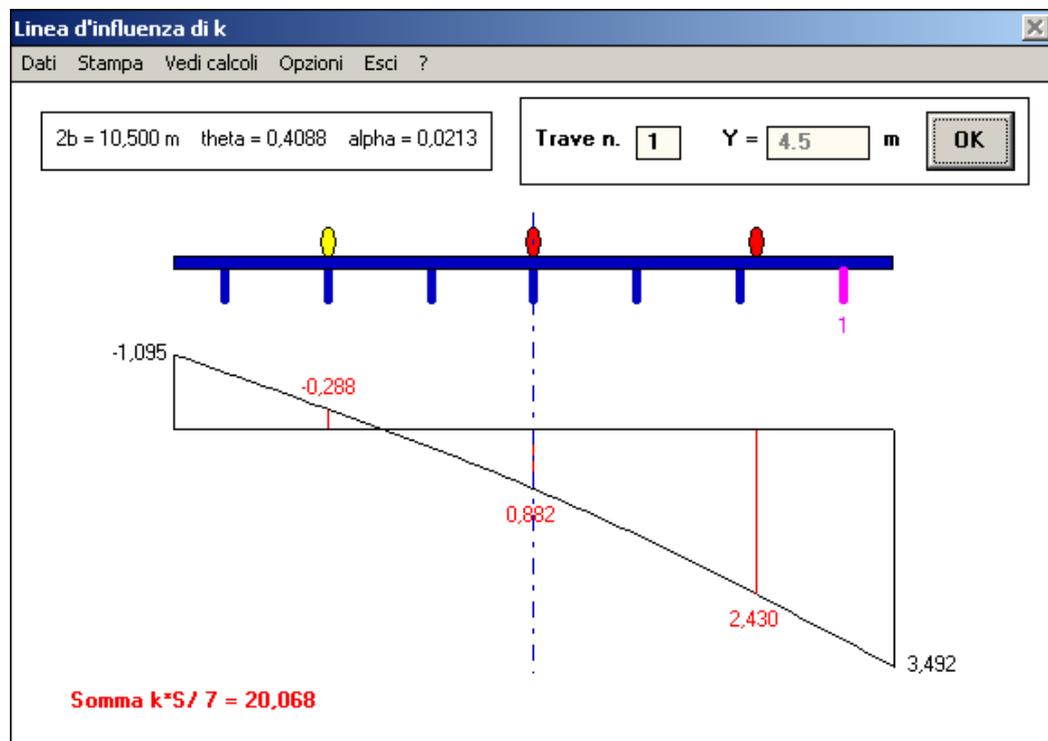
- travi:
 - momento d'inerzia flessionale $J_f = 0.1091 \text{ m}^4$
 - momento d'inerzia torsionale $J_t = 0.0023 \text{ m}^4$

- trasversi: momento d'inerzia flessionale $J'_f = 0.816 \times 0.1161 = 0.0948 \text{ m}^4$
 momento d'inerzia torsionale $J'_t = 0.816 \times 0.0130 = 0.0106 \text{ m}^4$

Parametri della piastra ortotropa equivalente:

- dimensioni: $2b = 10.50 \text{ m}$ $b_o = 1.50 \text{ m}$ (interasse travi)
 $2a = 19.09 \text{ m}$ $l_o = 6.36 \text{ m}$ (interasse traversi)
- rigidità flessionali: $\rho_p = J_f / b_o = 0.0727 \text{ m}^3$ $\rho_E = J'_f / l_o = 0.0149 \text{ m}^3$
- rigidità torsionali: $\gamma_p = G/E J_t / b_o = 0.0007 \text{ m}^3$ $\gamma_E = G/E J'_t / l_o = 0.0007 \text{ m}^3$
- parametri adimensionali: $\vartheta = \frac{b}{2a} \sqrt[4]{\frac{\rho_p}{\rho_E}} = 0.4088$ $\alpha = \frac{1}{2} \frac{(\gamma_p + \gamma_E)}{\sqrt{\rho_p \cdot \rho_E}} = 0.0213$

Si riportano i coefficienti di ripartizione ottenuti per la trave di bordo.



carico militare	$e = 3.25$	$k = 2.430$
carico civile	0.00	0.882
carico civile	-3.00	-0.288

Carichi ripartiti equivalenti:

- momento flettente massimo:

$$1.284 \times (50.24 \times 2.430 + 20.83 \times 0.882) / 7 = 25.8 \text{ kN/m}$$

$$(\text{carico flettente medio: } 1.284 \times (50.24 + 20.83 \times 2) / 7 = 16.9 \text{ kN/m})$$

- taglio massimo all'appoggio:

$$1.284 \times (60.39 \times 2.430 + 24.36 \times 0.882) / 7 = 30.9 \text{ kN/m}$$

(carico tagliante medio: $1.284 \times (60.39 + 24.36 \times 2) / 7 = 20.0 \text{ kN/m}$)

- taglio massimo in mezzeria:

$$1.284 \times (91.02 \times 2.430 + 29.21 \times 0.882) / 7 = 45.3 \text{ kN/m}$$

2.3. Sollecitazioni

- Carichi permanenti

MOMENTO FLETTENTE IN MEZZERIA

trave prefabbricata	$5.7 \times 19.09^2 / 8$	= 258.3 kNm
soletta e traversi	$7.50 \times 19.09^2 / 8 + 7.7 \times (19.09 / 3)$	= 390.4 kNm
finiture	$3.8 \times 19.09^2 / 8$	= 173.1 kNm
		<u>totale = 821.8 kNm</u>

TAGLIO ALL'APPOGGIO

trave prefabbricata	$5.7 \times 19.09 / 2 + 8.9$	= 63.0 kN
soletta e traversi	$7.5 \times 19.09 / 2 + 7.7$	= 79.2 kN
finiture	$3.80 \times 19.09 / 2$	= 36.3 kN
		<u>totale = 178.5 kN</u>

- Carichi mobili

MOMENTO FLETTENTE IN MEZZERIA	$25.8 \times 19.09^2 / 8$	= 1173.2 kNm
TAGLIO ALL'APPOGGIO	$30.9 \times 19.09 / 2$	= 294.5 kN
TAGLIO IN MEZZERIA	$45.3 \times 19.09 / 8$	= 108.1 kN

2.4. Tensione di calcolo nell'acciaio preteso

Si impiegano per ogni trave 53 trefoli da $7\phi 2.67$ pretesi alla tensione iniziale di 1400 N/mm^2 .

Si riportano i risultati dell'analisi delle cadute di tensione nella sezione di mezzeria e nella sezione d'appoggio.

2.4.1. Sezione di mezzeria

Caratteristiche dell'acciaio:		$f_{ptk} = 1800$	N/mm^2		
		$f_{p(1)k} = 1500$	N/mm^2		
		$E_s = 210000$	N/mm^2		
		$A_{ap} = 20,77$	cm^2		
		$y_{ap} = 23,47$	cm		
Tensioni iniziali:	al tiro	$\sigma_{spi} = 1320$	N/mm^2	< 1350	$= 0.9 f_{p(1)k}$
	al taglio	1320	N/mm^2		

CADUTE DI TENSIONE

ritiro del cls =	52,5	N/mm^2	($\varepsilon_{rit} = 0,00025$)	
fluage del cls =	116,2	N/mm^2	($\varphi = 2,00$)	
			$E_s/E_c = 4,83$	
			$\sigma_{c,ap} = 12,03$	N/mm^2 (1))
rilassamento dell'acc. =	144,0	N/mm^2	($\Delta\sigma_{r\infty} = 0,18$)	σ_{spi} per $\sigma_{spi} = 0.75 f_{ptk}$
			$\Delta\sigma_{r\infty} = 211,7$	N/mm^2
			$\Delta\sigma_c = 0,0$	N/mm^2
			$\Delta'\sigma_{r\infty} = 144,0$	N/mm^2)
TOTALE CADUTE =	313	N/mm^2		

Tensione finale di calcolo:	$\sigma_{spf} = 1007$	N/mm^2		
Totale cadute/Tensione al taglio =	23,7%			
Caduta per deformazione elastica =	38,2	N/mm^2	($\sigma_{c,ap} = 7,91$)	N/mm^2 (2))
Tensione di esercizio:	$\sigma_{spe} = 969$	N/mm^2	< 1080	$= 0.6 f_{ptk}$

(1) tensione nel calcestruzzo (precompressione + peso proprio + % cadute) nel baricentro dell'a.p.

(2) tensione nel calcestruzzo (in esercizio, a ponte scarico) nel baricentro dell'a.p.

2.4.2. Sezione d'appoggio

Caratteristiche dell'acciaio:		$f_{ptk} = 1800$	N/mm^2		
		$f_p(1)k = 1500$	N/mm^2		
		$E_s = 210000$	N/mm^2		
		$A_{ap} = 20,77$	cm^2		
		$y_{ap} = 52,34$	cm		
Tensioni iniziali:	al tiro	$\sigma_{spi} = 1320$	N/mm^2	< 1350	$= 0.9 f_p(1)k$
	al taglio	1320	N/mm^2		

CADUTE DI TENSIONE

ritiro del cls =	52,5	N/mm^2	($\varepsilon_{rit} = 0,00025$)	
fluage del cls =	44,9	N/mm^2	($\varphi = 2,00$)	
			$E_s/E_c = 4,83$	
			$\sigma_{c,ap} = 4,65$	N/mm^2 (1))
rilassamento dell'acc. =	172,7	N/mm^2	($\Delta\sigma_{r\infty} = 0,18$)	σ_{spi} per $\sigma_{spi} = 0.75 f_{ptk}$
			$\Delta\sigma_{r\infty} = 211,7$	N/mm^2
			$\Delta\sigma_c = 0,0$	N/mm^2
			$\Delta'\sigma_{r\infty} = 172,7$	N/mm^2)
TOTALE CADUTE =	270	N/mm^2		

Tensione finale di calcolo:	$\sigma_{spt} = 1050$	N/mm^2		
Totale cadute/Tensione al taglio =	20,5%			
Caduta per deformazione elastica =	22,4	N/mm^2	($\sigma_{c,ap} = 4,65$)	N/mm^2 (2))
Tensione di esercizio:	$\sigma_{spe} = 1028$	N/mm^2	< 1080	$= 0.6 f_{ptk}$

(1) tensione nel calcestruzzo (precompressione + peso proprio + % cadute) nel baricentro dell'a.p.

(2) tensione nel calcestruzzo (in esercizio, a ponte scarico) nel baricentro dell'a.p.

2.5. Verifica a flessione

2.5.1. Verifica delle tensioni

Si esegue la verifica a flessione della trave di bordo assumendo i moduli di resistenza riportati nei paragrafi precedenti.

Le massime tensioni di compressione e di trazione nel conglomerato nelle condizioni di esercizio, a cadute avvenute, devono rispettare le seguenti limitazioni:

$$\sigma_c \leq 0.32 R_{ck} = 0.32 \times 52.5 = 16.8 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{ct} \leq 0.05 R_{ck} = 0.05 \times 52.5 = 2.62 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{c \text{ sol}} \leq 8.3 \text{ N/mm}^2$$

Nelle tabelle seguenti vengono riportate le tensioni nelle sezioni di mezzeria, a 2.25/2 metri dalla mezzeria (termine del tratto centrale con tutti i cavi rettilinei) e all'appoggio.

Sezione di mezzeria

	N	A	M	W _s	W _i	W _{s sol}	σ _{c sup}	σ _{c inf}	σ _{sol sup}
	(kN)	(m ²)	(kNm)	(m ³)	(m ³)	(m ³)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
precompressione	2741,6	0,2379	-889,1	0,0656	0,0752		-2,04	23,35	
trave prefabbricata			258,3	0,0656	0,0752		3,94	-3,44	
AL TAGLIO			258,3				1,90	19,91	
cadute	-650,1	0,2379	210,8	0,0656	0,0752		0,48	-5,54	
soletta e traversi			390,4	0,0656	0,0752		5,95	-5,19	
finiture			173,1	0,4116	0,1167	0,2346	0,42	-1,48	0,74
PONTE SCARICO			821,8				8,76	7,70	0,74
carichi mobili (Circ. 14/02/62)			1173,3	0,4116	0,1167	0,2346	2,85	-10,05	5,00
PONTE CARICO			1995,1				11,61	-2,35	5,74

Sezione a 2.25/2 metri dalla mezzeria

peso trave prefabbricata: $M = 258.3 - 5.7 \times 1.125^2 / 2 = 254.7 \text{ kNm}$

	N	A	M	W _s	W _i	σ _{c sup}	σ _{c inf}
	(kN)	(m ²)	(kNm)	(m ³)	(m ³)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
precompressione	2741,6	0,2379	-889,1	0,0656	0,0752	-2,04	23,35
trave prefabbricata			254,7	0,0656	0,0752	3,88	-3,39
AL TAGLIO			254,7			1,85	19,96

Sezione all'appoggio

	N	A	M	W _s	W _i	σ _{c sup}	σ _{c inf}
	(kN)	(m ²)	(kNm)	(m ³)	(m ³)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
AL TAGLIO (prec. iniziale)	2741,6	0,2379	-208,1	0,1008	0,1010	9,46	13,58
PONTE CARICO (prec. finale)	2180,9	0,2379	-165,5	0,1008	0,1010	7,52	10,80

Le tensioni massime in esercizio valgono:

$$\sigma_{c \text{ sup}} = 11.61 \text{ N/mm}^2 < 0.32 R_{ck} = 0.32 \times 52.5 = 16.8 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{c \text{ inf}} = -2.35 \text{ N/mm}^2 > -0.05 R_{ck} = -0.05 \times 52.5 = -2.62 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{sol \text{ sup}} = 7.67 \text{ N/mm}^2 < 8.3 \text{ N/mm}^2$$

2.5.2. Verifica a rottura

Momento flettente massimo sulla trave di bordo:

$$M_{perm} = 821.8 \text{ kNm}$$

$$M_{accid} = 1173.2 \text{ kNm}$$

$$M_{tot} = 1995.0 \text{ kNm}$$

Eseguendo la verifica allo stato limite ultimo della sezione di mezzeria con:

- calcestruzzo

larghezza soletta collaborante $b = 1.50 \text{ m}$, altezza totale $h = 1.40 \text{ m}$

$$0.85 f_{ck} / 1.6 = 19.84 \text{ N/mm}^2 \quad \text{resistenza di calcolo a compressione (per } R_{ck}=45 \text{ N/mm}^2)$$

- armatura ordinaria

$$A_s = 2\phi 10 = 1.57 \text{ cm}^2 \quad \text{a } 0.04 \text{ m dal bordo superiore}$$

$$f_{yk} / 1.3 = 338 \text{ N/mm}^2 \quad \text{tensione di calcolo per acciaio A.L.E. (} f_{yk}=440 \text{ N/mm}^2)$$

$$E_s = 200000 \text{ N/mm}^2 \quad \text{modulo di elasticità}$$

- armatura di precompressione

$$A_s = 11 \text{ tref. } 7\phi 2.67 = 4.31 \text{ cm}^2 \quad \text{a } 1.36 \text{ m dal bordo superiore}$$

$$A_s = 11 \text{ tref. } 7\phi 2.67 = 4.31 \text{ cm}^2 \quad \text{a } 1.33 \text{ m dal bordo superiore}$$

$$A_s = 7 \text{ tref. } 7\phi 2.67 = 2.74 \text{ cm}^2 \quad \text{a } 1.30 \text{ m dal bordo superiore}$$

$$A_s = 3 \text{ tref. } 7\phi 2.67 = 1.18 \text{ cm}^2 \quad \text{a } 1.27 \text{ m dal bordo superiore}$$

$$A_s = 3 \text{ tref. } 7\phi 2.67 = 1.18 \text{ cm}^2 \quad \text{a } 1.24 \text{ m dal bordo superiore}$$

$$A_s = 3 \text{ tref. } 7\phi 2.67 = 1.18 \text{ cm}^2 \quad \text{a } 1.21 \text{ m dal bordo superiore}$$

$$A_s = 3 \text{ tref. } 7\phi 2.67 = 1.18 \text{ cm}^2 \quad \text{a } 1.18 \text{ m dal bordo superiore}$$

$$A_s = 3 \text{ tref. } 7\phi 2.67 = 1.18 \text{ cm}^2 \quad \text{a } 1.15 \text{ m dal bordo superiore}$$

$$A_s = 3 \text{ tref. } 7\phi 2.67 = 1.18 \text{ cm}^2 \quad \text{a } 1.12 \text{ m dal bordo superiore}$$

$$A_s = 2 \text{ tref. } 7\phi 2.67 = 0.78 \text{ cm}^2 \quad \text{a } 0.30 \text{ m dal bordo superiore}$$

$$A_s = 4 \text{ tref. } 7\phi 2.67 = 1.57 \text{ cm}^2 \quad \text{a } 0.24 \text{ m dal bordo superiore}$$

$$f_{ptk} = 1800 \text{ N/mm}^2 \quad \text{tensione caratteristica di rottura dell'acciaio}$$

$$\gamma_s = 1.15 \quad \text{coefficiente di sicurezza}$$

$$E_s = 210000 \text{ N/mm}^2 \quad \text{modulo di elasticità}$$

$$\sigma_{spf} = 1007 \text{ N/mm}^2 \quad \text{tensione di tiro finale}$$

risulta un momento ultimo resistente: $M_{ur} = 3291 \text{ kNm}$

il coefficiente di sicurezza vale quindi: $c.s. = M_{ur}/M_{tot} = 1.65 > 1.5$

2.6. Verifica a taglio

- precompressione (18 trefoli):
fase iniziale ($\sigma_{spi} = 1320 \text{ N/mm}^2$) $N_{P0} = 1320 \times 39.19 \times 18 / 1000 = 931.2 \text{ kN}$
 $V_{P0} = -N_{P0} \sin(\alpha) = -931.2 \times 0.09696 = -90.3 \text{ kN}$
- in esercizio ($\sigma_{spf} = 1050 \text{ N/mm}^2$) $N_P = 1050 \times 39.19 \times 18 / 1000 = 740.7 \text{ kN}$
 $V_P = -361.5 \times 0.09696 = -71.8 \text{ kN}$
- peso proprio: $V_g = 63.0 \text{ kN}$
- soletta e traversi: $V_{sol} = 79.2 \text{ kN}$
- finiture: $V_{fin} = 36.3 \text{ kN}$
- carichi mobili:
taglio all'appoggio $V_{cm} = 294.5 \text{ kN}$
taglio in mezzzeria $V_{cm} = 108.1 \text{ Kn}$

2.6.1. Sezione all'appoggio

	V	BARICENTRO TRAVE PREFABBR.		BARICENTRO TRAVE COMPLETA		ATTACCO TRAVE SOLETTA	
		S/(Jb) (1/m ²)	τ (N/mm ²)	S/(Jb) (1/m ²)	τ (N/mm ²)	S/(Jb) (1/m ²)	τ (N/mm ²)
trave prefabbricata	63,0	3,091	0,195	2,641	0,166		
precompressione	-90,3		-0,279		-0,238		
FASE INIZIALE	-27,3		-0,084		-0,072		
soletta	79,2		0,245		0,209		
perdite precompressione	18,5		0,057		0,049		
finiture	36,3	2,332	0,085	2,524	0,092	2,022	0,073
PONTE SCARICO	106,7		0,302		0,278		0,073
carichi mobili (Circ. 14/02/62)	294,5		0,687		0,743		0,595
PONTE CARICO	401,1		0,989		1,021		0,669

-Verifica in fase iniziale

Tensione normale	$\sigma =$	5,58	$\sigma =$	4,78
TENSIONE PRINCIPALE MINIMA	$\sigma_I =$	0,00	$\sigma_I =$	0,00
TENSIONE PRINCIPALE MASSIMA	$\sigma_{II} =$	5,58	$\sigma_{II} =$	4,78

-Verifica in esercizio

Tensione normale	$\sigma =$	4,44	$\sigma =$	3,80
TENSIONE PRINCIPALE MINIMA	$\sigma_I =$	-0,21	$\sigma_I =$	-0,26
TENSIONE PRINCIPALE MASSIMA	$\sigma_{II} =$	4,65	$\sigma_{II} =$	4,06

Nonostante le tensioni principali σ_I siano minori di $0.02 R_{ck}$, si svolge comunque il calcolo delle armature resistenti a taglio considerando lo sforzo di precompressione ridotto a 2/3.

	V	BARICENTRO TRAVE PREFABBR.		BARICENTRO TRAVE COMPLETA		ATTACCO TRAVE SOLETTA	
		S/(Jb)	τ	S/(Jb)	τ	S/(Jb)	τ
		(1/m ²)	(N/mm ²)	(1/m ²)	(N/mm ²)	(1/m ²)	(N/mm ²)
trave prefabbricata	63,0	3,091	0,195	2,641	0,166		
precompressione	-60,2						
FASE INIZIALE	2,8						
soletta	79,2						
perdite precompressione	12,3						
finiture	36,3	2,332	0,085	2,524	0,092	2,022	0,073
PONTE SCARICO	130,6						
carichi mobili (D.M. 14/09/05)	294,5						
PONTE CARICO	425,1						

-Verifica in fase iniziale

Tensione normale	$\sigma =$	3,72	$\sigma =$	3,19
TENSIONE PRINCIPALE MINIMA	$\sigma_I =$	0,00	$\sigma_I =$	0,00
TENSIONE PRINCIPALE MASSIMA	$\sigma_{II} =$	3,72	$\sigma_{II} =$	3,19

-Verifica in esercizio

Tensione normale	$\sigma =$	2,96	$\sigma =$	2,54
TENSIONE PRINCIPALE MINIMA	$\sigma_I =$	-0,34	$\sigma_I =$	-0,40
TENSIONE PRINCIPALE MASSIMA	$\sigma_{II} =$	3,30	$\sigma_{II} =$	2,94

Verifica staffe:

staffe $\phi 14$ a 2 braccia/10 cm = 30.79 cm²/m

$$\sigma_f = 0.40 \times 40 \times 100 / 30.79 = 52.0 \text{ N/mm}^2 < 220 \text{ N/mm}^2$$

2.6.2. Sezione di mezzeria

Verifica in esercizio

$$V_2 = V_{cm} = 108.1 \text{ kN}$$

$$\tau_2 = 108.1 \times 0.1007 / (0.109109 \times 0.12) / 1000 = 0.83 \text{ N/mm}^2$$

staffe $\phi 10$ a 2 braccia/25 cm = 6.28 cm²/m

$$\sigma_f = 0.83 \times 12 \times 100 / 6.28 = 158.7 \text{ N/mm}^2 < 220 \text{ N/mm}^2$$

2.6.3. Verifica a scorrimento trave-soletta

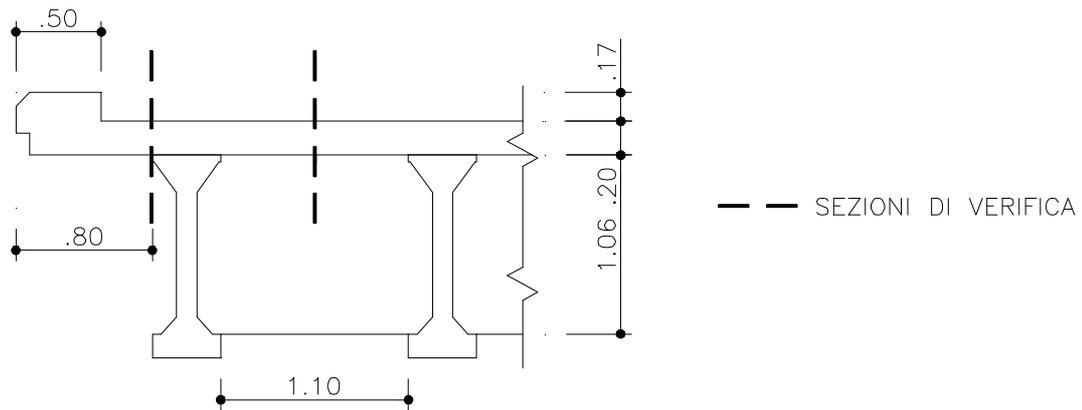
$$V_{max} = V_{fin} + V_{cm} = 36.3 + 294.5 = 330.8 \text{ kN}$$

$$\tau = V_{max} S / (J b) = 330.8 \times 0.1145 / (0.141605 \times 0.40) / 1000 = 0.67 \text{ N/mm}^2$$

staffe: $\phi 14$ a 2 braccia/25 cm = 12.32 cm²/m

$$\sigma_f = 0.67 \times 40 \times 100 / 12.32 = 215.6 \text{ N/mm}^2 < 220 \text{ N/mm}^2$$

2.7. Verifica della soletta



Luce di calcolo	$L = 1.16 \text{ m}$
Spessore soletta	$s_s = 0.20 \text{ m}$
Spessore pavimentazione	$s_p = 0.10 \text{ m}$

2.7.1. Campata

Si risolve la soletta come una piastra di lunghezza infinita, incastrata ai bordi per il calcolo dei momenti negativi e semi-incastrata per i momenti positivi.

Carichi permanenti

peso proprio soletta	$25 \times 0.20 = 5.00 \text{ kN/m}^2$
pavimentazione	$20 \times 0.10 = 2.00 \text{ kN/m}^2$
totale	$= 7.00 \text{ kN/m}^2$

$$M_{\text{perm}}^+ = M_{\text{perm}}^- = 7.00 \times 1.16^2 / 12 = 0.78 \text{ kNm/m}$$

$$V_{\text{perm}} = 7.00 \times 1.16 / 2 = 4.06 \text{ kN/m}$$

Carichi mobili

Si adottano i carichi della Circolare n° 384 del 14 febbraio 1962 e in particolare il più gravoso tra i due schemi proposti per le verifiche delle solette.

- coefficiente dinamico:
$$\phi = 1 + \frac{(100 - 1.16)^2}{100(250 - 1.16)} = 1.393$$

- I schema: 1 ruota da 6 t del rullo dello schema 2:

$$A = 0.50 + 2 \times 0.10 + 0.20 = 0.90 \text{ m}$$

$$B = 0.10 + 2 \times 0.10 + 0.20 + 1.16 / 2 = 1.08 \text{ m}$$

$$Q = 60 / (0.90 \times 1.08) = 61.73 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{\text{cm}}^+ = M_{\text{cm}}^- = 1.393 \times 61.73 \times 1.16^2 / 12 = 1.393 \times 6.92 = 9.64 \text{ kNm/m}$$

$$V_{\text{cm}} = 1.393 \times 61.73 \times 1.16 / 2 = 1.396 \times 35.80 = 49.87 \text{ kN/m}$$

- Il schema: due assi posteriori da 18 t:

$$A = 2 \times 0.10 + 0.20 + 2.65 = 3.05 \text{ m}$$

$$B = 0.20 + 0.20 + 1.12 = 1.52 \text{ m}$$

$$Q = 360 / (3.05 \times 1.52) = 77.65 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{cm}^+ = M_{cm}^- = 1.393 \times 77.65 \times 1.16^2 / 12 = 1.393 \times 8.71 = 12.13 \text{ kNm/m}$$

$$V_{cm} = 1.393 \times 77.65 \times 1.16 / 2 = 1.396 \times 45.04 = 62.74 \text{ kN/m}$$

Verifica

$$M^+ = M^- = 0.78 + 12.13 = 12.91 \text{ kNm/m}$$

con: $b = 100 \text{ cm}$, $h = 20 \text{ cm}$, $d = 18 \text{ cm}$, $d' = 2 \text{ cm}$, $A_s = 4\phi 12/m = 4.52 \text{ cm}^2/m$ ($n=10$)

risulta: $x = 3.6 \text{ cm}$ $\sigma_c = 4.26 \text{ N/mm}^2 < 8.3 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_s = 170 \text{ N/mm}^2 < 180 \text{ N/mm}^2$

$$V = 4.06 + 62.74 = 66.80 \text{ kN/m}$$

$$\tau = 66.80 / (1.00 \times 0.9 \times 0.18) / 1000 = 0.41 \text{ N/mm}^2 < 0.50 \text{ N/mm}^2$$

2.7.2. Sbalzo

Carichi permanenti

peso proprio e sicurvia:

$$M = 25 \times (0.17 \times 0.50 \times (0.80 - 0.50/2) + 0.20 \times 0.80^2/2) + 0.6 \times (0.80 - 0.50/2) = 3.10 \text{ kNm/m}$$

$$V = 25 \times (0.17 \times 0.50 + 0.20 \times 0.80) + 0.6 = 6.73 \text{ kN/m}$$

Carichi mobili

Si assume un asse da 5 t per svio ripartito su 2.00 m.

$$M = 50 \times 0.50 / 2.00 = 12.50 \text{ kNm/m}$$

$$V = 50.00 / 2.00 = 25.00 \text{ kN/m}$$

Verifica

$$M = 3.10 + 12.50 = 15.60 \text{ kNm/m}$$

con: $b = 100 \text{ cm}$, $h = 20 \text{ cm}$, $d = 18 \text{ cm}$,

$$A_s = (4\phi 12 + 2\phi 10) / m = 6.09 \text{ cm}^2/m \text{ (n=10)}$$

risulta: $x = 4.1 \text{ cm}$ $\sigma_c = 4.6 \text{ N/mm}^2 < 8.3 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_s = 154.0 \text{ N/mm}^2 < 180 \text{ N/mm}^2$

$$V = 6.73 + 25.0 = 31.73 \text{ kN/m}$$

$$\tau = 31.73 / (1.00 \times 0.9 \times 0.18) / 1000 = 0.20 \text{ N/mm}^2 < 0.50 \text{ N/mm}^2$$

2.8. Verifica dei traversi

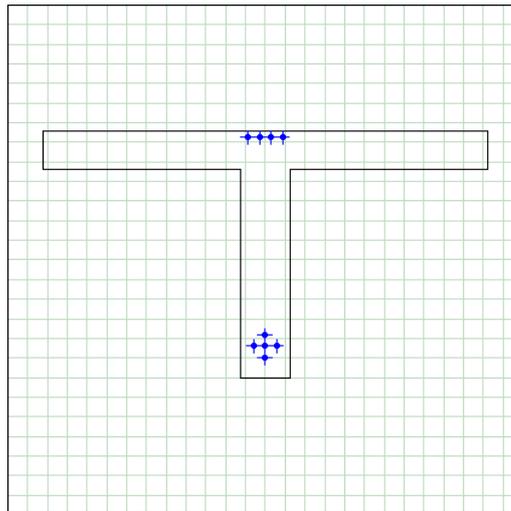
I quattro traversi di collegamento delle travi, disposti agli appoggi e ai terzi, sono realizzati in cemento armato ordinario.

La sezione a T ha un'altezza totale $h = 126$ cm, compresa la soletta di spessore $s = 20$ cm, ed una larghezza della membratura $b_0 = 25$ cm. Nei calcoli seguenti si considererà una larghezza collaborante della soletta pari a: $b = b_0 + 2 \times 5 \times s = 225$ cm.

Dal momento che tutti i traversi hanno le stesse caratteristiche geometriche, si eseguirà solamente la verifica dei traversi intermedi, essendo quelli maggiormente sollecitati.

2.8.1. Caratteristiche geometriche della sezione

L'armatura dei traversi è costituita da $(4\phi 28 + 1\phi 12)$ al lembo inferiore e da $4\phi 22$ al lembo superiore.



		CALCESTRUZZO	ARMATURE	SEZ. IDEALE n = 15
Altezza	h	126,0		
Area	A	7.150,00	40,97 (0,57%)	7.764,55
Ordinata baricentro	Yg	92,650	55,697	89,726
Distanze baricentro dai lembi	sup. Y _{max} - Yg	33,35	70,3	36,27
	infer. Yg - Y _{min}	92,65	55,7	89,73
Momento d'inerzia baricentrico	Jx	9.250.909,2	109.904,6	11.672.241,2
Moduli di resistenza	Y _{max} = 126,0	W _s	277.391,5	321.776,2
	Y = <input type="text"/>	W		
	Y _{min} = 0,0	W _i	99.847,5	130.088,2
Momenti statici rispetto asse baricentrico	Y = Yg	S _{xg}		(b = 25,0) (A _{inf} = 2.629,69)
	Y = <input type="text"/>	S _x		

Unità di misura: cm

Stampa... Chiudi Rispetto all'asse Y Assi principali

2.8.2. Sollecitazioni

Il momento flettente nella sezione di mezzeria del traverso dovuto ad un carico p nastriforme (distribuito lungo una linea) viene calcolato con la formula:

$$M = \frac{4\phi p b i}{\pi} \left[\mu(9) \sin \frac{\pi x}{2a} + \frac{\mu(39)}{3} \sin \frac{3\pi x}{2a} + \frac{\mu(59)}{5} \sin \frac{5\pi x}{2a} \right]$$

essendo: ϕ = il coefficiente dinamico dell'impalcato (1.284)

b = la semi-larghezza della piastra ortotropa equivalente (10.50/2 = 5.25 m)

i = l'interasse traversi (6.363 m)

μ = i coefficienti calcolati per l'eccentricità del carico

x = la distanza del traverso dall'appoggio

a = la semi-luce dell'impalcato (L/2 = 19.09/2 = 9.55 m)

Massimo momento positivo

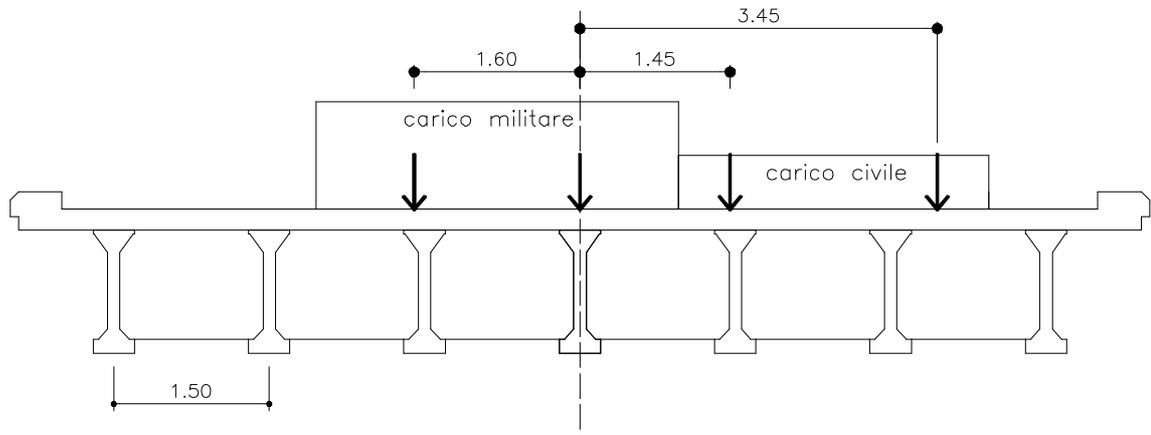
Si ottiene disponendo verso l'asse centrale dell'impalcato la colonna di carico militare affiancata da una colonna civile, come illustrato in figura.

Il carico corrispondente alla colonna di carico militare è pari a:

$$q_{\text{equiv}} = 1.284 \times 50.24 = 64.51 \text{ kN/m}$$

Il carico corrispondente alla colonna di carico civile è pari a:

$$q_{equiv} = 1.284 \times 20.83 = 26.75 \text{ kN/m}$$



In particolare tramite le eccentricità dei carichi adottate e i coefficienti μ ricavati dall'analisi della lastra ortotropa risultano essere:

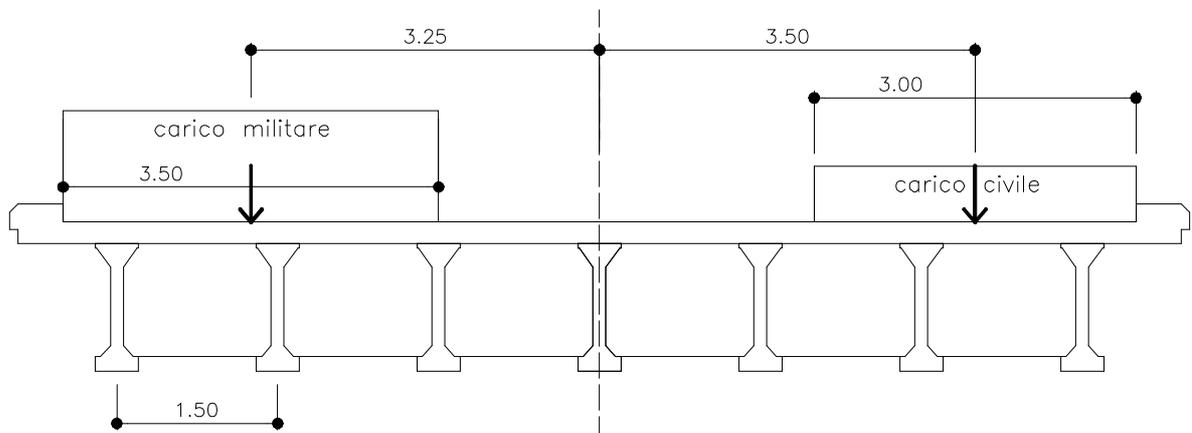
	eccentricità	μ_1	μ_2	μ_3
Carico militare	1.60	0.08076	-0.00301	-0.01022
	0.00	0.22415	0.08782	0.05271
Carico civile	- 1.45	0.09353	0.00124	-0.00937
	- 3.45	-0.06928	-0.01817	-0.00312

Dall'analisi della lastra ortotropa con il metodo di Massonet si ricava dunque:

$$M = 365.33 \text{ kNm}$$

Massimo momento negativo

Si ottiene disponendo ai bordi dell'impalcato le colonne di carico militare e civile.



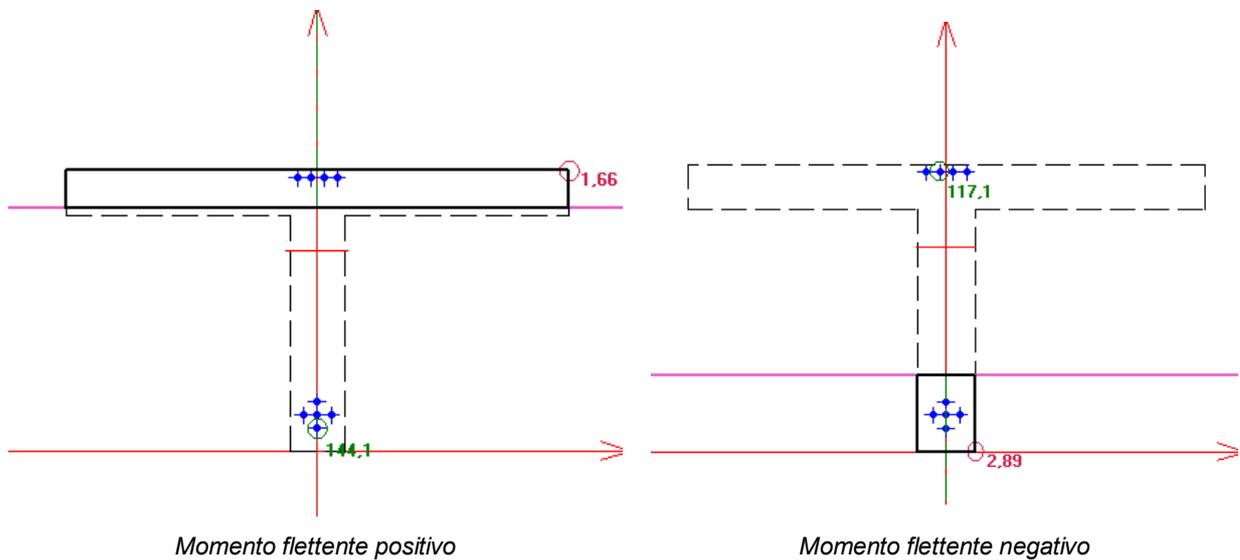
	eccentricità	μ_1	μ_2	μ_3
Carico militare	3.25	-0.05356	-0.01856	-0.00407
Carico civile	-3.50	0.07320	-0.01803	-0.00290

Dall'analisi della lastra ortotropica con il metodo di Massonet si ricava dunque:

$$M = -196.87 \text{ kNm}$$

2.8.3. Verifica

Si esegue la verifica a flessione della sezione del traverso.



Le tensioni massime valgono:

$$\sigma_c = 2.89 \text{ N/mm}^2 < 8.3 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_s = 144 \text{ N/mm}^2 < 180 \text{ N/mm}^2$$

Eseguendo la verifica allo stato limite ultimo risulta un momento ultimo resistente:

$$M_{ur}^+ = 672 \text{ kNm} \quad M_{ur}^- = -438 \text{ kNm}$$

il coefficiente di sicurezza vale quindi:

$$\text{c.s.} = M_{ur}^+ / M^+ = 1.84 > 1.5 \quad \text{c.s.} = M_{ur}^- / M^- = 2.22 > 1.5$$

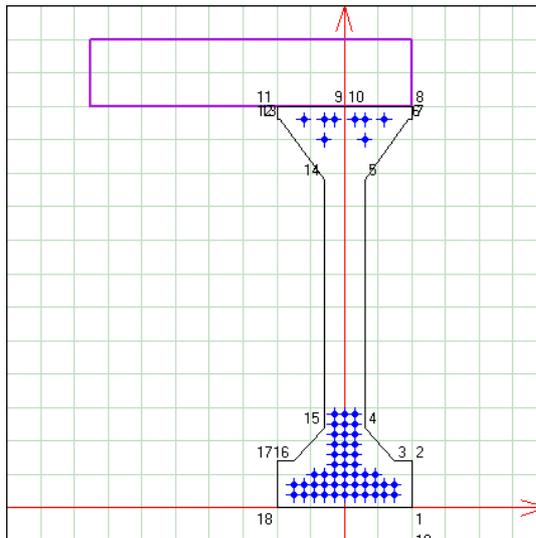
3. TRAVI IN C.A.P. DI LUCE 19.09 METRI – SITUAZIONE MODIFICATA

3.1. Caratteristiche geometriche della sezione

3.1.1. Sezione di mezzeria (trave di bordo interna)

Nel calcolo delle caratteristiche geometriche della sezione composta si tiene conto della diversità dei moduli elastici fra la trave prefabbricata e la soletta gettata in opera:

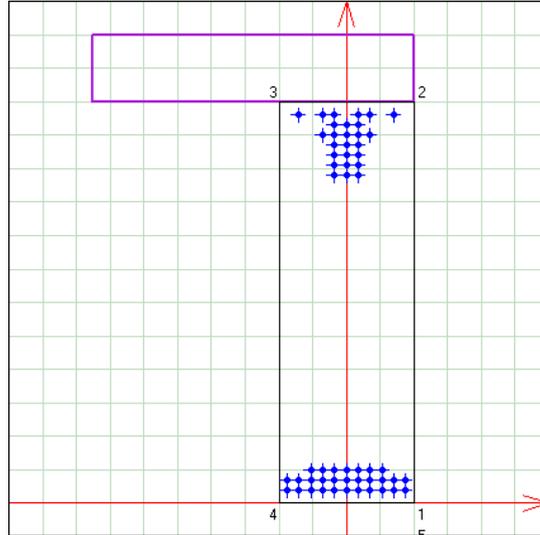
$$n = E_{sol} / E_t = 35500 / 43500 = 0.816$$



CARATTERISTICHE GEOMETRICHE RISPETTO ALL'ASSE X					Unità di misura: cm
Sezione completa n'=1,2247			CALCESTRUZZO	ARMATURE	SEZ. IDEALE n-1 = 5
Altezza	h	140,0			
Area	A	3.819,34	22,25	(0,58%)	3.930,59
Ordinata baricentro	Y _g	86,752	30,042		85,147
Distanze baricentro dai lembi	sup. Y _{max} - Y _g	53,25	109,96		54,85
	infer. Y _g - Y _{min}	86,75	30,04		85,15
Momento d'inerzia baricentrico	J _x	8.885.963,7	35.294,7		9.410.087,0
Moduli di resistenza	Y _{max} = 140,0	W _s	166.878,0		171.549,9
	Y = 120	W	267.261,0		269.990,9
	Y _{min} = 0,0	W _i	102.429,8		110.516,2
Momenti statici rispetto asse baricentrico	Y = Y _g	S _{xg}		(b = 12,0) (A _{inf} = 1.595,41)	86.948,1
	Y =	S _x			

Le caratteristiche della sezione di mezzeria della trave di bordo esterna sono le stesse riportate al *paragrafo 2.1.1.*

3.1.2. Sezione all'appoggio (trave di bordo interna)



CARATTERISTICHE GEOMETRICHE RISPETTO ALL'ASSE X					Unità di misura: cm	
Sezione completa n°=1,2247		CALCESTRUZZO	ARMATURE	SEZ. IDEALE n-1 = 5		
Altezza	h	140,0				
Area	A	6.351,34	22,25 (0,35%)	6.462,59		
Ordinata baricentro	Y _g	77,098	56,860	76,749		
Distanze baricentro dai lembi	sup. Y _{max} -Y _g	62,9	83,14	63,25		
	infer. Y _g -Y _{min}	77,1	56,86	76,75		
Momento d'inerzia baricentrico	J _x	11.556.576,8	58.624,2	11.894.476,9		
Moduli di resistenza	Y _{max} = 140,0	W _s	183.723,0	188.053,3		
	Y = 120	W	269.370,3	275.013,2		
	Y _{min} = 0,0	W _i	149.895,0	154.978,0		
Momenti statici rispetto asse baricentrico	Y = Y _g	S _{xg}		(b = 40,0) (A _{inf} = 3.126,53)	121.777,2	
	Y =	S _x				

Stampa... Chiudi Rispetto all'asse Y Assi principali

Le caratteristiche della sezione d'appoggio della trave di bordo esterna sono le stesse riportate al *paragrafo 2.1.2.*

3.2. Analisi dei carichi e sollecitazioni

3.2.1. Carichi permanenti

-> vedi situazione esistente (paragrafi 2.2.1 e 2.3)

Trave di bordo esterna e travi interne

carichi da sottrarre: $25 \times 0.5 \times 0.2/7 + 0.30/7 = 0.4 \text{ kN/m}$

MOMENTO FLETTENTE IN MEZZERIA

$821.8 - 0.4 \times 19.09^2/8 = 821.8 - 18.22 = 803.5 \text{ kNm}$

TAGLIO ALL'APPOGGIO

$178.5 - 0.4 \times 19.09/2 = 178.5 - 3.8 = 174.7 \text{ kN}$

Trave di bordo interna

carichi da sottrarre: $25 \times (0.2 \times 0.55 + 0.50 \times 0.20/7) + 20 \times 0.10 \times 0.55 + 0.30/7 = 4.3 \text{ kN/m}$

MOMENTO FLETTENTE IN MEZZERIA

$821.8 - 4.3 \times 19.09^2/8 = 821.8 - 193.6 = 628.2 \text{ kNm}$

TAGLIO ALL'APPOGGIO

$178.5 - 4.3 \times 19.09/2 = 178.5 - 40.6 = 137.9 \text{ kN}$

3.2.2. Carichi mobili

Si adottano i carichi del D.M. del 14 gennaio 2008.

Per una luce di calcolo di 19.09 m si ottengono le seguenti sollecitazioni massime dovute alle corsie convenzionali di carico Q_{ik} e q_{ik} :

SOLLECITAZIONI MASSIME PER CORSIE CONVENZIONALI				
CORSIA NR.	CARICO	M_{mez} (kNm)	V_{app} (kN)	V_{mezz} (kN)
1	Q_{1k}	2683.50	581.14	281.14
	q_{1k}	1229.94	257.72	64.43
	TOT.	3913.44	838.86	345.57
2	Q_{2k}	1789.00	387.43	187.43
	q_{2k}	341.65	71.59	17.90
	TOT.	2130.65	459.02	205.33
3	Q_{3k}	894.50	193.71	93.71
	q_{3k}	341.65	71.59	17.90
	TOT.	1236.15	265.30	111.61

Si precisa che i carichi mobili includono già gli effetti dinamici.

Ripartizione trasversale

La ripartizione trasversale dei carichi mobili viene eseguita distribuendo le sollecitazioni totali che agiscono sulla sezione dell'impalcato su di una larghezza pari alla larghezza totale di ingombro delle tre corsie convenzionali di carico, $L = 3 \times 3.00 = 9.00$ metri, e moltiplicando il carico così ottenuto per la larghezza di competenza di una trave, assunta pari all'interasse $i=1.50$ m (per la trave di bordo esterna e per le travi interne) e $i=0.95$ m (per la trave di bordo interna).

Sollecitazioni massime sulla **trave di bordo esterna e sulle travi interne**:

- momento flettente in mezzera:

$$M_{\max,mez} = (3913.44+2130.65+1236.15)/9.00 \times 1.50 = 1213.4 \text{ kNm}$$

- taglio all'appoggio:

$$V_{\max,app} = (838.86+459.02+265.30)/9.00 \times 1.50 = 260.5 \text{ kN}$$

- taglio in mezzera:

$$V_{\max,mez} = (345.57+205.33+111.61)/9.00 \times 1.50 = 110.4 \text{ kN}$$

- momento corrispondente al taglio massimo in mezzera:

$$M_{\text{corr},V} = (3298.47+1959.83+1065.33)/9.00 \times 1.50 = 1053.9 \text{ kNm}$$

Sollecitazioni massime **sulla trave di bordo interna**:

- momento flettente in mezzera:

$$M_{\max,mez} = (3913.44+2130.65+1236.15)/9.00 \times 0.95 = 768.5 \text{ kNm}$$

- taglio all'appoggio:

$$V_{\max,app} = (838.86+459.02+265.30)/9.00 \times 0.95 = 165.0 \text{ kN}$$

- taglio in mezzera:

$$V_{\max,mez} = (345.57+205.33+111.61)/9.00 \times 0.95 = 69.9 \text{ kN}$$

- momento corrispondente al taglio massimo in mezzera:

$$M_{\text{corr},V} = (3298.47+1959.83+1065.33)/9.00 \times 0.95 = 667.5 \text{ kNm}$$

3.3. Verifica a flessione

3.3.1. Verifica delle tensioni

Si esegue la verifica a flessione della trave di bordo assumendo le caratteristiche geometriche riportate nei paragrafi precedenti.

Si verifica che le massime tensioni di compressione e di trazione nel conglomerato nelle condizioni di esercizio, a cadute avvenute, rispettino le stesse limitazioni assunte per la verifica della situazione esistente, più cautelative rispetto a quelle prescritte dal D.M. 14/01/2008:

$$\sigma_c \leq 0.32 R_{ck} = 0.32 \times 52.5 = 16.8 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{ct} \leq 0.05 R_{ck} = 0.05 \times 52.5 = 2.62 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{c \text{ sol}} \leq 8.3 \text{ N/mm}^2$$

Trave di bordo esterna e travi interne

Si esegue la verifica a flessione delle travi con larghezza di influenza pari a 1.50 (trave di bordo interna) assumendo i moduli di resistenza riportati nei capitoli precedenti.

Nella tabella seguente vengono riportate le tensioni nella sezione di mezzeria.

	M (kNm)	W_s (m ³)	W_i (m ³)	$W_{s \text{ sol}}$ (m ³)	$\sigma_{c \text{ sup}}$ (N/mm ²)	$\sigma_{c \text{ inf}}$ (N/mm ²)	$\sigma_{\text{sol sup}}$ (N/mm ²)
PONTE SCARICO					8,76	7,70	0,74
carichi da sottrarre	-18,2	0,4116	0,1167	0,2346	-0,04	0,16	-0,08
PONTE SCARICO					8,71	7,86	0,66
carichi mobili (D.M. 14/09/05)	1213,4				2,95	-10,40	5,17
PONTE CARICO	1213,4				11,66	-2,54	5,83

Le tensioni massime in esercizio valgono:

$$\sigma_{c \text{ sup}} = 11.66 \text{ N/mm}^2 < 0.32 R_{ck} = 0.32 \times 52.5 = 16.8 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{c \text{ inf}} = -2.54 \text{ N/mm}^2 > -0.05 R_{ck} = -0.05 \times 52.5 = -2.62 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{\text{sol sup}} = 5.83 \text{ N/mm}^2 < 8.3 \text{ N/mm}^2$$

Trave di bordo interna

Si esegue la verifica a flessione delle travi con larghezza di influenza pari a 0.95m (trave di bordo interna) assumendo i moduli di resistenza riportati nei paragrafi precedenti.

Nella tabella seguente vengono riportate le tensioni nella sezione di mezzeria.

	M	W _s	W _i	W _{s sol}	σ _{c sup}	σ _{c inf}	σ _{sol sup}
	(kNm)	(m ³)	(m ³)	(m ³)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
PONTE SCARICO ESISTENTE					8,76	7,70	0,74
carichi da sottrarre	-193,6	0,2700	0,1105	0,1715	-0,72	1,75	-1,13
PONTE SCARICO					8,04	9,45	-0,39
carichi mobili (D.M. 14/09/05)	768,5				2,85	-6,95	4,48
PONTE CARICO	768,5				10,89	2,50	4,09

Le tensioni massime in esercizio valgono:

$$\sigma_{c \text{ sup}} = 10.89 \text{ N/mm}^2 < 0.32 R_{ck} = 0.32 \times 52.5 = 16.8 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{c \text{ inf}} = 2.50 \text{ N/mm}^2 > -0.05 R_{ck} = -0.05 \times 52.5 = -2.62 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{\text{sol sup}} = 4.09 \text{ N/mm}^2 < 8.3 \text{ N/mm}^2$$

3.3.2. Verifica a rottura

Trave di bordo esterna e travi interne

Momento flettente massimo sulla trave in mezzera:

$$M_{\text{perm}} = 803.5 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{accid}} = 1213.4 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{tot}} = 2016.9 \text{ kNm}$$

Eseguendo la verifica allo stato limite ultimo della sezione con:

- calcestruzzo

larghezza soletta collaborante $b = 1.50 \text{ m}$, altezza totale $h = 1.40 \text{ m}$

$$0.85 f_{ck} / 1.6 = 19.84 \text{ N/mm}^2 \quad \text{resistenza di calcolo a compressione (per } R_{ck}=45 \text{ N/mm}^2)$$

- armatura ordinaria

$$A_s = 2\phi 10 = 1.57 \text{ cm}^2 \quad \text{a } 0.04 \text{ m dal bordo superiore}$$

$$f_{yk} / 1.3 = 338 \text{ N/mm}^2 \quad \text{tensione di calcolo per acciaio A.L.E. (} f_{yk}=440 \text{ N/mm}^2)$$

$$E_s = 200000 \text{ N/mm}^2 \quad \text{modulo di elasticità}$$

- armatura di precompressione

$$A_s = 11 \text{ tref. } 7\phi 2.67 = 4.31 \text{ cm}^2 \quad \text{a } 1.36 \text{ m dal bordo superiore}$$

$$A_s = 11 \text{ tref. } 7\phi 2.67 = 4.31 \text{ cm}^2 \quad \text{a } 1.33 \text{ m dal bordo superiore}$$

$$A_s = 7 \text{ tref. } 7\phi 2.67 = 2.74 \text{ cm}^2 \quad \text{a } 1.30 \text{ m dal bordo superiore}$$

$$A_s = 3 \text{ tref. } 7\phi 2.67 = 1.18 \text{ cm}^2 \quad \text{a } 1.27 \text{ m dal bordo superiore}$$

$$A_s = 3 \text{ tref. } 7\phi 2.67 = 1.18 \text{ cm}^2 \quad \text{a } 1.24 \text{ m dal bordo superiore}$$

$$A_s = 3 \text{ tref. } 7\phi 2.67 = 1.18 \text{ cm}^2 \quad \text{a } 1.21 \text{ m dal bordo superiore}$$

$$A_s = 3 \text{ tref. } 7\phi 2.67 = 1.18 \text{ cm}^2 \quad \text{a } 1.18 \text{ m dal bordo superiore}$$

$$A_s = 3 \text{ tref. } 7\phi 2.67 = 1.18 \text{ cm}^2 \quad \text{a } 1.15 \text{ m dal bordo superiore}$$

$$A_s = 3 \text{ tref. } 7\phi 2.67 = 1.18 \text{ cm}^2 \quad \text{a } 1.12 \text{ m dal bordo superiore}$$

$$A_s = 2 \text{ tref. } 7\phi 2.67 = 0.78 \text{ cm}^2 \quad \text{a } 0.30 \text{ m dal bordo superiore}$$

$$A_s = 4 \text{ tref. } 7\phi 2.67 = 1.57 \text{ cm}^2 \quad \text{a } 0.24 \text{ m dal bordo superiore}$$

$f_{ptk} = 1800 \text{ N/mm}^2$	tensione caratteristica di rottura dell'acciaio
$\gamma_s = 1.15$	coefficiente di sicurezza
$E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$	modulo di elasticità
$\sigma_{spf} = 1007 \text{ N/mm}^2$	tensione di tiro finale

risulta un momento ultimo resistente: $M_{ur} = 3291.3 \text{ kNm}$

il coefficiente di sicurezza vale quindi: $c.s. = M_{ur}/M_{tot} = 1.63 > 1.5$

Trave di bordo interna

Momento flettente massimo sulla trave in mezzera:

$$\begin{aligned} M_{perm} &= 628.2 \text{ kNm} \\ M_{accid} &= 768.5 \text{ kNm} \\ M_{tot} &= 1396.7 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Eseguendo la verifica allo stato limite ultimo della sezione con:

- calcestruzzo

larghezza soletta collaborante $b = 0.95 \text{ m}$, altezza totale $h = 1.40 \text{ m}$

$$0.85 f_{ck} / 1.6 = 19.84 \text{ N/mm}^2 \quad \text{resistenza di calcolo a compressione (per } R_{ck}=45 \text{ N/mm}^2\text{)}$$

- armatura ordinaria

$$A_s = 2\phi 10 = 1.57 \text{ cm}^2 \quad \text{a } 0.04 \text{ m dal bordo superiore}$$

$$\begin{aligned} f_{yk} / 1.3 &= 338 \text{ N/mm}^2 && \text{tensione di calcolo per acciaio A.L.E. (} f_{yk}=440 \text{ N/mm}^2\text{)} \\ E_s &= 200000 \text{ N/mm}^2 && \text{modulo di elasticità} \end{aligned}$$

- armatura di precompressione

$$\begin{aligned} A_s &= 11 \text{ tref. } 7\phi 2.67 = 4.31 \text{ cm}^2 && \text{a } 1.36 \text{ m dal bordo superiore} \\ A_s &= 11 \text{ tref. } 7\phi 2.67 = 4.31 \text{ cm}^2 && \text{a } 1.33 \text{ m dal bordo superiore} \\ A_s &= 7 \text{ tref. } 7\phi 2.67 = 2.74 \text{ cm}^2 && \text{a } 1.30 \text{ m dal bordo superiore} \\ A_s &= 3 \text{ tref. } 7\phi 2.67 = 1.18 \text{ cm}^2 && \text{a } 1.27 \text{ m dal bordo superiore} \\ A_s &= 3 \text{ tref. } 7\phi 2.67 = 1.18 \text{ cm}^2 && \text{a } 1.24 \text{ m dal bordo superiore} \\ A_s &= 3 \text{ tref. } 7\phi 2.67 = 1.18 \text{ cm}^2 && \text{a } 1.21 \text{ m dal bordo superiore} \\ A_s &= 3 \text{ tref. } 7\phi 2.67 = 1.18 \text{ cm}^2 && \text{a } 1.18 \text{ m dal bordo superiore} \\ A_s &= 3 \text{ tref. } 7\phi 2.67 = 1.18 \text{ cm}^2 && \text{a } 1.15 \text{ m dal bordo superiore} \\ A_s &= 3 \text{ tref. } 7\phi 2.67 = 1.18 \text{ cm}^2 && \text{a } 1.12 \text{ m dal bordo superiore} \\ A_s &= 2 \text{ tref. } 7\phi 2.67 = 0.78 \text{ cm}^2 && \text{a } 0.30 \text{ m dal bordo superiore} \\ A_s &= 4 \text{ tref. } 7\phi 2.67 = 1.57 \text{ cm}^2 && \text{a } 0.24 \text{ m dal bordo superiore} \end{aligned}$$

$f_{ptk} = 1800 \text{ N/mm}^2$	tensione caratteristica di rottura dell'acciaio
$\gamma_s = 1.15$	coefficiente di sicurezza
$E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$	modulo di elasticità
$\sigma_{spf} = 1007 \text{ N/mm}^2$	tensione di tiro finale

risulta un momento ultimo resistente: $M_{ur} = 3220.9 \text{ kNm}$

il coefficiente di sicurezza vale quindi: $c.s. = M_{ur}/M_{tot} = 2.3 > 1.5$

3.4. Verifica a taglio

Si riportano in questo paragrafo le verifiche a taglio delle sezioni, sia in esercizio sia allo stato limite ultimo.

Le massime tensioni principali di trazione e di compressione nel conglomerato nelle condizioni di esercizio, a cadute avvenute, devono rispettare le seguenti limitazioni:

$$\sigma_I \leq 0.05 R_{ck} = 0.05 \times 52.5 = 2.62 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{II} \leq 0.32 R_{ck} = 0.32 \times 52.5 = 16.8 \text{ N/mm}^2$$

Non è richiesto il calcolo delle armature resistenti a taglio quando:

$$\sigma_I \leq 0.02 R_{ck} = 0.02 \times 52.5 = 1.05 \text{ N/mm}^2$$

L'armatura trasversale necessaria per assorbire la tensione principale di trazione viene calcolata con la relazione:

$$A_s = b \sigma_I' / \sigma_{s,adm}$$

con: b = larghezza della sezione trasv. in corrispondenza della fibra in cui si calcola σ_I'
 σ_I' = tensione principale di trazione calcolata assumendo lo sforzo di precompress. intero o ridotto a 2/3, in modo da individuare la condizione più gravosa
 $\sigma_{s,adm}$ = tensione di calcolo per l'armatura trasversale (=220 N/mm²)

Per quanto riguarda la verifica allo stato limite ultimo si è assunto:

$$f_{cd} = 0.85 f_{ck} / 1.6 = 23.1 \text{ N/mm}^2 \quad \text{resistenza di calcolo a compress. del cls (} R_{ck}=52.5 \text{ N/mm}^2 \text{)}$$

$$f'_{cd} = 0.5 f_{cd} = 11.6 \text{ N/mm}^2 \quad \text{resistenza a compressione ridotta del cls d'anima}$$

$$f_{yd} = f_{yk} / 1.3 = 338 \text{ N/mm}^2 \quad \text{tensione di calcolo per acciaio A.L.E. (} f_{yk}=440 \text{ N/mm}^2 \text{)}$$

3.4.1. Sezione all'appoggio

Trave di bordo esterna e travi interne

	V	BARICENTRO TRAVE PREFABBR.		BARICENTRO TRAVE COMPLETA		ATTACCO TRAVE SOLETTA	
		S/(Jb) (1/m ²)	τ (N/mm ²)	S/(Jb) (1/m ²)	τ (N/mm ²)	S/(Jb) (1/m ²)	τ (N/mm ²)
trave prefabbricata	63,0	3,091	0,195	2,641	0,166		
precompressione	-90,3		-0,279		-0,238		
FASE INIZIALE	-27,3		-0,084		-0,072		
soletta	79,2		0,245		0,209		
perdite precompressione	18,5		0,057		0,049		
finiture	36,3	2,332	0,085	2,524	0,092	2,022	0,073
PONTE SCARICO ESISTENTE	106,7		0,302		0,278		0,073
carichi da sottrarre	-3,8	2,332	-0,009	2,524	-0,010	2,022	-0,008
carichi mobili (D.M. 14/01/08)	260,5		0,607		0,657		0,527
PONTE CARICO	363,4		0,901		0,925		0,592

Verifica tensionale

- baricentro della sezione con la sola trave:

$$\tau = 0.90 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma = 4.44 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_I = 4.44/2 - 1/2 \times (4.44^2 + 4 \times 0.90^2)^{1/2} = -0.18 \text{ N/mm}^2 > -0.02 \times 52.5 = -1.05 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{II} = 4.44/2 + 1/2 \times (4.44^2 + 4 \times 0.90^2)^{1/2} = 4.62 \text{ N/mm}^2 < 16.8 \text{ N/mm}^2$$

- baricentro della sezione trave+soletta:

$$\tau = 0.93 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma = 3.80 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_I = 3.80/2 - 1/2 \times (3.80^2 + 4 \times 0.93^2)^{1/2} = -0.21 \text{ N/mm}^2 > -0.02 \times 52.5 = -1.05 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{II} = 3.80/2 + 1/2 \times (3.80^2 + 4 \times 0.93^2)^{1/2} = 4.02 \text{ N/mm}^2 < 16.8 \text{ N/mm}^2$$

Si verifica inoltre lo scorrimento fra trave e soletta.

L'armatura di collegamento necessaria per assorbire la forza di scorrimento è pari a:

$$A_s = 0.59 \times 40 \times 100 / 220 = 10.72 \text{ cm}^2 < \text{st. } \phi 14/25 \text{ cm} = 12.32 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Verifica allo stato limite ultimo

Il taglio massimo vale:

$$V_{\text{prec}} = -71.8 \text{ kN}$$

$$V_{\text{perm}} = 174.7 \text{ kN}$$

$$V_{\text{accid}} = 260.5 \text{ kN}$$

$$V_{\text{tot}} = 363.4 \text{ kN}$$

Il taglio sollecitante di calcolo allo stato limite ultimo vale:

$$V_{\text{Sd}} = 1.5 \times (174.7 + 260.5) - 1.0 \times 71.8 = 581.0 \text{ kN}$$

Si esegue la verifica allo stato limite ultimo della sezione con armature trasversali resistenti al taglio.

$$b_w = 40 \text{ cm} \quad \text{larghezza minima della sezione}$$

$$d = 113 \text{ cm} \quad \text{altezza utile della sezione}$$

$$\theta = 45^\circ \quad \text{inclinazione dei puntoni di calcestruzzo}$$

$$A_{\text{sw}} = 3,08 \text{ cm}^2 \quad \text{area dell'armatura trasversale} = 2 \text{ } \varnothing 14$$

$$s = 10 \text{ cm} \quad \text{interasse tra due armature trasversali consecutive}$$

$$\alpha = 90^\circ \quad \text{angolo di inclinazione dell'armatura trasversale}$$

$$\sigma_{\text{cp}} = 4,44 \text{ N/mm}^2 \quad \text{tensione media di compressione nella sezione}$$

$$\sigma_{\text{cp}}/f_{\text{cd}} = 0,19$$

$$\alpha_c = 1,19$$

Resistenza di calcolo del calcestruzzo d'anima:

$$V_{\text{Rcd}} = 2806 \text{ kN} = 0,9 d b_w \alpha_c f_{\text{cd}} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

Resistenza di calcolo dell'armatura trasversale:

$$V_{\text{Rsd}} = 1060 \text{ kN} = 0,9 d A_{\text{sw}}/s f_{\text{yd}} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \sin\alpha$$

Verifica:

$$V_{\text{Rd}} = \min(V_{\text{Rcd}}, V_{\text{Rsd}}) = 1060 \text{ kN} > 581 \text{ kN} = V_{\text{Sd}}$$

Trave di bordo interna

Verifica in esercizio

	V	BARICENTRO TRAVE PREFABBR.		ATTACCO TRAVE SOLETTA		BAR. TR. COMPLETA B=0,95m	
		S/(Jb) (1/m ²)	τ (N/mm ²)	S/(Jb) (1/m ²)	τ (N/mm ²)	S/(Jb) (1/m ²)	τ (N/mm ²)
trave prefabbricata	63,0	3,091	0,195			1,454	0,092
precompressione	-90,3		-0,279				-0,131
FASE INIZIALE	-27,3		-0,084				-0,040
soletta	79,2		0,245				0,115
perdite precompressione	18,5		0,057				0,027
finiture	36,3	2,332	0,085	2,022	0,073	2,987	0,108
PONTE SCARICO ESISTENTE	106,7		0,302		0,073		0,211
carichi da sottrarre	-40,6	2,441	-0,099	1,736	-0,070	2,560	-0,104
carichi mobili (D.M. 14/01/08)	165,0		0,403		0,286		0,422
PONTE CARICO	231,1		0,606		0,289		0,529

- baricentro della sezione con la sola trave:

$$\tau = 0.61 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma = 4.44 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{\text{I}} = 4.44/2 - 1/2 \times (4.44^2 + 4 \times 0.61^2)^{1/2} = -0.08 \text{ N/mm}^2 > -0.02 \times 52.5 = -1.05 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{\text{II}} = 4.44/2 + 1/2 \times (4.44^2 + 4 \times 0.61^2)^{1/2} = 4.52 \text{ N/mm}^2 < 16.8 \text{ N/mm}^2$$

- baricentro della sezione trave+soletta in configurazione modificata (B=0.95m):

$$\tau = 0.53 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma = 3.98 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{\text{I}} = 3.98/2 - 1/2 \times (3.98^2 + 4 \times 0.53^2)^{1/2} = -0.07 \text{ N/mm}^2 > -0.02 \times 52.5 = -1.05 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{\text{II}} = 3.98/2 + 1/2 \times (3.98^2 + 4 \times 0.53^2)^{1/2} = 4.05 \text{ N/mm}^2 < 16.8 \text{ N/mm}^2$$

Si verifica inoltre lo scorrimento fra trave e soletta.

L'armatura di collegamento necessaria per assorbire la forza di scorrimento è pari a:

$$A_s = 0.53 \times 40 \times 100 / 220 = 9.64 \text{ cm}^2 < \text{st. } \phi 14/25 \text{ cm} = 12.32 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Verifica allo stato limite ultimo

Il taglio massimo vale:

$$V_{\text{prec}} = -71.8 \text{ kN}$$

$$V_{\text{perm}} = 137.9 \text{ kN}$$

$$V_{\text{accid}} = 165.0 \text{ kN}$$

$$V_{\text{tot}} = 231.1 \text{ kN}$$

Il taglio sollecitante di calcolo allo stato limite ultimo vale:

$$V_{\text{Sd}} = 1.5 \times (137.9 + 165.0) - 1.0 \times 71.8 = 382.6 \text{ kN}$$

Dal calcolo della resistenza a taglio della sezione riportato in precedenza:

$$V_{\text{Rd}} = 1060 \text{ kN} > V_{\text{Sd}}$$

3.4.2. Sezione di mezzeria

Trave di bordo esterna e travi interne

Verifica in esercizio

- baricentro della sezione trave+soletta:

$$V = V_{cm} = 110.4 \text{ kN}$$

$$\tau = 110.4 \times 0.1007 / (0.109109 \times 0.12) / 1000 = 0.85 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{staffe } \phi 10 \text{ a 2 braccia/25 cm} = 6.28 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\sigma_f = 0.85 \times 12 \times 100 / 6.28 = 162.4 \text{ N/mm}^2 < 220 \text{ N/mm}^2$$

Si verifica inoltre lo scorrimento fra trave e soletta.

La tensione tangenziale in corrispondenza dell'interfaccia trave – soletta è pari a:

$$\tau = 110.4 \times 0.0894 / (0.109109 \times 0.40) / 1000 = 0.23 \text{ N/mm}^2$$

L'armatura di collegamento necessaria per assorbire la forza di scorrimento è pari a:

$$A_s = 0.23 \times 40 \times 100 / 220 = 4.18 \text{ cm}^2 < \text{st. } \phi 12 / 25 \text{ cm} = 9.05 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Verifica allo stato limite ultimo

Il taglio sollecitante di calcolo allo stato limite ultimo vale:

$$V_{Sd} = 1.5 \times 110.4 = 165.6 \text{ kN}$$

Si esegue la verifica allo stato limite ultimo della sezione con armature trasversali resistenti al taglio.

$b_w =$	12	cm	larghezza minima della sezione
$d =$	110	cm	altezza utile della sezione
$\theta =$	45	°	inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
$A_{sw} =$	1,57	cm ²	area dell'armatura trasversale = 2 Ø 10
$s =$	25	cm	interasse tra due armature trasversali consecutive
$\alpha =$	90	°	angolo di inclinazione dell'armatura trasversale
$\sigma_{cp} =$	8,79	N/mm ²	tensione media di compressione nella sezione
$\sigma_{cp}/f_{cd} =$	0,38		
$\alpha_c =$	1,25		

Resistenza di calcolo del calcestruzzo d'anima:

$$V_{Rcd} = 859 \text{ kN} = 0,9 d b_w \alpha_c f'_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

Resistenza di calcolo dell'armatura trasversale:

$$V_{Rsd} = 211 \text{ kN} = 0,9 d A_{sw}/s f_{yd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \sin\alpha$$

Verifica:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd}) = 211 \text{ kN} > 166 \text{ kN} = V_{Sd}$$

Trave di bordo interna

- baricentro della sezione trave+soletta in configurazione modificata (B=0.95m):

$$V = V_{cm} = 69.9 \text{ kN}$$

$$\tau = 69.9 \times 0.0869 / (0.0941 \times 0.12) / 1000 = 0.54 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{staffe } \phi 10 \text{ a } 2 \text{ braccia} / 25 \text{ cm} = 6.28 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\sigma_f = 0.54 \times 12 \times 100 / 6.28 = 103.2 \text{ N/mm}^2 < 220 \text{ N/mm}^2$$

Si verifica inoltre lo scorrimento fra trave e soletta.

La tensione tangenziale in corrispondenza dell'interfaccia trave – soletta è pari a:

$$\tau = 69.9 \times 0.0696 / (0.094101 \times 0.40) / 1000 = 0.13 \text{ N/mm}^2$$

L'armatura di collegamento necessaria per assorbire la forza di scorrimento è pari a:

$$A_s = 0.13 \times 40 \times 100 / 220 = 2.36 \text{ cm}^2 < \text{st. } \phi 12 / 25 \text{ cm} = 9.05 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Verifica allo stato limite ultimo

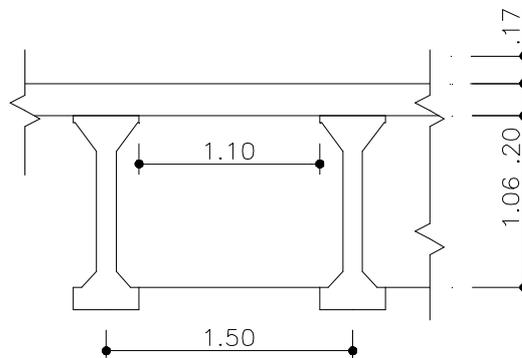
Il taglio sollecitante di calcolo allo stato limite ultimo vale:

$$V_{Sd} = 1.5 \times 69.9 = 104.9 \text{ kN}$$

Dal calcolo della resistenza a taglio della sezione riportato in precedenza:

$$V_{Rd} = 211 \text{ kN} > V_{Sd}$$

3.5. Verifica della soletta



Luce di calcolo	$L = 1.05 \times 1.10 = 1.16 \text{ m}$
Spessore soletta	$s_s = 0.20 \text{ m}$
Spessore pavimentazione	$s_p = 0.10 \text{ m}$

3.5.1. Campata

Si risolve la soletta come una piastra di lunghezza infinita, incastrata ai bordi per il calcolo dei momenti negativi e semi-incastrata per i momenti positivi.

Carichi permanenti

peso proprio soletta	$25 \times 0.20 = 5.00 \text{ kN/m}^2$
pavimentazione	$20 \times 0.10 = 2.00 \text{ kN/m}^2$
totale	$= 7.00 \text{ kN/m}^2$

$$M_{\text{perm}}^+ = M_{\text{perm}}^- = 7.00 \times 1.16^2 / 12 = 0.78 \text{ kNm/m}$$

$$V_{\text{perm}} = 7.00 \times 1.16 / 2 = 4.06 \text{ kN/m}$$

Carichi mobili

Si adottano i carichi del D.M. del 14 gennaio 2008.

- 1 ruota da 150 kN del carico Q1k (schema di carico 1):

$$A = B = 0.40 + 2 \times 0.10 + 0.20 = 0.80 \text{ m}$$

$$Q = 150 / 0.80 = 187.5 \text{ kN/m}$$

- 1 ruota da 200 kN del carico Qak (schema di carico 2):

$$A = 0.60 + 2 \times 0.10 + 0.20 = 1.00 \text{ m}$$

$$B = 0.35 + 2 \times 0.10 + 0.20 = 0.75 \text{ m}$$

$$Q = 200 / 1.00 = 200.0 \text{ kN/m}$$

Si ipotizza di ripartire le sollecitazioni agenti sulla soletta su una lunghezza pari circa a 2.00 metri, assumendo a favore di sicurezza che il carico Q agisca sull'intera luce:

$$M_{cm}^+ = M_{cm}^- = (200.0 \times 1.16^2 / 12) / 2.00 = 11.21 \text{ kNm/m}$$

$$V_{cm} = (200.0 \times 1.16 / 2) / 2.00 = 58.00 \text{ kN/m}$$

Verifica

$$M^+ = M^- = 0.78 + 11.21 = 11.99 \text{ kNm/m}$$

con: $b = 100 \text{ cm}$, $h = 20 \text{ cm}$, $d = 18 \text{ cm}$, $A_s = 4\phi 12/m = 4.52 \text{ cm}^2/m$ ($n=10$)

risulta: $x = 3.6 \text{ cm}$ $\sigma_c = 3.96 \text{ N/mm}^2 < 8.3 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_s = 158 \text{ N/mm}^2 < 180 \text{ N/mm}^2$

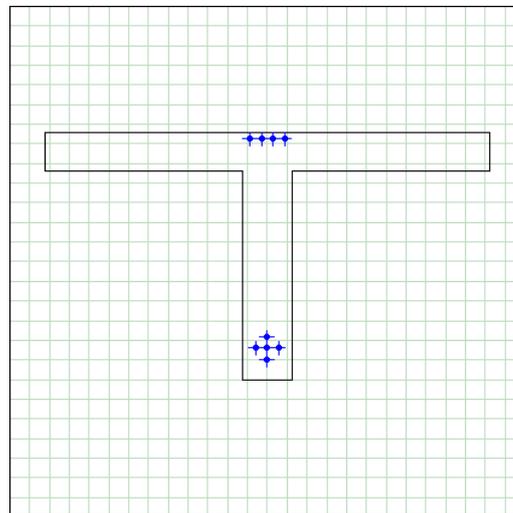
$$V = 4.06 + 58.0 = 62.06 \text{ kN/m}$$

$$\tau = 62.06 / (1.00 \times 0.9 \times 0.18) / 1000 = 0.38 \text{ N/mm}^2 < 0.50 \text{ N/mm}^2$$

3.6. Verifica dei traversi

3.6.1. Caratteristiche geometriche della sezione

L'armatura dei traversi è costituita da $(4\phi 28 + 1\phi 12)$ al lembo inferiore e da $4\phi 22$ al lembo superiore.



		CALCESTRUZZO	ARMATURE	SEZ. IDEALE n = 15
Altezza	h	126,0		
Area	A	7.150,00	40,97 (0,57%)	7.764,55
Ordinata baricentro	Y _g	92,650	55,697	89,726
Distanze baricentro dai lembi	sup. Y _{max} - Y _g	33,35	70,3	36,27
	infer. Y _g - Y _{min}	92,65	55,7	89,73
Momento d'inerzia baricentrico	J _x	9.250.909,2	109.904,6	11.672.241,2
Moduli di resistenza	Y _{max} = 126,0	W _s	277.391,5	321.776,2
	Y = <input type="text"/>	W		
	Y _{min} = 0,0	W _i	99.847,5	130.088,2
Momenti statici rispetto asse baricentrico	Y = Y _g	S _{xg}		(b = 25,0) (A _{inf} = 2.629,69)
	Y = <input type="text"/>	S _x		

Unità di misura: cm

Stampa... Chiudi Rispetto all'asse Y Assi principali

3.6.2. Sollecitazioni

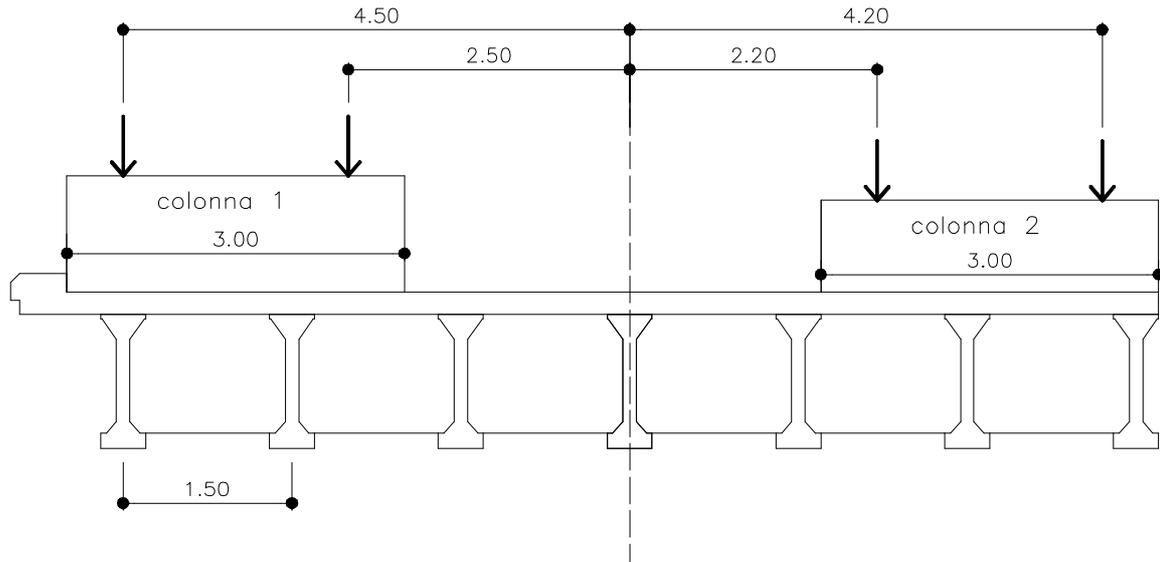
Il momento flettente nella sezione di mezzeria del traverso dovuto ad un carico p nastriforme (distribuito lungo una linea) viene calcolato con la formula:

$$M = \frac{4pb_i}{\pi} \left[\mu(\vartheta) \sin \frac{\pi x}{2a} + \frac{\mu(3\vartheta)}{3} \sin \frac{3\pi x}{2a} + \frac{\mu(5\vartheta)}{5} \sin \frac{5\pi x}{2a} \right]$$

essendo: b = la semi-larghezza della piastra ortotropa equivalente (10.50/2 = 5.25 m)
 i = l'interasse traversi (6.363 m)
 μ = i coefficienti calcolati per l'eccentricità del carico
 x = la distanza del traverso dall'appoggio
 a = la semi-luce dell'impalcato (L/2 = 19.09/2 = 9.55 m)
 p = il carico distribuito equivalente

Carichi distribuiti equivalenti:

- corsia 1 $M_{mez} = 3913.44$ kNm $q_{eq} = 8 \times 3913.44 / 19.09^2 = 85.91$ kN/m
- corsia 2 $M_{mez} = 2130.65$ kNm $q_{eq} = 8 \times 2130.65 / 19.09^2 = 46.77$ kN/m



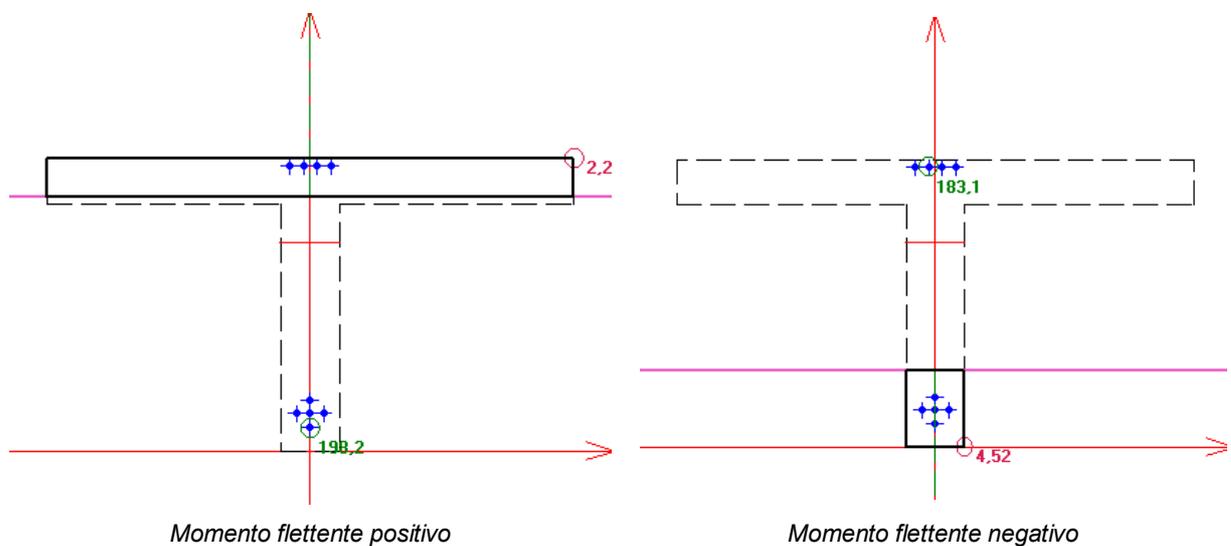
	eccentricità	$\mu 1$	$\mu 2$	$\mu 3$
Corsia numero 1	4.50	-0.15085	-0.01354	0.00030
	2.50	0.00630	-0.01687	-0.00820
Corsia numero 2	- 2.20	0.03074	-0.01410	-0.00969
	- 4.20	-0.12767	-0.01512	-0.00046

Dall'analisi della lastra ortotropa con il metodo di Massonet si ricava dunque:

$$M = - .307.96 \text{ kNm}$$

3.6.3. Verifica

Si esegue la verifica a flessione della sezione del traverso.



Le tensioni massime valgono:

$$\sigma_c = 4.52 \text{ N/mm}^2 < 8.3 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_s = 198 \text{ N/mm}^2 \approx 180 \text{ N/mm}^2$$

Eseguendo la verifica allo stato limite ultimo risulta un momento ultimo resistente:

$$M_{ur}^+ = 672 \text{ kNm} \quad M_{ur}^- = -438 \text{ kNm}$$

il coefficiente di sicurezza vale quindi:

$$\text{c.s.} = M_{ur}^+ / M^+ = 1.34 < 1.5 \quad \text{c.s.} = M_{ur}^- / M^- = 1.42 < 1.5$$

Si considera soddisfatta la verifica.

4. NUOVE TRAVI IN C.A.P. DI LUCE 19.09 METRI

Il nuovo impalcato costruito nello spartitraffico sarà costituito da travi precomprese mediante 36 trefoli rettilinei da 0.5" (area di un trefolo = 93 mm²) dei quali 8+4 inguainati verso l'appoggio, secondo lo schema di figura. L'armatura sussidiaria al lembo inferiore è costituita da 4φ12.

Si riportano in questo capitolo le verifiche delle travi in corrispondenza delle sezioni elencate di seguito (con x = distanza dalla mezzeria).

Per le verifiche a flessione:

1) **sezione di mezzeria** (36 trefoli)

$$x = 0.00 \text{ m}$$

2) **sezione a 4.09 metri dalla mezzeria** (36 trefoli)

$$x = 19.70/2 - 5.00 - 0.76 = 4.09 \text{ m}$$

5.00 m = lunghezza guaine dalla testata della trave (4 guaine)

0.76 = 70 φ equivalente per trefoli da 0.5"

3) **sezione a 4.85 metri dalla mezzeria** (32 trefoli)

$$x = 19.70/2 - 5.00 = 4.85 \text{ m}$$

4) **sezione a 7.09 metri dalla mezzeria** (32 trefoli)

$$x = 19.70/2 - 2.00 - 0.76 = 7.09 \text{ m}$$

2.00 = lunghezza guaine dalla testata della trave (8 guaine)

0.76 = 70 φ equivalente per trefoli da 0.5"

5) **sezione a 9.85 metri dalla mezzeria** (24 trefoli)

$$x = 19.70/2 - 2.00 = 7.85 \text{ m}$$

6) **sezione all'appoggio** (24 trefoli)

$$x = 19.09/2 = 9.545 \text{ m}$$

Per le verifiche a taglio:

6) **sezione all'appoggio** (staffe φ12/10 cm)

$$x = 19.09/2 = 9.545 \text{ m}$$

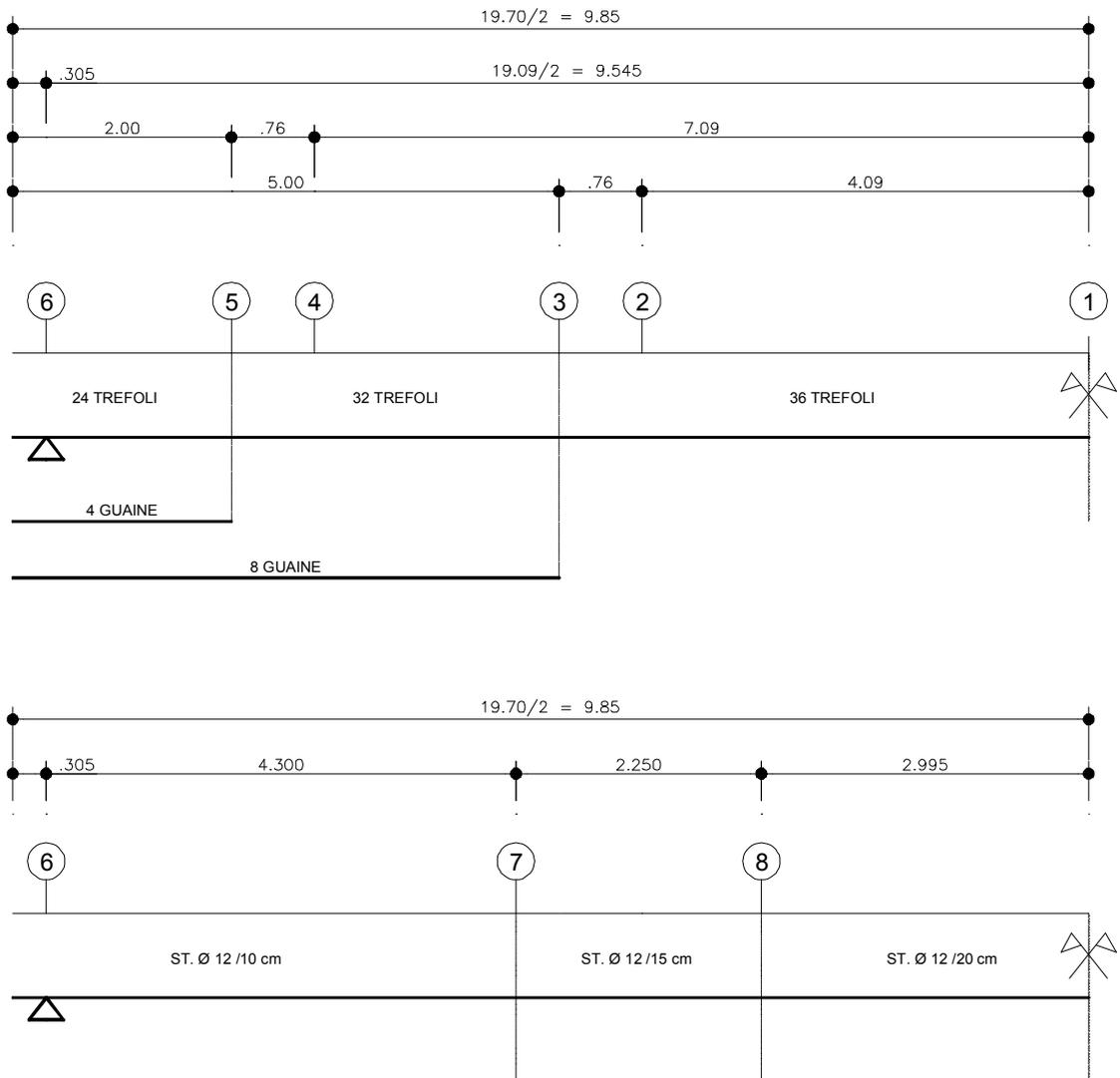
7) **sezione a 4.30 metri dall'appoggio** (staffe φ12/15 cm)

$$x = 19.09/2 - 4.30 = 5.245 \text{ m}$$

8) **sezione a 6.55 metri dall'appoggio** (staffe φ12/20 cm)

$$x = 19.09/2 - 6.55 = 2.995 \text{ m}$$

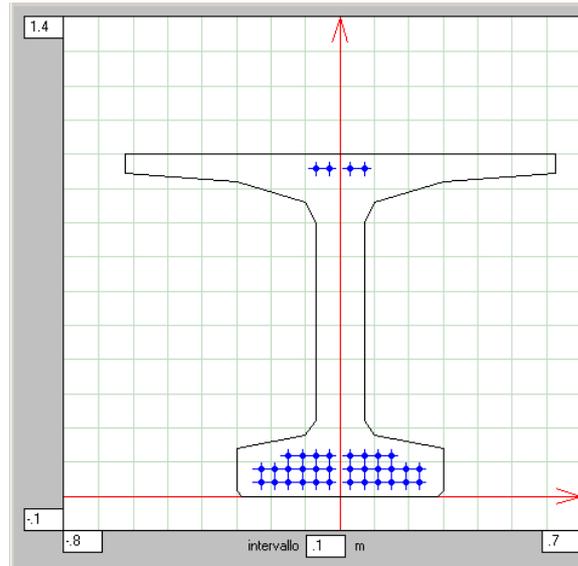
Si riporta uno schema della trave in cui sono indicate le sezioni di verifica.



4.1. Caratteristiche geometriche della sezione

Le travi sono precomprese mediante 36 trefoli rettilinei da 0.5" (area di un trefolo = 93 mm²) dei quali 8+4 sono inguainati verso l'appoggio. L'armatura sussidiaria al lembo inferiore è costituita da 4φ12.

4.1.1. Sezione di mezzeria (36 trefoli)



CANALE ACQUE ALTE - NUOVA TR. C.A.P. T100/125 (s. mezzeria 36 trefoli) 3 IP

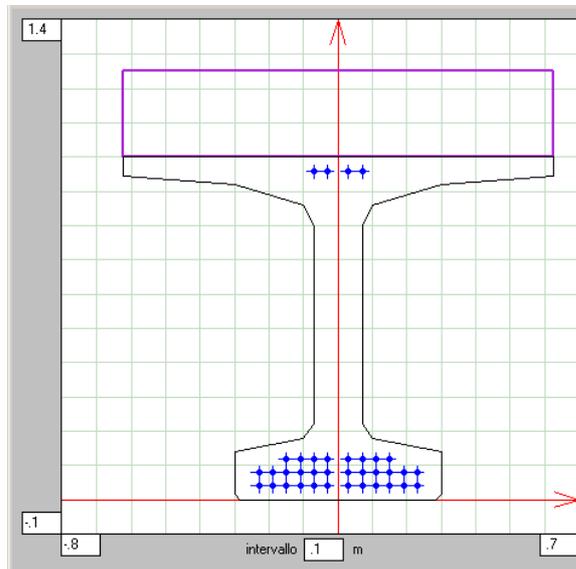
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE RISPETTO ALL'ASSE X Unità di misura: metro

		CALCESTRUZZO	ARMATURE	SEZ. IDEALE n=1 = 5
Altezza	h	1,00		
Area	A	0,314175	0,003348 (1,07%)	0,330915
Ordinata baricentro	Y_g	0,5407	0,17333	0,52212
Distanze baricentro dai lembi	sup. Y_{max} - Y_g	0,4593	0,8267	0,4779
	infer. Y_g - Y_{min}	0,5407	0,1733	0,5221
Momento d'inerzia baricentrico	J_x	0,04454448	0,00026189	0,04799886
Moduli di resistenza	Y_{max} = 1,00	W_s	0,096984	0,100441
	Y = <input type="text"/>	W		
	Y_{min} = 0,00	W_i	0,082383	0,091931
Momenti statici rispetto asse baricentrico	Y = Y_g	S_{xg}	(b = 0,14) (A _{inf} = 0,163752)	0,058950
	Y = <input type="text"/>	S_x		

Stampa... Chiudi Rispetto all'asse Y Assi principali

Nel calcolo delle caratteristiche geometriche della sezione composta si tiene conto della diversità dei moduli elastici fra la trave prefabbricata e la soletta gettata in opera:

$$n = E_{sol} / E_t = 35000 / 36000 = 0.972$$



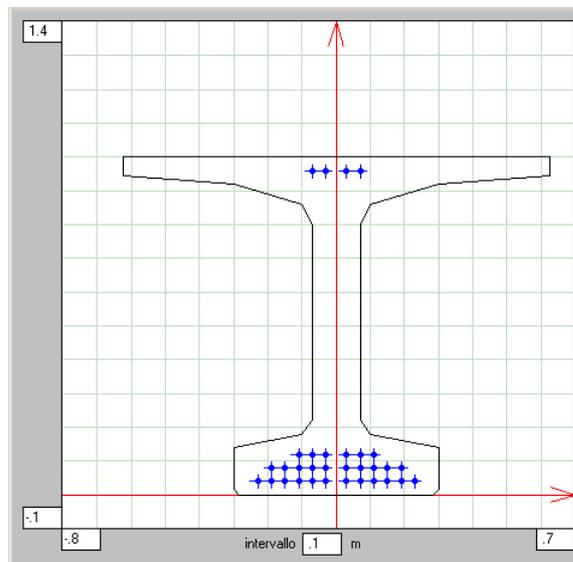
CANALE ACQUE ALTE - NUOVA TR. C.A.P. T100/125 (s. mezzeria 36 trefoli) 3 IP

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE RISPETTO ALL'ASSE X Unità di misura: metro

Sezione completa n'=1,0286

		CALCESTRUZZO	ARMATURE	SEZ. IDEALE n-1 = 5
Altezza	h	1,25		
Area	A	0,617986	0,003348 (0,54%)	0,634726
Ordinata baricentro	Yg	0,82795	0,17333	0,81069
Distanze baricentro dai lembi	sup. Y_{max} - Yg	0,422	1,0767	0,4393
	infer. Yg - Y_{min}	0,828	0,1733	0,8107
Momento d'inerzia baricentrico	Jx	0,09885769	0,00026189	0,10715145
Moduli di resistenza	Y_{max} = 1,25	W_s	0,234233	0,243907
	Y = 1	W	0,574592	0,566002
	Y_{min} = 0,00	W_i	0,119400	0,132174
Momenti statici rispetto asse baricentrico	Y = Yg	S_{xg}	(b = 0,1507) (A _{inf} = 0,204208)	0,112032
	Y = <input type="text"/>	S_x		

4.1.2. Sezione intermedia (32 trefoli)



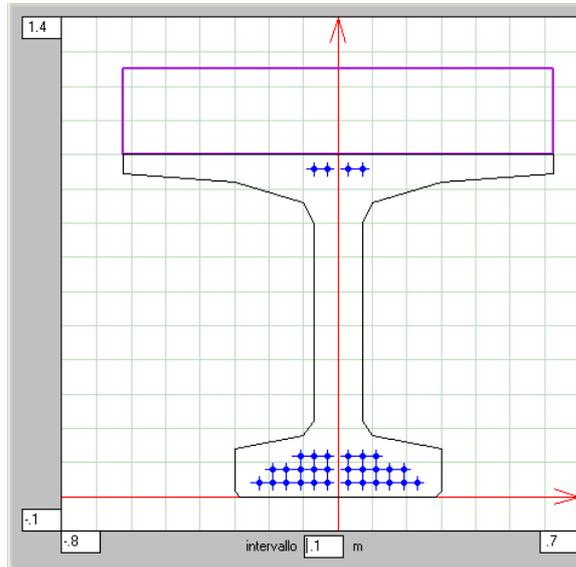
CANALE ACQUE ALTE - NUOVA TR. C.A.P. T100/125 (s. intermedia 32 trefoli) 3 IP

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE RISPETTO ALL'ASSE X Unità di misura: metro

			CALCESTRUZZO	ARMATURE	SEZ. IDEALE n=1 = 5
Altezza	h		1,00		
Area	A		0,314175	0,002976 (0,95%)	0,329055
Ordinata baricentro	Yg		0,5407	0,1825	0,5245
Distanze baricentro dai lembi	sup. Y _{max} - Yg		0,4593	0,8175	0,4755
	infer. Yg - Y _{min}		0,5407	0,1825	0,5245
Momento d'inerzia baricentrico	Jx		0,04454448	0,00025949	0,04766482
Moduli di resistenza	Y _{max} = 1,00	W _s	0,096984		0,100242
	Y = <input type="text"/>	W			
	Y _{min} = 0,00	W _i	0,082383		0,090876
Momenti statici rispetto asse baricentrico	Y = Yg	S _{xg}		(b = 0,14) (A _{inf} = 0,162226)	0,058551
	Y = <input type="text"/>	S _x			

Nel calcolo delle caratteristiche geometriche della sezione composta si tiene conto della diversità dei moduli elastici fra la trave prefabbricata e la soletta gettata in opera:

$$n = E_{sol} / E_t = 35000 / 36000 = 0.972$$



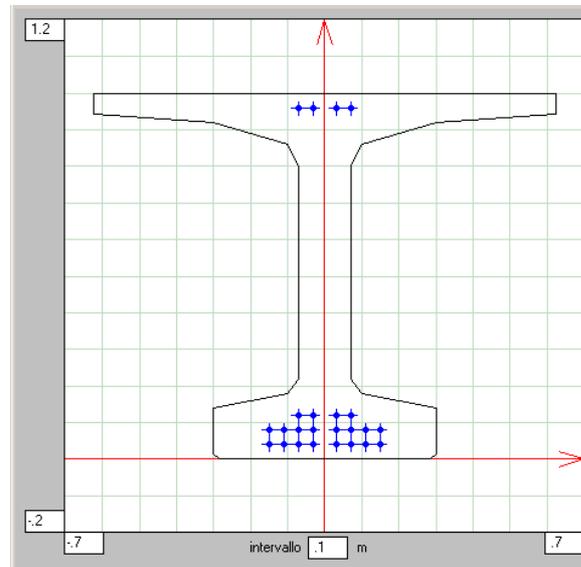
CANALE ACQUE ALTE - NUOVA TR. C.A.P. T100/125 (s. intermedia 32 trefoli) 3 IP

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE RISPETTO ALL'ASSE X Unità di misura: metro

Sezione completa n'=1,0286

		CALCESTRUZZO	ARMATURE	SEZ. IDEALE n-1 = 5
Altezza	h	1,25		
Area	A	0,617986	0,002976 (0,48%)	0,632866
Ordinata baricentro	Yg	0,82795	0,1825	0,81278
Distanze baricentro dai lembi	sup. Y _{max} - Yg	0,422	1,0675	0,4372
	infer. Yg - Y _{min}	0,828	0,1825	0,8128
Momento d'inerzia baricentrico	Jx	0,09885769	0,00025949	0,10620850
Moduli di resistenza	Y _{max} = 1,25	W _s	0,234233	0,242915
	Y = <input type="text" value="1"/>	W	0,574592	0,567280
	Y _{min} = 0,00	W _i	0,119400	0,130674
Momenti statici rispetto asse baricentrico	Y = Yg	S _{xg}		(b = 0,1528) (A _{inf} = 0,202665) 0,111134
	Y = <input type="text"/>	S _x		

4.1.3. Sezione all'appoggio (24 trefoli)



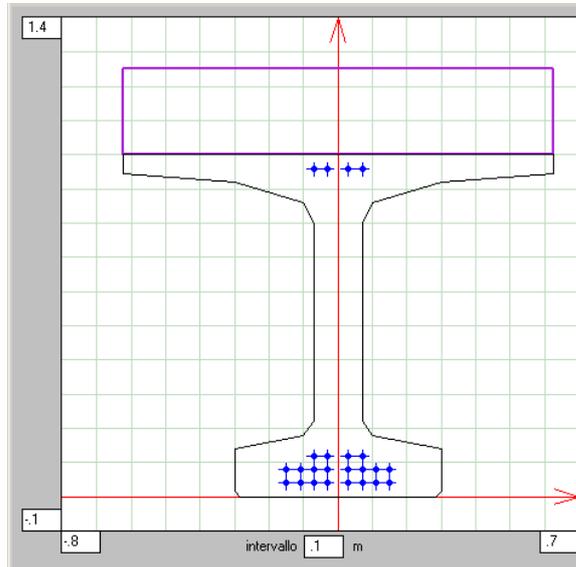
CANALE ACQUE ALTE - NUOVA TR. C.A.P. T100/125 (s.appoggio 24 trefoli) 3 IP

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE RISPETTO ALL'ASSE X Unità di misura: metro

		CALCESTRUZZO	ARMATURE	SEZ. IDEALE n-1 = 5
Altezza	h	1,00		
Area	A	0,314175	0,002232 (0,71%)	0,325335
Ordinata baricentro	Yg	0,5407	0,2200	0,5297
Distanze baricentro dai lembi	sup. Y _{max} - Yg	0,4593	0,78	0,4703
	infer. Yg - Y _{min}	0,5407	0,22	0,5297
Momento d'inerzia baricentrico	Jx	0,04454448	0,00024612	0,04688349
Moduli di resistenza	Y _{max} = 1,00	W _s	0,096984	0,099689
	Y = <input type="text"/>	W		
	Y _{min} = 0,00	W _i	0,082383	0,088509
Momenti statici rispetto asse baricentrico	Y = Yg	S _{xg}	(b = 0,14) (A _{inf} = 0,159233)	0,057686
	Y = <input type="text"/>	S _x		

Nel calcolo delle caratteristiche geometriche della sezione composta si tiene conto della diversità dei moduli elastici fra la trave prefabbricata e la soletta gettata in opera:

$$n = E_{sol} / E_t = 35000 / 36000 = 0.972$$



CANALE ACQUE ALTE - NUOVA TR. C.A.P. T100/125 (s.appoggio 24 trefoli) 3 IP

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE RISPETTO ALL'ASSE X Unità di misura: metro

Sezione completa n'=1,0286

		CALCESTRUZZO	ARMATURE	SEZ. IDEALE n-1 = 5
Altezza	h	1,25		
Area	A	0,617986	0,002232 (0,36%)	0,629146
Ordinata baricentro	Yg	0,82795	0,2200	0,81717
Distanze baricentro dai lembi	sup. Y _{max} - Yg	0,422	1,03	0,4328
	infer. Yg - Y _{min}	0,828	0,22	0,8172
Momento d'inerzia baricentrico	Jx	0,09885769	0,00024612	0,10413989
Moduli di resistenza	Y _{max} = 1,25	W _s	0,234233	0,240601
	Y = <input type="text" value="1"/>	W	0,574592	0,569592
	Y _{min} = 0,00	W _i	0,119400	0,127440
Momenti statici rispetto asse baricentrico	Y = Yg	S _{xg}		(b = 0,1572) (A _{inf} = 0,199626) 0,109246
	Y = <input type="text"/>	S _x		

4.2. Analisi dei carichi

4.2.1. Carichi permanenti

- trave prefabbricata:
sezione corrente $25 \times 0.3142 = 7.86 \text{ kN/m}$
- soletta e traversi:
soletta $25 \times 0.25 \times 1.25 = 7.81 \text{ kN/m}$
- finiture:
 - pavimentazione $22 \times 0.20 \times 1.25 = 5.50 \text{ kN/m}$
 - cordoli $25 \times 0.55 \times 0.30 \times 2/10 = 0.83 \text{ kN/m}$
 - sicurvia $1.00 \times 2/10 = 0.20 \text{ kN/m}$
 - totale finiture = 6.53 kN/m

4.2.2. Carichi mobili

Si adottano i carichi del D.M. del 14 gennaio 2008.

Per una luce di calcolo di 19.09 m si ottengono le seguenti sollecitazioni massime dovute alle corsie convenzionali di carico $Q_{ik} + q_{ik}$:

SOLLECITAZIONI MASSIME PER CORSIE CONVENZIONALI				
CORSIA NR.	CARICO	M_{mez} (kNm)	V_{app} (kN)	V_{mez} (kN)
1	$Q_{1k} + q_{1k}$	3913.44	838.86	345.57
2	$Q_{2k} + q_{2k}$	2130.65	459.02	205.32
3	$Q_{3k} + q_{3k}$	1236.15	265.30	111.61

N.B. I carichi mobili includono già gli effetti dinamici.

Ripartizione trasversale

La ripartizione trasversale dei carichi mobili viene eseguita utilizzando il metodo di Massonet.

- travi: momento d'inerzia flessionale $J_f = 0.10715145 \text{ m}^4$
momento d'inerzia torsionale $J_t = 0.00396 \text{ m}^4$
- traversi: momento d'inerzia flessionale $J'_f = 0.972 \times 0.00130 = 0.001266 \text{ m}^4/\text{m}$
momento d'inerzia torsionale $J'_t = 0.972 \times 0.00219 = 0.002129 \text{ m}^4/\text{m}$

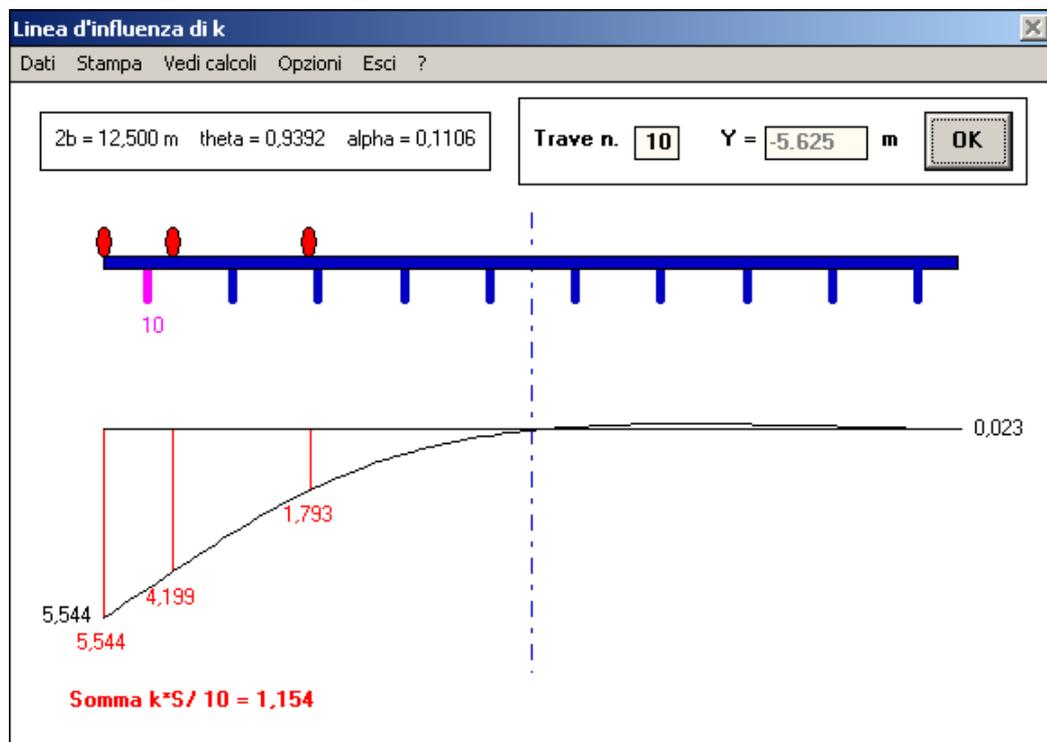
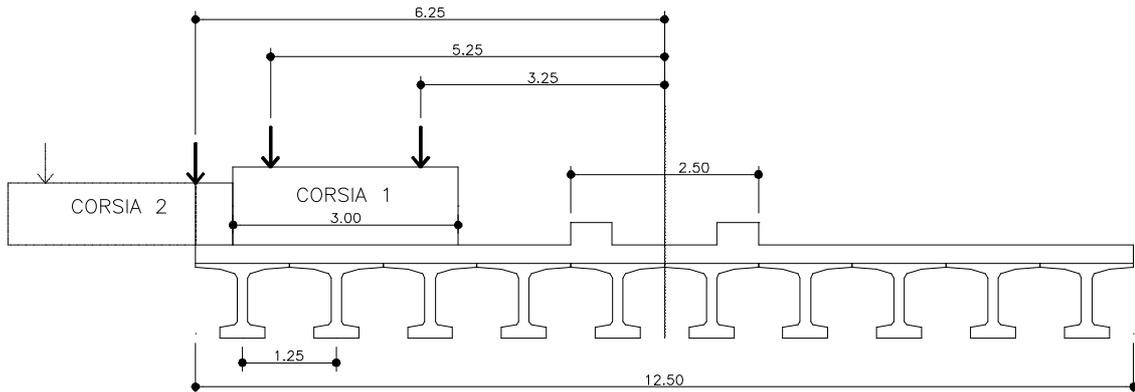
Parametri della piastra ortotropa equivalente:

- dimensioni: $2b = 12.50 \text{ m}$ $b_o = 1.25 \text{ m}$ (interasse travi)
 $2a = 19.09 \text{ m}$ $l_o = 1.00 \text{ m}$ (interasse traversi)
- rigidità flessionali: $\rho_p = J_f / b_o = 0.085721 \text{ m}^3$ $\rho_E = J'_f / l_o = 0.001266 \text{ m}^3$

- rigidità torsionali: $\gamma_p = G/E J_t / b_o = 0.001378 \text{ m}^3$ $\gamma_E = G/E J'_t / I_o = 0.000926 \text{ m}^3$

- parametri adimensionali: $\vartheta = \frac{b}{2a} \sqrt[4]{\frac{\rho_p}{\rho_E}} = 0.93916$ $\alpha = \frac{1(\gamma_p + \gamma_E)}{2\sqrt{\rho_p \cdot \rho_E}} = 0.11059$

Si riportano i risultati dell'analisi relativi alla configurazione di carico che causa le sollecitazioni più gravose; in particolare i coefficienti di ripartizione si riferiscono alla trave di bordo.



½ corsia 2	e = 6.25 m	k = 5.544
½ corsia 1	5.250 m	4.199
½ corsia 1	3.250 m	1.793

Sollecitazioni massime sulla trave di bordo:

- momento flettente in mezzeria:

$$[2130.65/2 \times 5.544 + 3913.44/2 \times (4.199 + 1.793)]/10 = 1763.1 \text{ kNm}$$

- taglio all'appoggio:

$$[459.02/2 \times 5.544 + 838.86/2 \times (4.199 + 1.793)]/10 = 378.6 \text{ kN}$$

- taglio in mezzeria:

$$[205.32/2 \times 5.544 + 345.57/2 \times (4.199 + 1.793)]/10 = 160.5 \text{ kN}$$

4.3. Sollecitazioni

Nelle Tabelle seguenti sono riportate le sollecitazioni lungo la trave dovute ai carichi permanenti nelle sezioni definite all'inizio del capitolo.

MOMENTO FLETTENTE (kNm)						
Distanza dalla mezzeria (m)	9,545	7,85	7,09	4,85	4,09	0,00
trave prefabbricata	0,0	115,8	160,4	265,4	292,1	357,8
soletta	0,0	115,2	159,5	264,0	290,5	355,9
finiture	0,0	96,2	133,2	220,5	242,7	297,2
totale permanenti	0,0	327,2	453,2	749,9	825,3	1011,0
carichi mobili	0,0	583,3	807,0	1329,7	1460,7	1763,1
carichi mobili per taglio max	0,0	570,0	780,3	1245,2	1352,7	1531,5

TAGLIO (kN)						
Distanza dalla mezzeria (m)	9,545	7,85	7,09	4,85	4,09	0,00
trave prefabbricata	75,0	61,7	55,7	38,1	32,1	0,0
soletta	74,6	61,3	55,4	37,9	32,0	0,0
finiture	62,2	51,2	46,2	31,6	26,7	0,0
totale permanenti	211,8	174,2	157,3	107,6	90,8	0,0
carichi mobili	378,6	336,3	317,8	265,2	248,0	160,5

4.4. Tensione di calcolo nell'acciaio preteso

Si impiegano per ogni trave 36 trefoli da 0.5" stabilizzati, pretesi alla tensione iniziale di 1400 N/mm². Considerando la frazione di caduta per rilassamento prima del taglio, pari circa all'1.5% della tensione iniziale, la tensione nell'acciaio al momento del taglio è di 1380 N/mm².

Di seguito si riporta il calcolo delle cadute di tensione nell'acciaio nella sezione di mezzeria.

Caratteristiche dell'acciaio:	$f_{ptk} = 1860$	N/mm ²		
	$f_p(1)k = 1670$	N/mm ²		
	$E_s = 196000$	N/mm ²		
	$A_{ap} = 33,48$	cm ²		
	$y_{ap} = 17,33$	cm		
Tensioni iniziali:	al tiro	$\sigma_{spi} = 1400$	N/mm ²	< 1488 = 0.8 f _{ptk}
	al taglio	1380	N/mm ²	
Perdita per accorciamento el. del cls =	139,8	N/mm ²		
Tensione iniziale dopo il taglio =	1240,2	N/mm ²		
<u>CADUTE DI TENSIONE</u>				
ritiro del cls =	49,0	N/mm ²	($\varepsilon_{rit} = 0,00025$)	
fluage del cls =	194,5	N/mm ²	($\varphi = 2,00$)	
			$E_s / E_c = 5,44$	
			$\sigma_{c,ap} = 17,86$	N/mm ² (1)
rilassamento dell'acc. =	37,0	N/mm ²	($\Delta\sigma_{r0} = 20,0$)	N/mm ²
			$\Delta\sigma_{r\infty} / \sigma_{spi} = 0,05$	con $\sigma_{spi} / f_{ptk} = 0,75$
			$\Delta\sigma_{r\infty} = 69,0$	N/mm ²
			$\Delta^1\sigma_{r\infty} = 27,4$	N/mm ²)
TOTALE CADUTE =	280,5	N/mm ²		
Tensione finale di calcolo:	$\sigma_{spf} = 959,8$	N/mm ²		
Totale cadute/Tensione al taglio =	20,3%			
Caduta per deformazione elastica =	73,5	N/mm ²	($\sigma_{c,ap} = 13,51$)	N/mm ² (2)
Tensione di esercizio:	$\sigma_{spe} = 1026,0$	N/mm ²	< 1336	= 0.8 f _{p(1)k}

(1) tensione nel calcestruzzo (precompressione + peso proprio + % cadute) nel baricentro dell'a.p.

(2) tensione nel calcestruzzo (in esercizio, a ponte scarico) nel baricentro dell'a.p.

Nella tabella seguente si riportano le tensioni iniziali e finali nell'acciaio preteso nelle sezioni definite al paragrafo precedente. Si precisa che le cadute sono state calcolate in maniera analoga a quanto fatto per la sezione di mezzeria.

TENSIONI NELL'ACCIAIO PRETESO (N/mm²)						
Distanza dalla mezzeria (m)	9,545	7,85	7,09	4,85	4,09	0,00
tensione iniziale al taglio	1380	1380	1380	1380	1380	1380
perdita per accorciamento elastico del cls	85,9	85,9	122,8	122,8	139,8	139,8
tensione iniziale dopo il taglio	1294,1	1294,1	1257,2	1257,2	1240,2	1240,2
cadute per ritiro, fluage e rilassamento	229,2	221,7	271,0	264,0	284,8	280,5
tensione finale di calcolo	1064,9	1072,4	986,2	993,2	955,4	959,7
cadute per deformazione elastica	71,6	60,7	81,9	71,6	80,1	73,5
tensione di esercizio	1079,2	1097,6	1027,1	1044,4	1015,1	1026,0

4.5. Verifica a flessione

4.5.1. Verifica delle tensioni

Si esegue la verifica a flessione della trave di bordo assumendo le caratteristiche geometriche riportate nei Paragrafi precedenti.

Le tensioni di compressione e di trazione nel conglomerato all'atto della precompressione non devono superare i valori:

$$\sigma_c \leq 0.70 f_{ckj} = 0.70 \times 0.83 \times 45 = 26.1 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{ct} \leq 0.05 f_{ckj} = 0.05 \times 0.83 \times 45 = 1.87 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{senza armatura sussidiaria})$$

Le massime tensioni di compressione e di trazione nel conglomerato nelle condizioni di esercizio, a cadute avvenute, devono rispettare le seguenti limitazioni per combinazioni di carico rare:

$$\sigma_c \leq 0.60 f_{ck} = 0.60 \times 0.83 \times 55 = 27.4 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{ct} \leq 0.07 f_{ck} = 0.07 \times 0.83 \times 55 = 3.20 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{con armatura sussidiaria})$$

$$\sigma_{ct} \leq 0.03 f_{ck} = 0.03 \times 0.83 \times 55 = 1.37 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{senza armatura sussidiaria})$$

$$\sigma_{c \text{ sol}} \leq 0.60 \times 0.83 \times 45 = 22.4 \text{ N/mm}^2$$

L'armatura sussidiaria necessaria per assorbire la trazione al lembo inferiore viene calcolata con la relazione:

$$A_s = A_t \sigma_G / \sigma_{s,adm}$$

con: A_t = area della zona tesa

σ_G = tensione nel baricentro della zona tesa

$\sigma_{s,adm}$ = tensione di calcolo per l'armatura sussidiaria (=175 N/mm²)

Nota: Per il calcolo delle tensioni limite di trazione nel conglomerato e dell'armatura sussidiaria necessaria per assorbire la trazione al lembo inferiore, si fa riferimento al D.M. del 9 gennaio 1996, dal momento che nel D.M. del 14 gennaio 2008 non viene riportato nulla al riguardo.

4.5.1.1. Sezione di mezzeria

Nella tabella seguente vengono riportate le sollecitazioni e le tensioni nella sezione di mezzeria.

	N	A	M	W _s	W _i	W _{s sol}	σ _{c sup}	σ _{c inf}	σ _{sol sup}
	(kN)	(m ²)	(kNm)	(m ³)	(m ³)	(m ³)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
precompressione	4152,2	0,3309	-1448,2	0,1004	0,0919		-1,87	28,30	
trave prefabbricata			357,8	0,1004	0,0919		3,56	-3,89	
AL TAGLIO			357,8				1,69	24,41	
cadute	-939,1	0,3309	327,5	0,1004	0,0919		0,42	-6,40	
soletta			355,9	0,1004	0,0919		3,54	-3,87	
finiture			297,2	0,5660	0,1322	0,2439	0,53	-2,25	1,22
PONTE SCARICO			1011,0				6,18	11,89	1,22
carichi mobili (D.M. 14/02/08)			1763,1	0,5660	0,1322	0,2439	3,11	-13,34	7,23
PONTE CARICO			2774,0				9,30	-1,45	8,45

Tensioni iniziali:

$$\sigma_{c \text{ inf}} = 24.41 \text{ N/mm}^2 < 26.1 \text{ N/mm}^2$$

Tensioni di esercizio:

$$\sigma_{c \text{ inf}} = 11.89 \text{ N/mm}^2 < 27.4 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_{c \text{ inf}} = -1.45 \text{ N/mm}^2 > -3.20 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{\text{sol sup}} = 8.45 \text{ N/mm}^2 < 22.4 \text{ N/mm}^2$$

Armatura sussidiaria:

$$A_s = 3.36 \text{ cm}^2 < 4\phi 12 = 4.52 \text{ cm}^2 \quad (A_t = 60 \times 13.5 = 810 \text{ cm}^2, \sigma_G = -0.73 \text{ N/mm}^2)$$

4.5.1.2. Sezione a 4.09 metri dalla mezzeria

Nella tabella seguente vengono riportate le sollecitazioni e le tensioni nella sezione a 4.09 metri dalla mezzeria.

	N	A	M	W _s	W _i	W _{s sol}	σ _{c sup}	σ _{c inf}	σ _{sol sup}
	(kN)	(m ²)	(kNm)	(m ³)	(m ³)	(m ³)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
precompressione	4152,2	0,3309	-1448,2	0,1004	0,0919		-1,87	28,30	
trave prefabbricata			292,1	0,1004	0,0919		2,91	-3,18	
AL TAGLIO			292,1				1,04	25,12	
cadute	-953,5	0,3309	332,6	0,1004	0,0919		0,43	-6,50	
soletta			290,5	0,1004	0,0919		2,89	-3,16	
finiture			242,7	0,5660	0,1322	0,2439	0,43	-1,84	0,99
PONTE SCARICO			825,3				4,79	13,63	0,99
carichi mobili (D.M. 14/02/08)			1460,7	0,5660	0,1322	0,2439	2,58	-11,05	5,99
PONTE CARICO			2286,0				7,37	2,58	6,98

Tensioni iniziali:

$$\sigma_{c \text{ inf}} = 25.12 \text{ N/mm}^2 < 26.1 \text{ N/mm}^2$$

Tensioni di esercizio:

$$\sigma_{c \text{ inf}} = 13.63 \text{ N/mm}^2 < 27.4 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{\text{sol sup}} = 6.98 \text{ N/mm}^2 < 22.4 \text{ N/mm}^2$$

4.5.1.3. Sezione a 4.85 metri dalla mezzeria

Nella tabella seguente vengono riportate le sollecitazioni e le tensioni nella sezione a 4.85 metri dalla mezzeria.

	N	A	M	W _s	W _i	W _{s sol}	σ _{c sup}	σ _{c inf}	σ _{sol sup}
	(kN)	(m ²)	(kNm)	(m ³)	(m ³)	(m ³)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
precompressione	3741,4	0,3291	-1279,6	0,1002	0,0909		-1,39	25,45	
trave prefabbricata			265,4	0,1002	0,0909		2,65	-2,92	
AL TAGLIO			265,4				1,25	22,53	
cadute	-785,7	0,3291	268,7	0,1002	0,0909		0,29	-5,34	
soletta			264,0	0,1002	0,0909		2,63	-2,91	
finiture			220,5	0,5673	0,1307	0,2429	0,39	-1,69	0,91
PONTE SCARICO			749,9				4,57	12,59	0,91
carichi mobili (D.M. 14/02/08)			1329,7	0,5673	0,1307	0,2429	2,34	-10,18	5,47
PONTE CARICO			2079,6				6,91	2,42	6,38

Tensioni iniziali:

$$\sigma_{c \text{ inf}} = 22.53 \text{ N/mm}^2 < 26.1 \text{ N/mm}^2$$

Tensioni di esercizio:

$$\sigma_{c \text{ sup}} = 12.59 \text{ N/mm}^2 < 27.4 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{\text{sol sup}} = 6.38 \text{ N/mm}^2 < 22.4 \text{ N/mm}^2$$

4.5.1.4. Sezione a 7.09 metri dalla mezzeria

Nella tabella seguente vengono riportate le sollecitazioni e le tensioni nella sezione a 7.09 metri dalla mezzeria.

	N	A	M	W _s	W _i	W _{s sol}	σ _{c sup}	σ _{c inf}	σ _{sol sup}
	(kN)	(m ²)	(kNm)	(m ³)	(m ³)	(m ³)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
precompressione	3741,4	0,3291	-1279,6	0,1002	0,0909		-1,39	25,45	
trave prefabbricata			160,4	0,1002	0,0909		1,60	-1,76	
AL TAGLIO			160,4				0,21	23,69	
cadute	-806,5	0,3291	275,8	0,1002	0,0909		0,30	-5,49	
soletta			159,5	0,1002	0,0909		1,59	-1,76	
finiture			133,2	0,5673	0,1307	0,2429	0,23	-1,02	0,55
PONTE SCARICO			453,2				2,33	15,42	0,55
carichi mobili (D.M. 14/02/08)			807,0	0,5673	0,1307	0,2429	1,42	-6,18	3,32
PONTE CARICO			1260,1				3,75	9,25	3,87

Tensioni iniziali:

$$\sigma_{c \text{ inf}} = 23.69 \text{ N/mm}^2 < 26.1 \text{ N/mm}^2$$

Tensioni di esercizio:

$$\sigma_{c \text{ inf}} = 15.42 \text{ N/mm}^2 < 27.4 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{\text{sol sup}} = 3.87 \text{ N/mm}^2 < 22.4 \text{ N/mm}^2$$

4.5.1.5. Sezione a 7.85 metri dalla mezzeria

Nella tabella seguente vengono riportate le sollecitazioni e le tensioni nella sezione a 7.85 metri dalla mezzeria.

	N	A	M	W _s	W _i	W _{s sol}	σ _{c sup}	σ _{c inf}	σ _{sol sup}
	(kN)	(m ²)	(kNm)	(m ³)	(m ³)	(m ³)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
precompressione	2888,4	0,3253	-894,5	0,0997	0,0885		-0,10	18,99	
trave prefabbricata			115,8	0,0997	0,0885		1,16	-1,31	
AL TAGLIO			115,8				1,07	17,68	
cadute	-494,8	0,3253	153,3	0,0997	0,0885		0,02	-3,25	
soletta			115,2	0,0997	0,0885		1,16	-1,30	
finiture			96,2	0,5696	0,1274	0,2406	0,17	-0,75	0,40
PONTE SCARICO			327,2				2,41	12,37	0,40
carichi mobili (D.M. 14/02/08)			583,3	0,5696	0,1274	0,2406	1,02	-4,58	2,42
PONTE CARICO			910,5				3,43	7,79	2,82

Tensioni iniziali:

$$\sigma_{c \text{ inf}} = 17.68 \text{ N/mm}^2 < 26.1 \text{ N/mm}^2$$

Tensioni di esercizio:

$$\sigma_{c \text{ inf}} = 12.37 \text{ N/mm}^2 < 27.4 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{\text{sol sup}} = 2.82 \text{ N/mm}^2 < 22.4 \text{ N/mm}^2$$

4.5.1.6. Sezione all'appoggio

Nella tabella seguente vengono riportate le sollecitazioni e le tensioni nella sezione all'appoggio.

	N	A	M	W _s	W _i	W _{s sol}	σ _{c sup}	σ _{c inf}	σ _{sol sup}
	(kN)	(m ²)	(kNm)	(m ³)	(m ³)	(m ³)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
precompressione	2888,4	0,3253	-894,5	0,0997	0,0885		-0,10	18,99	
trave prefabbricata			0,0	0,0997	0,0885		0,00	0,00	
AL TAGLIO			0,0				-0,10	18,99	
cadute	-511,6	0,3253	158,4	0,0997	0,0885		0,02	-3,36	
soletta			0,0	0,0997	0,0885		0,00	0,00	
finiture			0,0	0,5696	0,1274	0,2406	0,00	0,00	0,00
PONTE SCARICO			0,0				-0,08	15,62	0,00
carichi mobili (D.M. 14/02/08)			0,0	0,5696	0,1274	0,2406	0,00	0,00	0,00
PONTE CARICO			0,0				-0,08	15,62	0,00

Tensioni iniziali:

$$\sigma_{c \text{ sup}} = -0.10 \text{ N/mm}^2 > -1.87 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{c \text{ inf}} = 18.99 \text{ N/mm}^2 < 26.1 \text{ N/mm}^2$$

Tensioni di esercizio:

$$\sigma_{c \text{ sup}} = -0.08 \text{ N/mm}^2 > -1.37 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{c \text{ inf}} = 15.62 \text{ N/mm}^2 < 27.4 \text{ N/mm}^2$$

4.5.2. Verifica a rottura

Si esegue la verifica allo stato limite ultimo della trave di bordo con:

$$f_{cd} = 0.85 f_{ck} / 1.5 = 21.2 \text{ N/mm}^2 \quad \text{resistenza di calcolo a compress. del cls} \\ \text{(prudenzialmente si assume } R_{ck}=45 \text{ N/mm}^2\text{)}$$

$$f_{ptk} = 1860 \text{ N/mm}^2 \quad \text{tensione caratteristica di rottura dell'acciaio di precompressione} \\ E_s = 196000 \text{ N/mm}^2 \quad \text{modulo di elasticità dell'acciaio} \\ \gamma_s = 1.15 \quad \text{coefficiente di sicurezza dell'acciaio}$$

4.5.2.1. Sezione di mezzeria

Momento flettente massimo sulla trave:

$$M_{perm.} = 713.7 \text{ kNm} \\ M_{perm., non str.} = 297.2 \text{ kNm} \\ M_{c.m.} = 1763.1 \text{ kNm}$$

Il momento sollecitante di calcolo allo stato limite ultimo vale:

$$M_{Sdu} = 1.35 \times 713.7 + 1.5 \times 297.2 + 1.35 \times 1763.1 = 3789.5 \text{ kNm}$$

Eseguendo la verifica allo stato limite ultimo della sezione di mezzeria con:

- calcestruzzo

larghezza soletta collaborante $b = 1.25 \text{ m}$, altezza totale $h = 1.25 \text{ m}$

- armatura di precompressione

$$A_s = 12 \text{ tref. da } 1/2'' = 11.16 \text{ cm}^2 \quad \text{a } 1.21 \text{ m dal bordo superiore} \\ A_s = 12 \text{ tref. da } 1/2'' = 11.16 \text{ cm}^2 \quad \text{a } 1.17 \text{ m dal bordo superiore} \\ A_s = 8 \text{ tref. da } 1/2'' = 7.44 \text{ cm}^2 \quad \text{a } 1.13 \text{ m dal bordo superiore} \\ A_s = 4 \text{ tref. da } 1/2'' = 3.72 \text{ cm}^2 \quad \text{a } 0.29 \text{ m dal bordo superiore}$$

$$\sigma_{spf} = 960 \text{ N/mm}^2 \quad \text{(tensione di tiro finale)}$$

risulta un momento ultimo resistente:

$$M_{Rdu} = 4754.6 \text{ kNm} > M_{Sdu} = 3789.5 \text{ kNm}$$

4.5.2.2. Sezione a 4.85 metri dalla mezzeria

Momento flettente massimo sulla trave:

$$M_{perm.} = 529.4 \text{ kNm} \\ M_{perm., non str.} = 220.5 \text{ kNm} \\ M_{c.m.} = 1329.7 \text{ kNm}$$

Il momento sollecitante di calcolo allo stato limite ultimo vale:

$$M_{Sdu} = 1.35 \times 529.4 + 1.5 \times 220.5 + 1.35 \times 1329.7 = 2840.5 \text{ kNm}$$

Eseguendo la verifica allo stato limite ultimo della sezione di mezzeria con:

- calcestruzzo

larghezza soletta collaborante $b = 1.25 \text{ m}$, altezza totale $h = 1.25 \text{ m}$

- armatura di precompressione

$A_s = 12$ tref. da $1/2'' = 11.16 \text{ cm}^2$ a 1.21 m dal bordo superiore

$A_s = 10$ tref. da $1/2'' = 9.30 \text{ cm}^2$ a 1.17 m dal bordo superiore

$A_s = 6$ tref. da $1/2'' = 5.58 \text{ cm}^2$ a 1.13 m dal bordo superiore

$A_s = 4$ tref. da $1/2'' = 3.72 \text{ cm}^2$ a 0.29 m dal bordo superiore

$$\sigma_{spf} = 993 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{tensione di tiro finale})$$

risulta un momento ultimo resistente:

$$M_{Rdu} = 4225.3 \text{ kNm} > M_{Sdu} = 2840.5 \text{ kNm}$$

4.5.2.3. Sezione a 7.85 metri dalla mezzeria

Momento flettente massimo sulla trave:

$$M_{perm.} = 231.0 \text{ kNm}$$

$$M_{perm, non str.} = 96.2 \text{ kNm}$$

$$M_{c.m.} = 583.3 \text{ kNm}$$

Il momento sollecitante di calcolo allo stato limite ultimo vale:

$$M_{Sdu} = 1.35 \times 231.0 + 1.5 \times 96.2 + 1.35 \times 583.3 = 1243.6 \text{ kNm}$$

Eseguendo la verifica allo stato limite ultimo della sezione di mezzeria con:

- calcestruzzo

larghezza soletta collaborante $b = 1.25 \text{ m}$, altezza totale $h = 1.25 \text{ m}$

- armatura di precompressione

$A_s = 8$ tref. da $1/2'' = 7.44 \text{ cm}^2$ a 1.21 m dal bordo superiore

$A_s = 8$ tref. da $1/2'' = 7.44 \text{ cm}^2$ a 1.17 m dal bordo superiore

$A_s = 4$ tref. da $1/2'' = 3.72 \text{ cm}^2$ a 1.13 m dal bordo superiore

$A_s = 4$ tref. da $1/2'' = 3.72 \text{ cm}^2$ a 0.29 m dal bordo superiore

$$\sigma_{spf} = 1072 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{tensione di tiro finale})$$

risulta un momento ultimo resistente:

$$M_{Rdu} = 3104.6 \text{ kNm} > M_{Sdu} = 1243.6 \text{ kNm}$$

4.6. Verifica a taglio

4.6.1. Verifica allo stato limite ultimo

Si esegue la verifica allo stato limite ultimo della trave di bordo con:

$$f_{cd} = 0.85 f_{ck} / 1.5 = 0.85 \times 0.83 \times 55 / 1.5 = 25.9 \text{ N/mm}^2 \text{ resistenza di calcolo a compress. del cls}$$

$$f'_{cd} = 0.5 f_{cd} = 12.9 \text{ N/mm}^2 \text{ resistenza a compressione ridotta del cls d'anima}$$

$$f_{yd} = f_{yk} / 1.15 = 450 / 1.15 = 391 \text{ N/mm}^2 \text{ tensione di calcolo per acciaio B450C}$$

4.6.1.1. Sezione all'appoggio

Il taglio sollecitante di calcolo allo stato limite ultimo vale:

$$V_{Sd} = 1.35 \times 149.6 + 1.5 \times 62.3 + 1.35 \times 378.6 = 806.4 \text{ kN}$$

Si esegue la verifica allo stato limite ultimo della sezione con armature trasversali resistenti al taglio.

$b_w =$	14	cm	larghezza minima della sezione	
$d =$	103	cm	altezza utile della sezione	
$\theta =$	45	°	inclinazione dei puntoni di calcestruzzo	
$A_{sw} =$	2,26	cm ²	area dell'armatura trasversale	= 2 Ø 12
$s =$	10	cm	interasse tra due armature trasversali consecutive	
$\alpha =$	90	°	angolo di inclinazione dell'armatura trasversale	
$\sigma_{cp} =$	7,31	N/mm ²	tensione media di compressione nella sezione	
$\sigma_{cp}/f_{cd} =$	0,28			
$\alpha_c =$	1,25			

Resistenza di calcolo del calcestruzzo d'anima:

$$V_{Rcd} = 1049 \text{ kN} = 0,9 d b_w \alpha_c f_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

Resistenza di calcolo dell'armatura trasversale:

$$V_{Rsd} = 820 \text{ kN} = 0,9 d A_{sw}/s f_{yd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \sin\alpha$$

Verifica:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd}) = 820 \text{ kN} > 806 \text{ kN} = V_{Sd}$$

4.6.1.2. Sezione a 4.30 metri dall'appoggio

Il taglio sollecitante di calcolo allo stato limite ultimo vale:

$$V_{Sd} = 1.35 \times 82.2 + 1.5 \times 34.2 + 1.35 \times 274.5 = 532.8 \text{ kN}$$

Si esegue la verifica allo stato limite ultimo della sezione con armature trasversali resistenti al taglio (assumendo come tensione media di compressione quella presente sulla sezione 3).

$b_w =$	14	cm	larghezza minima della sezione
$d =$	107	cm	altezza utile della sezione
$\theta =$	45	°	inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
$A_{sw} =$	2,26	cm ²	area dell'armatura trasversale = 2 Ø 12
$s =$	15	cm	interasse tra due armature trasversali consecutive
$\alpha =$	90	°	angolo di inclinazione dell'armatura trasversale
$\sigma_{cp} =$	8,98	N/mm ²	tensione media di compressione nella sezione
$\sigma_{cp}/f_{cd} =$	0,35		
$\alpha_c =$	1,25		

Resistenza di calcolo del calcestruzzo d'anima:

$$V_{Rcd} = 1090 \text{ kN} = 0,9 d b_w \alpha_c f_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

Resistenza di calcolo dell'armatura trasversale:

$$V_{Rsd} = 568 \text{ kN} = 0,9 d A_{sw}/s f_{yd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \sin\alpha$$

Verifica:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd}) = 568 \text{ kN} > 533 \text{ kN} = V_{Sd}$$

4.6.1.3. Sezione a 6.550 metri dall'appoggio

Il taglio sollecitante di calcolo allo stato limite ultimo vale:

$$V_{Sd} = 1.35 \times 46.9 + 1.5 \times 19.5 + 1.35 \times 224.5 = 395.8 \text{ kN}$$

Si esegue la verifica allo stato limite ultimo della sezione con armature trasversali resistenti al taglio (assumendo come tensione media di compressione quella presente sulla sezione 1).

$b_w =$	14	cm	larghezza minima della sezione	
$d =$	108	cm	altezza utile della sezione	
$\theta =$	45	°	inclinazione dei puntoni di calcestruzzo	
$A_{sw} =$	2,26	cm ²	area dell'armatura trasversale	= 2 Ø 12
$s =$	20	cm	interasse tra due armature trasversali consecutive	
$\alpha =$	90	°	angolo di inclinazione dell'armatura trasversale	
$\sigma_{cp} =$	9,17	N/mm ²	tensione media di compressione nella sezione	
$\sigma_{cp}/f_{cd} =$	0,35			
$\alpha_c =$	1,25			

Resistenza di calcolo del calcestruzzo d'anima:

$$V_{Rcd} = 1100 \text{ kN} = 0,9 d b_w \alpha_c f_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

Resistenza di calcolo dell'armatura trasversale:

$$V_{Rsd} = 430 \text{ kN} = 0,9 d A_{sw}/s f_{yd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \sin\alpha$$

Verifica:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd}) = 430 \text{ kN} > 396 \text{ kN} = V_{Sd}$$

4.7. Stato limite di deformazione

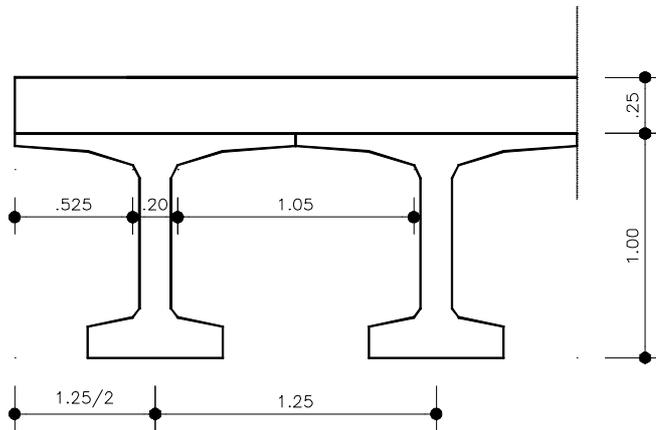
Nella tabella seguente si riportano i valori massimi della freccia in mezzeria e della rotazione all'appoggio per la trave più sollecitata, assumendo le caratteristiche geometriche riportate nei Paragrafi precedenti. Si considerano le combinazioni di carico per le verifiche agli SLE.

Luce di calcolo: $L = 19.09 \text{ m}$
 Modulo elastico del cls: $E = 36000 \text{ N/mm}^2$

CARICO	FRECCIA (mm)	ROTAZIONE (mrad)
<i>precompressione finale</i>	-32,47	-6,18
<i>trave prefabbricata</i>	7,87	1,32
<i>soletta</i>	7,84	1,31
<i>finiture</i>	2,93	0,491
totale permanenti	-13,83	-3,06
<i>corsia 1</i>	33,82	5,65
<i>corsia 2</i>	17,85	2,98
<i>corsia 3</i>	10,60	1,77
totale carichi mobili (*)	15,08	2,52
Totale	1,26	-0,54

(*) Il totale è ottenuto considerando la distribuzione trasversale di Massonet (vedi paragrafo 4.2.2).

4.8. Verifica della soletta



Luce di calcolo campata	$L = 1.25 - 0.20 = 1.05 \text{ m}$
Luce di calcolo sbalzo	$L = 1.05/2 = 0.525 \text{ m}$
Spessore soletta	$s_s = 0.25 \text{ m}$
Spessore pavimentazione	$s_p = 0.15 \text{ m}$

Carichi permanenti

peso proprio soletta	$25 \times 0.25 = 6.25 \text{ kN/m}^2$
pavimentazione	$22 \times 0.15 = 3.30 \text{ kN/m}^2$
totale	$= 9.55 \text{ kN/m}^2$

Carichi mobili

Si adottano i carichi del D.M. del 14 gennaio 2008, assumendo prudenzialmente per la ripartizione del carico lo spessore della pavimentazione pari a 10 cm.

- 1 ruota da 150 kN del carico Q1k (schema di carico 1):

$$A = B = 0.40 + 2 \times 0.10 + 0.25 = 0.85 \text{ m}$$

$$Q = 150 / (0.85 \times 0.85) = 207.6 \text{ kN/m}^2$$

- 1 ruota da 200 kN del carico Qak (schema di carico 2):

$$A = 0.60 + 2 \times 0.10 + 0.25 = 1.05 \text{ m}$$

$$B = 0.35 + 2 \times 0.10 + 0.25 = 0.80 \text{ m}$$

$$Q = 200 / (1.05 \times 0.80) = 238.1 \text{ kN/m}^2$$

Nei paragrafi seguenti si esegue la verifica della soletta con:

$$f_{ck} = 0.83 \times 45 = 37.4 \text{ N/mm}^2 \text{ resistenza caratteristica a compressione del cls (} R_{ck} = 45 \text{ N/mm}^2 \text{)}$$

$$f_{cd} = 0.85 f_{ck} / 1.5 = 21.2 \text{ N/mm}^2 \text{ resistenza di calcolo a compressione del cls}$$

$$f_{yd} = f_{yk} / 1.15 = 391 \text{ N/mm}^2 \text{ tensione di calcolo per acciaio B450C (} f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2 \text{)}$$

4.8.1. *Campata*

Si risolve la soletta come una piastra di lunghezza infinita, incastrata ai bordi per il calcolo dei momenti negativi e semi-incastrata per i momenti positivi.

Carichi permanenti

$$M_{\text{perm}}^+ = M_{\text{perm}}^- = 9.55 \times 1.05^2 / 12 = 0.88 \text{ kNm/m}$$

$$V_{\text{perm}} = 9.55 \times 1.05 / 2 = 5.01 \text{ kN/m}$$

Carichi mobili

$$M_{\text{cm}}^+ = M_{\text{cm}}^- = 238.1 \times 1.05^2 / 12 = 21.88 \text{ kNm/m}$$

$$V_{\text{cm}} = 238.1 \times 1.05 / 2 = 125.00 \text{ kN/m}$$

Verifica a flessione

$$M^+ = M^- = 0.88 + 21.88 = 22.76 \text{ kNm/m}$$

con: $b = 100 \text{ cm}$, $h = 25 \text{ cm}$, $d = 22 \text{ cm}$, $d' = 3 \text{ cm}$, $A_s = A'_s = \phi 12 / 20 \text{ cm} = 5.65 \text{ cm}^2/\text{m}$ ($n=15$)

risulta: $\sigma_c = 3.95 \text{ N/mm}^2 < 0.60 f_{ck} = 22.4 \text{ N/mm}^2$

$$\sigma_s = 199.8 \text{ N/mm}^2 < 0.8 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$$

Il momento sollecitante di calcolo allo stato limite ultimo vale:

$$M_{\text{Sd}} = 1.35 \times 22.76 = 30.73 \text{ kNm/m}$$

Eseguendo la verifica allo stato limite ultimo della sezione, risulta un momento ultimo resistente:

$$M_{\text{Rd}} = 47.40 \text{ kNm/m} > M_{\text{Sd}} = 30.73 \text{ kNm/m}$$

Verifica a taglio

Il taglio sollecitante di calcolo allo stato limite ultimo vale:

$$V_{\text{Sd}} = 1.35 \times (5.01 + 125.00) = 175.51 \text{ kN/m}$$

Si esegue la verifica allo stato limite ultimo della sezione senza armature trasversali resistenti al taglio, considerando come sezione resistente quella in corrispondenza della sezione in cui è stato calcolato il taglio massimo ($h=39 \text{ cm}$).

$b_w =$	100	cm	larghezza minima della sezione
$d =$	36	cm	altezza utile della sezione
$A_{sl} =$	5,65	cm ²	area dell'armatura longitudinale
$k =$	1,75		$= 1 + (20/d)^{1/2} \leq 2,0$
$\rho_1 =$	0,002		$= A_{sl}/(b_w d) \leq 0,02$
$v_{min} =$	0,49		$= 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$
$\sigma_{cp} =$	0,00	N/mm ²	tensione media di compress. nella sezione $\leq 0,2 f_{cd}$

Resistenza di calcolo del calcestruzzo:

$$V_{Rcd} = 136 \text{ kN} = [0,18 k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} / 1,5 + 0,15 \sigma_{cp}] b_w d$$

$$V_{Rcd,min} = 178 \text{ kN} = (v_{min} + 0,15 \sigma_{cp}) b_w d$$

Verifica:

$$V_{Rd} = \max (V_{Rcd}) = 178 \text{ kN} > 175,5 \text{ kN} = V_{Sd}$$

4.8.2. Sbalzo

Carichi permanenti

$$M_{perm}^- = 9.55 \times 0.525^2 / 2 = 1.32 \text{ kNm/m}$$

$$V_{perm} = 9.55 \times 0.525 = 5.01 \text{ kN/m}$$

Carichi mobili

$$M_{cm}^- = 238.1 \times 0.525^2 / 2 = 32.81 \text{ kNm/m}$$

$$V_{cm} = 238.1 \times 0.525 = 125.00 \text{ kN/m}$$

Verifica a flessione

$$M^- = 1.32 + 32.81 = 34.13 \text{ kNm/m}$$

con: $b = 100 \text{ cm}$, $h = 25 \text{ cm}$, $d = 22 \text{ cm}$, $d' = 3 \text{ cm}$, $A_s = A'_s = \phi 12/20 \text{ cm} = 5.65 \text{ cm}^2/\text{m}$ ($n=15$)

risulta: $\sigma_c = 5.92 \text{ N/mm}^2 < 0.60 f_{ck} = 22.4 \text{ N/mm}^2$

$$\sigma_s = 299.2 \text{ N/mm}^2 < 0.8 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$$

Il momento sollecitante di calcolo allo stato limite ultimo vale:

$$M_{Sd} = 1.35 \times 34.13 = 46.08 \text{ kNm/m}$$

Eseguito la verifica allo stato limite ultimo della sezione, risulta un momento ultimo resistente:

$$M_{Rd} = 47.40 \text{ kNm/m} > M_{Sd} = 46.08 \text{ kNm/m}$$

Verifica a taglio

Il taglio sollecitante di calcolo allo stato limite ultimo vale:

$$V_{Sd} = 1.35 \times (5.01 + 125.00) = 175.51 \text{ kN/m}$$

Il valore di calcolo del taglio per lo sbalzo risulta uguale a quello per la campata. Dal momento che anche la sezione resistente della soletta è uguale, la verifica risulta automaticamente soddisfatta.

4.9. Ancoraggio della barriera di sicurezza

4.9.1. Azioni di progetto

In seguito all'urto di un veicolo pesante tutti i piantoni della barriera di un certo tratto subiscono una rilevante deformazione plastica. Pertanto il momento flettente massimo alla base di un piantone in fase d'urto si può calcolare come il momento limite di plasticizzazione:

$$M_{pl} = f_y W_{pl}$$

essendo: f_y = tensione di snervamento
 $W_{pl} = 2 S_x$ = modulo di resistenza plastico
 S_x = momento statico di metà sezione rispetto al baricentro

Riguardo al valore della tensione di snervamento f_y da impiegare nel calcolo di M_{pl} , si osserva che non è corretto assumere la tensione caratteristica, in quanto essa rappresenta il frattile di ordine 0.05 della distribuzione statistica, ossia il valore che ha una probabilità del 5% di essere minorato.

Poiché in questo caso l'azione è proporzionale a f_y , si deve invece considerare il frattile di ordine 0.95 (probabilità del 5% di essere maggiorato), come per i valori caratteristici delle azioni.

La formula per il calcolo del valore caratteristico (frattile di ordine 0.05) è:

$$f_k = f_m - k s$$

con: f_m = valore medio
 s = scarto quadratico medio
 k = fattore funzione del numero n di risultati sperimentali; per $n = \infty$ $k = 1.64$
 (Tabella 11.3.IV del D.M. 14/01/08)

Il frattile di ordine 0.95 è invece dato da:

$$f'_k = f_m + k s = f_k + 2 k s$$

Quindi, per calcolare f'_k a partire da f_k è necessario conoscere lo scarto quadratico medio s .

Al punto 11.3.4.11.1.4 (verifica periodica) dello stesso D.M. si prescrive che il coefficiente di variazione percentuale dello snervamento per acciaio compreso tra S235 ed S355 sia pari all'8%.

Indicando tale coefficiente con p , si ha:

$$p = s / f_m \quad s = p f_m$$

$$f_k = f_m - k s = f_m - k p f_m = f_m (1 - k p)$$

da cui si ricava il valore medio f_m in funzione di f_k :

$$f_m = \frac{f_k}{1 - k p}$$

Il frattile di ordine 0.95 si può quindi calcolare con:

$$f'_k = f_m + k s = f_m + k p f_m = f_m (1 + k p) = f_k \frac{1 + k p}{1 - k p}$$

Con $k = 1.64$ ($n=\infty$) e $p = 0.08$ (S355) risulta pertanto:

$$k p = 1.64 \times 0.08 = 0.1312$$

$$f_m = \frac{f_k}{1 - 0.1312} = 1.15 f_k \quad f'_k = f_k \frac{1 + 0.1312}{1 - 0.1312} = 1.30 f_k$$

Per l'acciaio S355J0WP (CORTEN A) con tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$ si deve quindi considerare almeno:

$$\text{valore medio} \quad f_{ym} = 1.15 \times 355 = 408 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{frattile 0.95} \quad f'_{yk} = 1.30 \times 355 = 461 \text{ N/mm}^2$$

NOTA: da prove eseguite su paletti HE 100 A la tensione di snervamento è risultata compresa tra 403 e 431 N/mm^2 .

Per il piantone **HE 100 A**, avente modulo di resistenza plastico $W_{pl} = 2 \times 41.5 = 83 \text{ cm}^3$, il momento limite di plasticizzazione risulta pertanto:

$$M_{pl} = 461 \times 83 \times 10^{-3} = \mathbf{38.3 \text{ kNm}}$$

Essendo l'interasse dei piantoni $i = 1.33 \text{ m}$, il momento plastico per unità di lunghezza risulta:

$$M_{pl,i} = 38.3 / 1.33 = 28.8 \text{ kNm/m}$$

Il D.M. 14/01/08 prevede al punto 5.1.3.10 quale azione relativa all'urto di un veicolo in svio una forza pari a **100 kN** applicata ad un'altezza di **1.00 m** dal piano viario.

Per non superare il momento limite di plasticizzazione del montante con la forza prevista dal D.M., supponendo che la cerniera plastica si formi a 5 cm dalla superficie superiore del cordolo e che questa sporga 20 cm dal piano viabile, tale forza deve ripartirsi su una lunghezza di barriera pari a:

$$l_{ripart.,pl} = 100.0 \times (1.00 - 0.20 + 0.05) / 28.8 = 2.95 \text{ m}$$

Tale larghezza corrisponde circa ad assumere la forza del D.M. distribuita su 0.50 m e ripartita a 55° a partire da un'altezza di 1.00 m dal piano viario. Alla quota della cerniera plastica infatti:

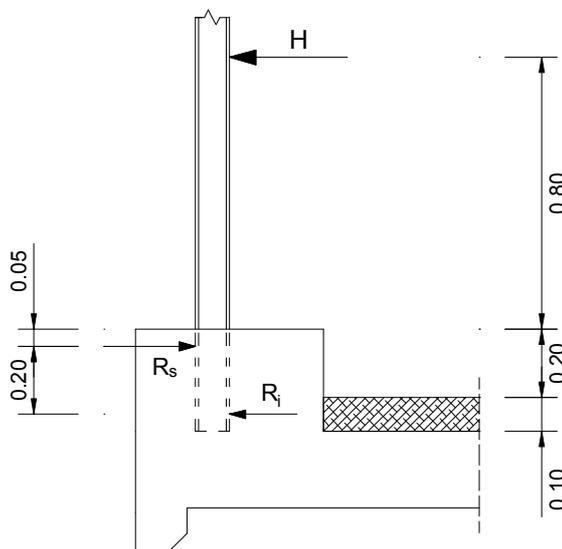
$$l_{\text{ripart.}} = 0.50 + 2 \times 0.85 \tan 55^\circ = 2.93 \text{ m}$$

$$H_{\text{urto}} = 100.0 / 2.93 = 34.1 \text{ kN/m}$$

$$M_{\text{urto}} = 100.0 \times 0.85 / 2.93 = 29.0 \text{ kNm/m} \approx M_{\text{pl,i}} = 28.8 \text{ kNm/m}$$

Nei paragrafi seguenti le armature dei nuovi cordoli vengono dimensionate in modo da avere una resistenza superiore a quella del paletto, ossia in modo che la probabilità che il paletto si plasticizzi senza che ceda l'ancoraggio sia sufficientemente elevata.

4.9.2. Ancoraggio della barriera nel cordolo: verifica armatura orizzontale



Con riferimento allo schema di figura risulta:

$$R_i = (29.0 \times 1.33) / 0.20 = 192.9 \text{ kN} \quad R_s = 192.9 + (34.1 \times 1.33) = 238.3 \text{ kN}$$

Alla reazione R_s resistono:

2+2 ϕ 12 (staffe adiacenti al foro)

2 ϕ 22 inclinati di 30° nel piano orizzontale e di 15° in quello verticale

$$A_s = 4.52 + 7.60 \times \cos 30^\circ \times \cos 15^\circ = 10.88 \text{ cm}^2$$

Sforzo resistente con la tensione di calcolo dell'acciaio:

$$f_{\text{yd}} = 450 / 1.15 = 391 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{\text{Rd}} = 391 \times 1088 / 1000 = 425.4 \text{ kN}$$

$$\text{Coefficiente di sicurezza: } \gamma = 425.4 / 238.3 = 1.78 > 1.5$$

4.9.3. Ancoraggio del cordolo alla soletta mediante staffe

Si esegue la verifica della sezione alla base del cordolo con:

$$f_{ck} = 0.83 \times 45 = 37.4 \text{ N/mm}^2 \text{ resistenza caratteristica a compressione del cls (} R_{ck} = 45 \text{ N/mm}^2 \text{)}$$

$$f_{cd} = 0.85 f_{ck} / 1.5 = 21.2 \text{ N/mm}^2 \text{ resistenza di calcolo a compressione del cls}$$

$$f_{yd} = f_{yk} / 1.15 = 391 \text{ N/mm}^2 \text{ tensione di calcolo per acciaio B450C (} f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2 \text{)}$$

Verifica a flessione

$$l_{ripart.} = 0.50 + 2 \times (1.00 + 0.10) \tan 55^\circ = 3.64 \text{ m}$$

$$M = 100.0 \times 1.10 / 3.64 = 30.2 \text{ kNm/m}$$

con: $b = 100 \text{ cm}$, $h = 55 \text{ cm}$, $d = 52 \text{ cm}$, $A_s = 6 + 2\phi 12 / 1.33 \text{ m} = 6.80 \text{ cm}^2/\text{m}$ ($n=15$)

risulta: $\sigma_{c \max} = 1.32 \text{ N/mm}^2 < 0.60 f_{ck} = 22.4 \text{ N/mm}^2$

$$\sigma_{s \max} = 91 \text{ N/mm}^2 < 0.8 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$$

Il momento sollecitante di calcolo allo stato limite ultimo vale:

$$M_{Sd} = 1.5 \times 30.2 = 45.3 \text{ kNm/m}$$

Eseguendo la verifica allo stato limite ultimo della sezione, risulta un momento ultimo resistente:

$$M_{Rd} = 134.8 \text{ kNm/m} > M_{Sd} = 45.3 \text{ kNm/m}$$

Verifica a taglio

$$V = 100.0 / 3.64 = 27.5 \text{ kN/m}$$

Il taglio sollecitante di calcolo allo stato limite ultimo vale:

$$V_{Sd} = 1.5 \times 27.5 = 41.3 \text{ kN/m}$$

Si esegue la verifica allo stato limite ultimo della sezione senza armature trasversali resistenti al taglio.

$b_w =$	100	cm	larghezza minima della sezione
$d =$	52	cm	altezza utile della sezione
$A_{sl} =$	6,80	cm ²	area dell'armatura longitudinale
$k =$	1,62		$= 1 + (20/d)^{1/2} \leq 2,0$
$\rho_1 =$	0,001		$= A_{sl}/(b_w d) \leq 0,02$
$v_{min} =$	0,44		$= 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$
$\sigma_{cp} =$	0,00	N/mm ²	tensione media di compress. nella sezione $\leq 0,2 f_{cd}$

Resistenza di calcolo del calcestruzzo:

$$V_{Rcd} = 172 \text{ kN} = [0,18 k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} / 1,5 + 0,15 \sigma_{cp}] b_w d$$

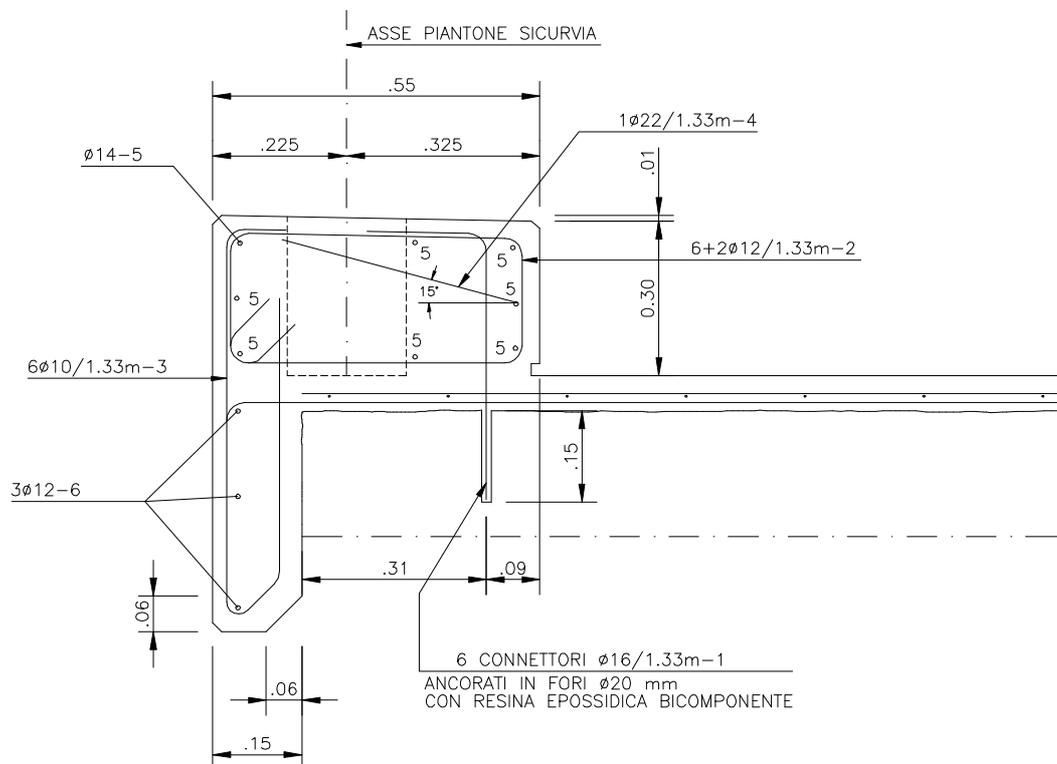
$$V_{Rcd,min} = 229 \text{ kN} = (v_{min} + 0,15 \sigma_{cp}) b_w d$$

Verifica:

$$V_{Rd} = \max (V_{Rcd}) = 229 \text{ kN} > 41,3 \text{ kN} = V_{Sd}$$

4.9.4. Ancoraggio del cordolo alla soletta mediante connettori

Uno schema dell'ancoraggio è rappresentato nella figura seguente.



Verifica della sezione alla base del cordolo

con: $b = 100 \text{ cm}$, $h = 55 \text{ cm}$, $d = 46 \text{ cm}$, $A_s = 6\phi 16/1.33 \text{ m} = 9.07 \text{ cm}^2/\text{m}$ ($n=15$)

risulta: $\sigma_{c \max} = 1.43 \text{ N/mm}^2 < 22.4 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{s \max} = 78 \text{ N/mm}^2 < 0.8 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$

Eseguito la verifica allo stato limite ultimo della sezione, risulta un momento ultimo resistente:

$$M_{Rd} = 158.1 \text{ kNm/m} > M_{Sd} = 45.3 \text{ kNm/m}$$

Verifica dei connettori verticali

Si dispongono 6 connettori $\phi 16/1.33$ m in fori $\phi 20$ mm di profondità 15 cm, ancorati mediante resina epossidica bicomponente (tipo Hilti **HIT-RE 500**). Per la soletta si assume un valore prudenziale della resistenza a compressione del calcestruzzo pari a $R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$.

Sul singolo connettore agiscono le seguenti forze:

$$N = 78 \times 201 / 1000 = 15.7 \text{ kN} \quad (\text{trazione})$$

$$V = (27.5 \times 1.33) / 6 = 6.1 \text{ kN} \quad (\text{taglio})$$

$$F = \sqrt{N^2 + V^2} = 16.8 \text{ kN} \quad \alpha = \arctan(V/N) = 21.23^\circ$$

Applicando la procedura Hilti CC (vedi il manuale della Hilti) la resistenza di progetto a trazione e quella a taglio di un singolo ancoraggio risultano:

$$N_{Rd} = \min \begin{cases} N_{Rd,c} = 43.7 \times 1.16 \times 1.03 \times 0.94 \times 1.00 = 49.1 \\ N_{Rd,s} = 71.9 \end{cases} \Rightarrow N_{Rd} = 49.1 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \min \begin{cases} V_{Rd,c} = 7.3 \times 1.10 \times 3.10 \times 1.00 = 24.9 \\ V_{Rd,s} = 52.1 \end{cases} \Rightarrow V_{Rd} = 24.9 \text{ kN}$$

$$F_{Rd} = \left[\left(\frac{\cos \alpha}{N_{Rd}} \right)^{1.5} + \left(\frac{\sin \alpha}{V_{Rd}} \right)^{1.5} \right]^{-2/3} = 37.4 \text{ kN}$$

NOTA : i coefficienti di influenza per il calcolo di $N_{Rd,c}$ e $V_{Rd,c}$ sono stati determinati considerando $h_{nom}=125 \text{ mm}$, $h_{act}=145 \text{ mm}$, $R_{ck}=30 \text{ N/mm}^2$, $s=220 \text{ mm}$, $c_{min}=65 \text{ mm}$, $c=250 \text{ mm}$, $n=6$, $\beta=0^\circ$

Coefficiente di sicurezza: $\gamma = 37.4 / 16.8 = 2.23 > 1.5$

5. VERIFICA DEGLI APPOGGI – SITUAZIONE ESISTENTE

Nelle pagine seguenti, ricostruendo i calcoli di progetto, viene riportata la verifica degli appoggi esistenti in conformità alle Istruzioni CNR 10018.

Le caratteristiche degli appoggi esistenti sono riassunte in tabella:

CARATTERISTICHE DEGLI APPOGGI ESISTENTI		
Dimensione nella direzione della trave	A	200 mm
Dimensione in direzione trasversale	B	300 mm
Spessore della gomma	hg	24 mm
Spessore totale dell'appoggio	h	26 mm
Modulo di elasticità tangenziale della gomma	G	0.90 N/mm ²

5.1. Appoggi esistenti in neoprene armato 200x300x26 mm

5.1.1. Calcolo delle deformazioni dovute a ritiro, variazione termica e fluage

Si considerano nel calcolo:

- Ritiro $\varepsilon_{rit} = 0.003$
frazione di ritiro in opera: 50%
- Variazione termica $\Delta T = \pm 30^\circ\text{C}$ $\alpha = 10^{-5}$
- Fluage $\varphi = 2$
frazione in opera: 50%
 $\sigma_{c\ med} = 8.79\text{N/mm}^2$
 $E = 35000\text{ N/mm}^2$

Le deformazioni dell'appoggio risultano pari a:

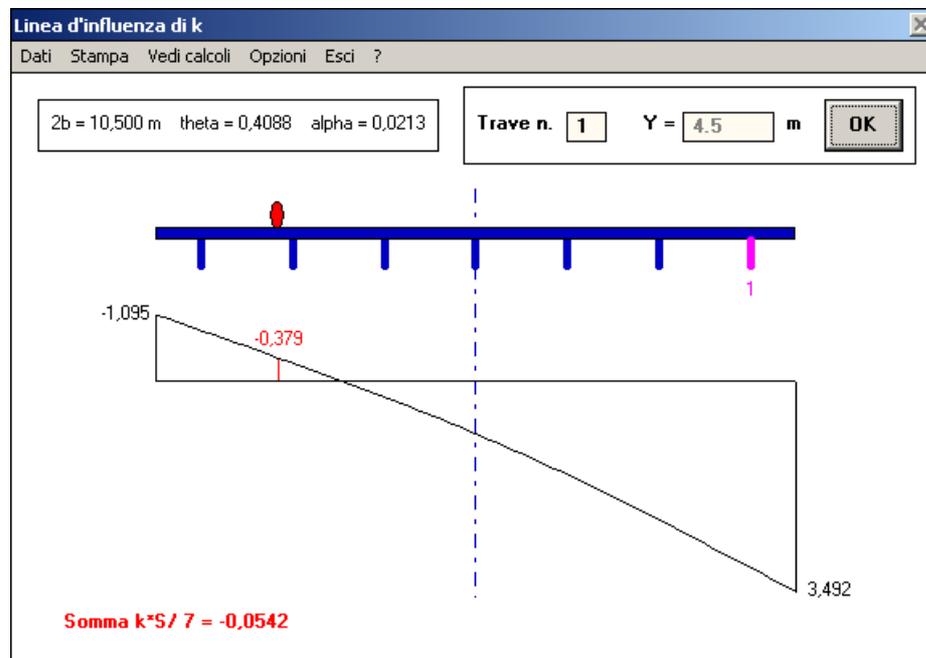
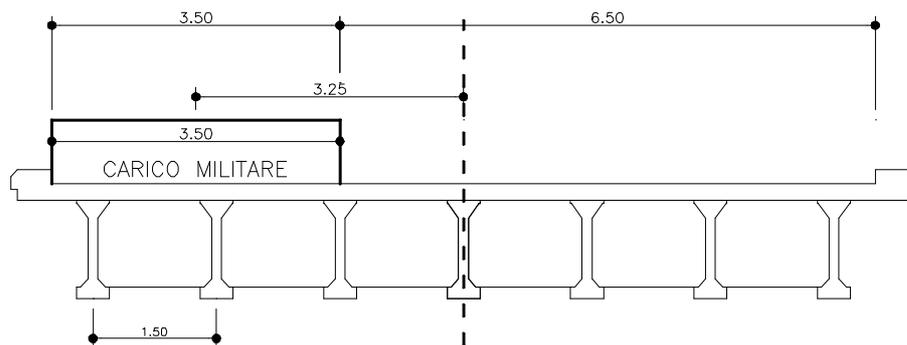
- Ritiro $0.50 \times 0.0003 \times 19090/2 = 1.43\text{ mm}$
- Variazione termica $1 \times 10^{-5} \times 30 \times 19090/2 = 2.86\text{ mm}$
- Fluage $0.50 \times 2 \times 8.79 \times 19090/2/35000 = 2.40\text{ mm}$
- Deformazione totale $1.43 + 2.86 + 2.40 = 6.69\text{ mm}$

5.1.2. Analisi dei carichi

Carichi verticali su un appoggio:

- Carichi permanenti $V = 1360.4/7 = 194.3 \text{ kN}$ (paragrafo 7.1.1)
- Carichi mobili $V_{\max} = 294.5 \text{ kN}$
 $V_{\min} = -(1.284 \times 60.39 \times 0.379/7) \times 19.09/2 = -40.1 \text{ kN}$ (*)

(*) Per il calcolo di V_{\min} si è considerato il seguente schema di carico:



Forze orizzontali longitudinali

- Frenata $F_L = 0.3 \times 190 / (2 \times 7) = 4.1 \text{ kN} > 1/10 \times 20.0 \times 19.09 / (2 \times 7) = 2.7 \text{ kN}$
- DT, fluge, ritiro $F_L = 200 \times 300 \times 0.90 / 24 \times 6.69 / 1000 = 15.1 \text{ kN}$

Forze orizzontali trasversali

- Vento
 - a) $F_{T \text{ scarico}} = 2.50 \times (1.40 + 0.20) \times 19.80 / (2 \times 7) = 5.7 \text{ kN}$
 - b) $F_{T \text{ carico}} = 1.00 \times (1.40 + 0.10 + 3.00) \times 19.80 / (2 \times 7) = 6.4 \text{ kN}$

Prudenzialmente si verificano gli appoggi con le sollecitazioni massime anche se non contemporanee:

forza orizzontale permanente (ritiro, DT, fluage) $F_x^{(p)} = 15.1 \text{ kN}$
 $F_y^{(p)} = 0.0 \text{ kN}$

forza orizzontale accidentale (frenata e vento)

- a) $F_x^{(q)} = 0.0 \text{ kN}$
 $F_y^{(q)} = 5.7 \text{ kN}$
- b) $F_x^{(q)} = 4.1 \text{ kN}$
 $F_y^{(q)} = 6.4 \text{ kN}$

forza verticale permanente $F_z^{(p)} = 194.3 \text{ kN}$

forza verticale totale
 $F_{z \text{ max}} = 194.3 + 294.5 = 488.8 \text{ kN}$
 $F_{z \text{ min}} = 194.3 - 40.1 = 154.2 \text{ kN}$

5.1.3. Verifiche

VERIFICA APPOGGI IN NEOPRENE ARMATO 200x300x26 mm (secondo CNR 10018)

CARATTERISTICHE APPOGGIO

Dimensione in direzione trave	A =	200,0 mm	Dimensione in direzione trasv.	B =	300,0 mm
Dimensione netta in direz. trave	a =	195,0 mm	Dimensione netta in direz. trasv.	b =	295,0 mm
Spess. singolo strato gomma int.	s =	12,0 mm	Numero strati gomma interni	n =	2
Spess. singolo strato gomma est.	s _e =	0,0 mm			
Spess. singola lamiera in acciaio	s _a =	2,0 mm	Numero lamiere in acciaio	n _a =	1
Spess. totale strati gomma interni	h _g =	24,0 mm	Spessore totale appoggio	h =	26,0 mm
Durezza gomma (Shore A3)	=	60	Modulo di elasticità tangenz. gomma	G =	0,90 N/mm ²
Angolo asse trave - asse appoggi	α =	100,0 cent			

k app 2250,0 N/mm

CARICHI SU UN APPOGGIO

Carico verticale permanente	F _z ^(p) =	194,3 kN			
Carico verticale massimo	F _{z max} =	488,8 kN	Carico vert. min. contemp. a F _{x,y} ^(q)	F _{z min} =	154,2 kN
Forza orizzontale longit. perm.	F _x ^(p) =	15,1 kN	Forza orizzontale trasv. perm.	F _y ^(p) =	0,0 kN
Forza orizzontale longit. accid.	F _x ^(q) =	4,1 kN	Forza orizzontale trasv. accid.	F _y ^(q) =	6,4 kN
Forza orizzontale permanente	F _{xy} ^(p) =	15,1 kN	Forza orizzontale accidentale	F _{xy} ^(q) =	7,6 kN

DEFORMAZIONI TRAVE

Luce trave	L =	19,09 m	Modulo elastico calcestruzzo	E =	43500 N/mm ²
------------	-----	---------	------------------------------	-----	-------------------------

ROTAZIONI ANGOLARI TRAVE ALL'APPOGGIO

Precompressione	φ p =	-2,49 mrad	Carichi permanenti	φ g =	2,49 mrad
Fluage	φ f =	0,00 mrad	Errori di posa	φ e =	±0,00 mrad
			Totale ponte scarico	φ s =	0,01 mrad
Carichi accidentali	φ q =	1,58 mrad	Totale ponte carico	φ c =	1,58 mrad

TENSIONI NEL NEOPRENE

Superficie in pianta	A _c = a*b =	57525 mm ²	Coefficiente di forma	S =	4,892
TENSIONE NORMALE PERM.	σ _v ^(p) =	3,503 N/mm ²	TENSIONE NORMALE MAX	σ _v =	8,904 N/mm ²
con: u _x =	6,98 mm	u _y =	0,00 mm	con: u _x =	7,93 mm
A _r =	55466 mm ²			A _r =	54896 mm ²
TENSIONI TANGENZIALI PERMANENTI			TENSIONE TANGENZIALI MAX		
- Carico verticale F _z ^(p)	τ _v ^(p) =	1,074 N/mm ²	- Carico verticale F _{z max}	τ _v =	2,730 N/mm ²
- Forza orizzontale F _{xy} ^(p)	τ _{Hx} ^(p) =	0,262 N/mm ²	- Forza orizzontale F _{xy} ^(p) +0.5 F _{xy} ^(q)	τ _{Hx} =	0,297 N/mm ²
	τ _{Hy} ^(p) =	0,000 N/mm ²		τ _{Hy} =	0,056 N/mm ²
	τ _H ^(p) =	0,262 N/mm ²		τ _H =	0,328 N/mm ²
- Rotazione φ s	τ _{φ s} =	0,000 N/mm ²	- Rotazione φ c	τ _{φ c} =	0,094 N/mm ²

DEFORMAZIONI DELL'APPOGGIO

$$\text{ACCORCIAMENTI ELASTICI} = \sigma_V \cdot h_g / (5 \cdot G \cdot S^2 + 3 \cdot \sigma_V)$$

- Dovuto a $F_z^{(p)}$	$\Delta h^{(p)} =$	0,688 mm	calcolato con $\sigma_V = F_z^{(p)}/A_c =$	3,378 N/mm ²
- Dovuto a $F_{z \max}$	$\Delta h =$	1,531 mm	calcolato con $\sigma_V = F_{z \max}/A_c =$	8,497 N/mm ²

$$\text{SCORRIMENTI ELASTICI} = \tau_H / G$$

$$\text{SPOSTAMENTI ORIZZONTALI} = h_g \cdot \gamma$$

- Dovuto a $F_x^{(p)}$	$\gamma_x^{(p)} =$	0,291 rad	- Dovuto a $F_x^{(p)}$	$u_x^{(p)} =$	6,98 mm
- Dovuto a $F_x^{(p)} + 0.5 F_x^{(q)}$	$\gamma_x =$	0,330 rad	- Dovuto a $F_x^{(p)} + 0.5 F_x^{(q)}$	$u_x =$	7,93 mm
- Dovuto a $F_y^{(p)}$	$\gamma_y^{(p)} =$	0,000 rad	- Dovuto a $F_y^{(p)}$	$u_y^{(p)} =$	0,00 mm
- Dovuto a $F_y^{(p)} + 0.5 F_y^{(q)}$	$\gamma_y =$	0,062 rad	- Dovuto a $F_y^{(p)} + 0.5 F_y^{(q)}$	$u_y =$	1,48 mm

VERIFICHE DI RESISTENZA

$\sigma_V^{(p)}$	=	3,503	N/mm ²	<	8	N/mm ²
σ_V	=	8,904	N/mm ²	<	12	N/mm ²
$\tau_V^{(p)} + \tau_{\varphi, s}$	=	1,075	N/mm ²	<	2,70	N/mm ² = 3 G
$\tau_V + \tau_{\varphi, c}$	=	2,825	N/mm ²	≈	2,70	N/mm ² = 3 G
τ_H	=	0,328	N/mm ²	<	0,45	N/mm ² = 0.5 G

PARZIALIZZAZIONE DELL'APPARECCHIO DI APPOGGIO

$\Delta h^{(p)}$	=	0,688	mm	>	0,000	mm	= $a/6 \cdot \text{tg} \varphi_s $
Δh	=	1,531	mm	>	0,051	mm	= $a/6 \cdot \text{tg} \varphi_c $

VERIFICHE ALLO SLITTAMENTO

$\sigma_{V \min}$	=	2,681	N/mm ²	>	1,5	N/mm ²
$F_{xy}^{(p)} / F_z^{(p)}$	=	0,077		<	0,157	= $\mu = 0.1 + 0.2 / \sigma_V^{(p)}$
$(F_{xy}^{(p)} + F_{xy}^{(q)}) / F_{z \min}$	=	0,147		<	0,171	= $\mu = 0.1 + 0.2 / \sigma_V^{(Fz \min)}$

VERIFICHE DI STABILITA'

h	=	26,0	mm	<	39,0	mm	= $a/5$
-----	---	------	----	---	------	----	---------

VERIFICA DELLE ARMATURE METALLICHE

s_a	=	2,0	mm	>	1,12	mm	= $2 \cdot \sigma_V / \sigma_{adm} \cdot s$ ($\sigma_{adm} = 190 \text{ N/mm}^2$)
-------	---	-----	----	---	------	----	---

6. VERIFICA DEGLI APPOGGI – SITUAZIONE MODIFICATA

Nelle pagine seguenti vengono riportate le verifiche dei nuovi appoggi in neoprene per le travi in calcestruzzo dell'impalcato centrale e le verifiche degli appoggi esistenti soggetti ai carichi previsti dal D.M. 2008 nella situazione modificata, in conformità alle Istruzioni CNR 10018.

Per i nuovi appoggi si prevede l'impiego di appoggi in neoprene armato aventi le caratteristiche specificate in tabella:

CARATTERISTICHE DEGLI APPOGGI PER IL NUOVO IMPALCATO		
Dimensione nella direzione della trave	A	250 mm
Dimensione in direzione trasversale	B	500 mm
Spessore della gomma	hg	72 mm
Spessore totale dell'appoggio	h	82 mm
Modulo di elasticità tangenziale della gomma	G	0.90 N/mm ²

6.1. Appoggi esistenti in neoprene armato 200x300x26 mm

6.1.1. Calcolo delle deformazioni dovute a ritiro, variazione termica e fluage

Si rimanda al *paragrafo 5.1.1.*

6.1.2. Analisi dei carichi

Carichi verticali su un appoggio (*)

- Carichi permanenti $V = 1360.4/7 = 194.3$ kN (*paragrafo 7.1.1*)
- Carichi mobili $V_{\max} = 260.5$ kN (*paragrafo 3.2.2*)
 $V_{\min} = 0.0$ kN

(*) I carichi si riferiscono alle travi di bordo esterne e alle travi interne.

Forze orizzontali longitudinali

- Frenata $F_{L, \text{TOT}} = (0.6 \times 600 + 0.1 \times 27.0 \times 19.80) = 413.5$ kN

Ripartendo la forza sui 14 appoggi esistenti ($k = 2250$ N/mm) e sui 2 appoggi nuovi posizionati sotto la trave in acciaio ($k = 3750$ N/mm) in funzione della rigidità degli stessi, si ottiene:

$$F_{L, \text{esistenti}} = 23.9 \text{ kN}$$

$$F_{L, \text{nuovi}} = 39.8 \text{ kN}$$

- DT, fluage, ritiro $F_L = 200 \times 300 \times 0.90 / 60 \times 6.69 / 1000 = 15.1$ kN

Forze orizzontali trasversali

- Vento** $F_T = 2.10 \times (1.10 + 0.66 + 4.50) \times 19.80 = 260.3 \text{ kN}$
 Adottando la stessa ripartizione descritta per la forza frenante, si ottengono le forze dovute a vento sugli appoggi esistenti e su quelli nuovi:
 $F_{T, \text{esistenti}} = 15.0 \text{ kN}$
 $F_{T, \text{nuovi}} = 25.0 \text{ kN}$

Si verificano gli appoggi con le sollecitazioni corrispondenti alle tre combinazioni TI, TII e TIII della normativa di riferimento, adottando i coefficienti riassunti in tabella:

	g	ε_1	ε_2	ε_3	q ₁	q ₃	q ₅
	PESI	PRESOLL.	RITIRO	DT	C. MOBILI	FRENATA	VENTO
TI	1.0	1.0	1.0	1.0	0.0	0.0	1.0
TII	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.0	0.6
TIII	1.0	1.0	1.0	1.0	0.75	1.0	0.6

forza orizzontale permanente (ritiro, DT, fluage) $F_x^{(p)} = 15.1 \text{ kN}$
 $F_y^{(p)} = 0.0 \text{ kN}$

forza orizzontale accidentale (frenata e vento)

TI) $F_x^{(q)} = 0.0 \text{ kN}$
 $F_y^{(q)} = 15.0 \text{ kN}$

TII) $F_x^{(q)} = 0.0 \text{ kN}$
 $F_y^{(q)} = 0.6 \times 15.0 = 9.0 \text{ kN}$

TIII) $F_x^{(q)} = 23.9 \text{ kN}$
 $F_y^{(q)} = 0.6 \times 15.0 = 9.0 \text{ kN}$

forza verticale permanente $F_z^{(p)} = 194.3 \text{ kN}$

forza verticale totale TI) $F_{z \max} = 194.3 \text{ kN}$

TII) $F_{z \max} = 194.3 + 260.5 = 454.8 \text{ kN}$

TIII) $F_{z \max} = 194.3 + 0.75 \times 260.5 = 389.7 \text{ kN}$

Si riportano i risultati delle verifiche nella combinazione di carico più gravosa (TIII).

6.1.3. Verifiche

VERIFICA APPOGGI IN NEOPRENE ARMATO 200x300x26 mm (secondo CNR 10018)

COMBINAZIONE

3

CARATTERISTICHE APPOGGIO

Dimensione in direzione trave	A =	200,0 mm	Dimensione in direzione trasv.	B =	300,0 mm
Dimensione netta in direz. trave	a =	195,0 mm	Dimensione netta in direz. trasv.	b =	295,0 mm
Spess. singolo strato gomma int.	s =	12,0 mm	Numero strati gomma interni	n =	2
Spess. singolo strato gomma est.	s _e =	0,0 mm	Numero lamiere in acciaio	n _a =	1
Spess. singola lamiera in acciaio	s _a =	2,0 mm	Spessore totale appoggio	h =	26,0 mm
Spess. totale strati gomma interni	h _g =	24,0 mm	Modulo di elasticità tangenz. gomma	G =	0,90 N/mm ²
Durezza gomma (Shore A3)	=	60			
Angolo asse trave - asse appoggi	α =	100,0 cent			
k app 2250,0 N/mm					

CARICHI SU UN APPOGGIO

Carico verticale permanente	F _z ^(p) =	194,3 kN	Carico vert. min. contemp. a F _{x,y} ^(q)	F _{z min} =	194,3 kN
Carico verticale massimo	F _{z max} =	389,7 kN	Forza orizzontale trasv. perm.	F _y ^(p) =	0,0 kN
Forza orizzontale longit. perm.	F _x ^(p) =	15,1 kN	Forza orizzontale trasv. accid.	F _y ^(q) =	9,0 kN
Forza orizzontale longit. accid.	F _x ^(q) =	23,9 kN	Forza orizzontale accidentale	F _{xy} ^(q) =	25,5 kN
Forza orizzontale permanente	F _{xy} ^(p) =	15,1 kN			

DEFORMAZIONI TRAVE

Luce trave	L =	19,09 m	Modulo elastico calcestruzzo	E =	43500 N/mm ²
------------	-----	---------	------------------------------	-----	-------------------------

ROTAZIONI ANGOLARI TRAVE ALL'APPOGGIO

Precompressione	φ p =	-2,49 mrad	Carichi permanenti	φ g =	2,49 mrad
Fluage	φ f =	0,00 mrad	Errori di posa	φ e =	±0,00 mrad
Carichi accidentali	φ q =	1,06 mrad	Totale ponte scarico	φ s =	0,01 mrad
			Totale ponte carico	φ c =	1,07 mrad

TENSIONI NEL NEOPRENE

Superficie in pianta	A _c = a*b =	57525 mm ²	Coefficiente di forma	S =	4,892
TENSIONE NORMALE PERM.	σ _v ^(p) =	3,503 N/mm ²	TENSIONE NORMALE MAX	σ _v =	7,294 N/mm ²
con: u _x =	6,98 mm	u _y =	0,00 mm	con: u _x =	12,52 mm
A _r =	55466 mm ²			A _r =	53425 mm ²
TENSIONI TANGENZIALI PERMANENTI			TENSIONE TANGENZIALI MAX		
- Carico verticale F _z ^(p)	τ _v ^(p) =	1,074 N/mm ²	- Carico verticale F _{z max}	τ _v =	2,237 N/mm ²
- Forza orizzontale F _{xy} ^(p)	τ _{Hx} ^(p) =	0,262 N/mm ²	- Forza orizzontale F _{xy} ^(p) +0.5 F _{xy} ^(q)	τ _{Hx} =	0,469 N/mm ²
	τ _{Hy} ^(p) =	0,000 N/mm ²		τ _{Hy} =	0,078 N/mm ²
	τ _H ^(p) =	0,262 N/mm ²		τ _H =	0,484 N/mm ²
- Rotazione φ s	τ _{φ s} =	0,000 N/mm ²	- Rotazione φ c	τ _{φ c} =	0,063 N/mm ²

DEFORMAZIONI DELL'APPOGGIO

$$\text{ACCORCIAMENTI ELASTICI} = \sigma_V \cdot h_g / (5 \cdot G \cdot S^2 + 3 \cdot \sigma_V)$$

- Dovuto a $F_z^{(p)}$	$\Delta h^{(p)} =$	0,688 mm	calcolato con $\sigma_V = F_z^{(p)}/A_c =$	3,378 N/mm ²
- Dovuto a $F_{z \max}$	$\Delta h =$	1,270 mm	calcolato con $\sigma_V = F_{z \max}/A_c =$	6,774 N/mm ²

$$\text{SCORRIMENTI ELASTICI} = \tau_H / G$$

$$\text{SPOSTAMENTI ORIZZONTALI} = h_g \cdot \gamma$$

- Dovuto a $F_x^{(p)}$	$\gamma_x^{(p)} =$	0,291 rad	- Dovuto a $F_x^{(p)}$	$u_x^{(p)} =$	6,98 mm
- Dovuto a $F_x^{(p)} + 0.5 F_x^{(q)}$	$\gamma_x =$	0,522 rad	- Dovuto a $F_x^{(p)} + 0.5 F_x^{(q)}$	$u_x =$	12,52 mm
- Dovuto a $F_y^{(p)}$	$\gamma_y^{(p)} =$	0,000 rad	- Dovuto a $F_y^{(p)}$	$u_y^{(p)} =$	0,00 mm
- Dovuto a $F_y^{(p)} + 0.5 F_y^{(q)}$	$\gamma_y =$	0,087 rad	- Dovuto a $F_y^{(p)} + 0.5 F_y^{(q)}$	$u_y =$	2,09 mm

VERIFICHE DI RESISTENZA

$\sigma_V^{(p)}$	=	3,503	N/mm ²	<	8	N/mm ²
σ_V	=	7,294	N/mm ²	<	12	N/mm ²
$\tau_V^{(p)} + \tau_{\varphi s}$	=	1,075	N/mm ²	<	2,70	N/mm ² = 3 G
$\tau_V + \tau_{\varphi c}$	=	2,300	N/mm ²	<	2,70	N/mm ² = 3 G
τ_H	=	0,484	N/mm ²	≈	0,45	N/mm ² = 0.5 G

PARZIALIZZAZIONE DELL'APPARECCHIO DI APPOGGIO

$\Delta h^{(p)}$	=	0,688	mm	>	0,000	mm	= $a/6 \cdot \text{tg} \varphi s $
Δh	=	1,270	mm	>	0,035	mm	= $a/6 \cdot \text{tg} \varphi c $

VERIFICHE ALLO SLITTAMENTO

$\sigma_{V \min}$	=	3,378	N/mm ²	>	1,5	N/mm ²
$F_{xy}^{(p)} / F_z^{(p)}$	=	0,077		<	0,157	= $\mu = 0.1 + 0.2 / \sigma_V^{(p)}$
$(F_{xy}^{(p)} + F_{xy}^{(q)}) / F_{z \min}$	=	0,209		>	0,155	= $\mu = 0.1 + 0.2 / \sigma_V^{(Fz \min)}$

VERIFICHE DI STABILITA'

h	=	26,0	mm	<	39,0	mm	= $a/5$
-----	---	------	----	---	------	----	---------

VERIFICA DELLE ARMATURE METALLICHE

s_a	=	2,0	mm	>	0,92	mm	= $2 \cdot \sigma_V / \sigma_{adm} \cdot s$ ($\sigma_{adm} = 190 \text{ N/mm}^2$)
-------	---	-----	----	---	------	----	---

6.2. Appoggi nuovi in neoprene armato 250x500x82 mm

6.2.1. Calcolo delle deformazioni dovute a ritiro, variazione termica e fluage

Si considerano nel calcolo:

- Ritiro $\varepsilon_{rit} = 0.003$
frazione di ritiro in opera: 75%
- Variazione termica $\Delta T = \pm 30^\circ\text{C}$ $\alpha = 10^{-5}$
- Fluage $\varphi = 2$
frazione in opera: 75%
 $\sigma_{c\ med} = 9.71\ \text{N/mm}^2$
 $E = 36000\ \text{N/mm}^2$

Le deformazioni dell'appoggio risultano pari a:

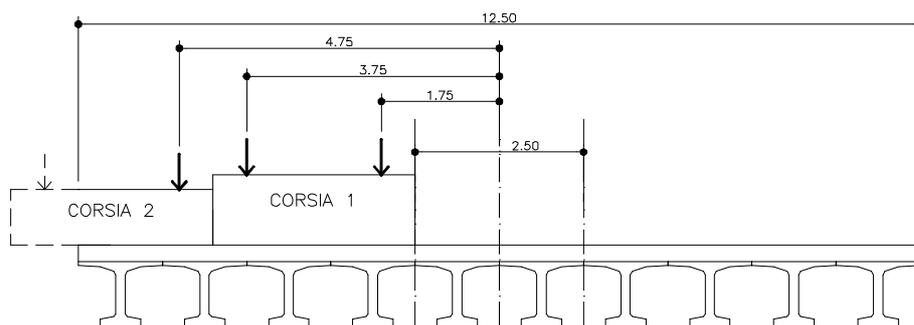
- Ritiro $0.75 \times 0.0003 \times 19090 / 2 = 2.15\ \text{mm}$
- Variazione termica $1 \times 10^{-5} \times 30 \times 19090 / 2 = 2.86\ \text{mm}$
- Fluage $0.75 \times 2 \times 9.71 \times 19090 / 2 / 36000 = 2.15\ \text{mm}$
- Deformazione totale $2.15 + 2.86 + 2.15 = 8.87\ \text{mm}$

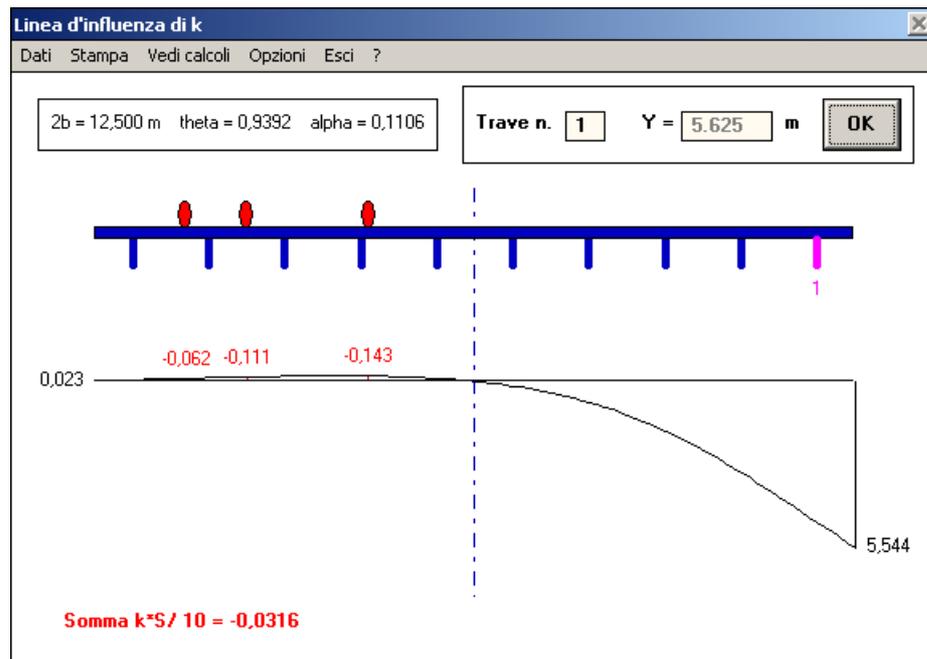
6.2.2. Analisi dei carichi

Carichi verticali su un appoggio:

- Carichi permanenti $V = 2305.7 / 10 = 230.6\ \text{kN}$ (paragrafo 9.1.1)
- Carichi mobili $V_{max} = 422.5\ \text{kN}$
 $V_{min}^{(*)} = -(838.86 / 2 \times (0.111 + 0.143) + 459.02 / 2 \times 0.062) / 10 = -12.1\ \text{kN}$

(*) Per il calcolo di V_{min} si è considerato il seguente schema di carico:





Forze orizzontali longitudinali

- Frenata $F_L = (0.6 \times 600 + 0.1 \times 27.0 \times 19.80) / (2 \times 10) = 20.7 \text{ kN}$
- DT, fluage, ritiro $F_L = 250 \times 500 \times 0.90 / 72 \times 8.87 / 1000 = 13.9 \text{ kN}$

Forze orizzontali trasversali

- Vento
 - $F_{T \text{ scarico}} = 2.10 \times (1.25 + 0.30) \times 19.80 / (2 \times 10) = 3.2 \text{ kN}$
 - $F_{T \text{ carico}} = 2.10 \times (1.25 + 0.20 + 3.00) \times 19.80 / (2 \times 10) = 9.3 \text{ kN}$

Si verificano gli appoggi con le sollecitazioni corrispondenti alle tre combinazioni TI, TII e TIII della normativa di riferimento, adottando i coefficienti riassunti in tabella:

	g	ε_1	ε_2	ε_3	q ₁	q ₃	q ₅
	PESI	PRESOLL.	RITIRO	DT	C. MOBILI	FRENATA	VENTO
TI	1.0	1.0	1.0	1.0	0.0	0.0	1.0
TII	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.0	0.6
TIII	1.0	1.0	1.0	1.0	0.75	1.0	0.6

forza orizzontale permanente (ritiro, DT, fluage) $F_x^{(p)} = 13.9 \text{ kN}$
 $F_y^{(p)} = 0.0 \text{ kN}$

forza orizzontale accidentale (frenata e vento) TI) $F_x^{(q)} = 0.0 \text{ kN}$
 $F_y^{(q)} = 3.20 \text{ kN}$

$$\begin{aligned} \text{TII)} \quad F_x^{(q)} &= 0.0 \text{ kN} \\ F_y^{(q)} &= 0.6 \times 9.3 = 5.6 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{TIII)} \quad F_x^{(q)} &= 20.7 \text{ kN} \\ F_y^{(q)} &= 0.6 \times 9.3 = 5.6 \text{ kN} \end{aligned}$$

forza verticale permanente $F_z^{(p)} = 230.6 \text{ kN}$

forza verticale totale

$$\begin{aligned} \text{TI)} \quad F_{z \max} &= 230.6 \text{ kN} \\ F_{z \min} &= 230.6 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{TII)} \quad F_{z \max} &= 230.6 + 422.5 = 653.1 \text{ kN} \\ F_{z \min} &= 230.6 - 12.1 = 218.5 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{TIII)} \quad F_{z \max} &= 230.6 + 0.75 \times 422.5 = 547.5 \text{ kN} \\ F_{z \min} &= 230.6 - 0.75 \times 12.1 = 221.5 \text{ kN} \end{aligned}$$

Si riportano i risultati delle verifiche nella combinazione di carico più gravosa (TIII).

6.2.3. Verifiche

VERIFICA APPOGGI IN NEOPRENE ARMATO 250x500x82 mm (secondo CNR 10018)

COMBINAZIONE

3

CARATTERISTICHE APPOGGIO

Dimensione in direzione trave	A =	250,0 mm	Dimensione in direzione trasv.	B =	500,0 mm
Dimensione netta in direz. trave	a =	245,0 mm	Dimensione netta in direz. trasv.	b =	495,0 mm
Spess. singolo strato gomma int.	s =	12,0 mm	Numero strati gomma interni	n =	6
Spess. singolo strato gomma est.	s _e =	0,0 mm			
Spess. singola lamiera in acciaio	s _a =	2,0 mm	Numero lamiere in acciaio	n _a =	5
Spess. totale strati gomma interni	h _g =	72,0 mm	Spessore totale appoggio	h =	82,0 mm
Durezza gomma (Shore A3)	=	60	Modulo di elasticità tangenz. gomma	G =	0,90 N/mm ²
Angolo asse trave - asse appoggi	α =	100,0 cent			

k app 1562,5 N/mm

CARICHI SU UN APPOGGIO

Carico verticale permanente	F _z ^(p) =	230,6 kN			
Carico verticale massimo	F _{z max} =	547,5 kN	Carico vert. min. contemp. a F _{x,y} ^(q)	F _{z min} =	221,5 kN
Forza orizzontale longit. perm.	F _x ^(p) =	13,9 kN	Forza orizzontale trasv. perm.	F _y ^(p) =	0,0 kN
Forza orizzontale longit. accid.	F _x ^(q) =	20,7 kN	Forza orizzontale trasv. accid.	F _y ^(q) =	5,6 kN
Forza orizzontale permanente	F _{xy} ^(p) =	13,9 kN	Forza orizzontale accidentale	F _{xy} ^(q) =	21,4 kN

DEFORMAZIONI TRAVE

Luce trave	L =	19,09 m	Modulo elastico calcestruzzo	E =	36000 N/mm ²
------------	-----	---------	------------------------------	-----	-------------------------

ROTAZIONI ANGOLARI TRAVE ALL'APPOGGIO

Precompressione	φ p =	-6,18 mrad	Carichi permanenti	φ g =	3,12 mrad
Fluage	φ f =	-4,59 mrad	Errori di posa	φ e =	±5,00 mrad
			Totale ponte scarico	φ s =	-12,65 mrad
Carichi accidentali	φ q =	1,89 mrad	Totale ponte carico	φ c =	-10,76 mrad

TENSIONI NEL NEOPRENE

Superficie in pianta	A _c = a*b =	121275 mm ²	Coefficiente di forma	S =	6,829
TENSIONE NORMALE PERM.	σ _v ^(p) =	1,975 N/mm ²	TENSIONE NORMALE MAX	σ _v =	4,849 N/mm ²
con: u _x = 9,17 mm	u _y =	0,00 mm	con: u _x = 16,00 mm	u _y =	1,85 mm
A _r = 116736 mm ²			A _r = 112904 mm ²		
TENSIONI TANGENZIALI PERMANENTI			TENSIONE TANGENZIALI MAX		
- Carico verticale F _z ^(p)	τ _v ^(p) =	0,434 N/mm ²	- Carico verticale F _{z max}	τ _v =	1,065 N/mm ²
- Forza orizzontale F _{xy} ^(p)	τ _{Hx} ^(p) =	0,115 N/mm ²	- Forza orizzontale F _{xy} ^(p) +0.5 F _{xy} ^(q)	τ _{Hx} =	0,200 N/mm ²
	τ _{Hy} ^(p) =	0,000 N/mm ²		τ _{Hy} =	0,023 N/mm ²
	τ _H ^(p) =	0,115 N/mm ²		τ _H =	0,203 N/mm ²
- Rotazione φ s	τ _{φ s} =	0,395 N/mm ²	- Rotazione φ c	τ _{φ c} =	0,336 N/mm ²

VERIFICHE DI RESISTENZA

$$\begin{aligned} \sigma_V^{(p)} &= 1,975 \text{ N/mm}^2 < 8 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_V &= 4,849 \text{ N/mm}^2 < 12 \text{ N/mm}^2 \\ \tau_V^{(p)} + \tau_{\varphi s} &= 0,829 \text{ N/mm}^2 < 2,70 \text{ N/mm}^2 = 3 G \\ \tau_V + \tau_{\varphi c} &= 1,402 \text{ N/mm}^2 < 2,70 \text{ N/mm}^2 = 3 G \\ \tau_H &= 0,203 \text{ N/mm}^2 < 0,45 \text{ N/mm}^2 = 0.5 G \end{aligned}$$

PARZIALIZZAZIONE DELL'APPARECCHIO DI APPOGGIO

$$\begin{aligned} \Delta h^{(p)} &= 0,635 \text{ mm} > 0,517 \text{ mm} = a/6 \cdot \text{tg} |\varphi s| \\ \Delta h &= 1,455 \text{ mm} > 0,439 \text{ mm} = a/6 \cdot \text{tg} |\varphi c| \end{aligned}$$

VERIFICHE ALLO SLITTAMENTO

$$\begin{aligned} \sigma_{V \min} &= 1,826 \text{ N/mm}^2 > 1,5 \text{ N/mm}^2 \\ F_{xy}^{(p)} / F_z^{(p)} &= 0,060 < 0,201 = \mu = 0.1 + 0.2 / \sigma_V^{(p)} \\ (F_{xy}^{(p)} + F_{xy}^{(q)}) / F_{z \min} &= 0,160 < 0,202 = \mu = 0.1 + 0.2 / \sigma_V^{(Fz \min)} \end{aligned}$$

VERIFICHE DI STABILITA'

$$\begin{aligned} h &= 82,0 \text{ mm} > 49,0 \text{ mm} = a/5 \\ \sigma_v &= 4,849 \text{ N/mm}^2 < 12,24 \text{ N/mm}^2 = 2/3 \cdot a/h \cdot S \cdot G \end{aligned}$$

VERIFICA DELLE ARMATURE METALLICHE

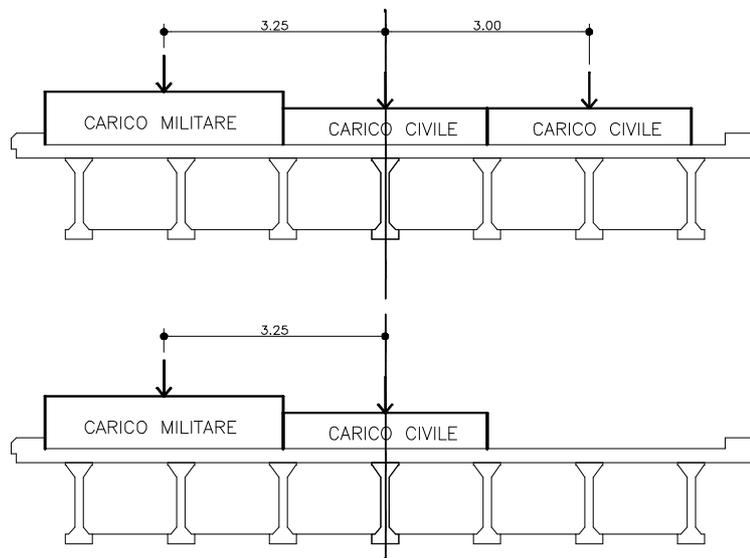
$$s_a = 2,0 \text{ mm} > 0,61 \text{ mm} = 2 \cdot \sigma_V / \sigma_{adm} \cdot s \quad (\sigma_{adm} = 190 \text{ N/mm}^2)$$

- peso elevazione:			
paraghiaia	25x0.25x1.45	= 9.1 kN/m	e' = 0.845 m
elevazione	25x0.97x0.70	= 17.0 kN/m	e' = 0.485 m
		= 26.1 kN/m	e' = 0.610 m
- peso fondazione:			
plinto	25x1.80x0.70	= 31.5 kN/m	e'' = 0.900 m
orecchio	25x0.42x2.55x0.7x2	= 37.5 kN	e'' = 3.075 m
orecchio	25x0.42x2x(1.19x0.73+2.15x0.3)	= 31.8 kN	e'' = 0.635 m
orecchio	25x0.42x2.55x(2.33-0.7)/2x2	= 43.6 kN	e'' = 2.650 m
terreno	18x0.3x(0.7+1.45)	= 11.6 kN/m	e'' = 1.650 m
		= 53.4 kN/m	e'' = 1.320 m
sovraccarico			
<u>elevazione</u>	(3.0+10.0)x0.25	= 3.3 kN/m	e' = 0.845 m
<u>sommità pali</u>	(3.0+10.0)x(0.25+0.30)	= 7.2 kN/m	e'' = 1.525 m

NOTA : e' = eccentricità rispetto allo spigolo anteriore della spalla (O')
e'' = eccentricità rispetto allo spigolo anteriore del plinto (O'')

7.1.2. Carichi mobili

Si adottano i carichi della Circolare n° 384 del 14 febbraio 1962, considerando due condizioni di carico al fine di massimizzare in un caso lo sforzo assiale, nell'altro il momento flettente trasversale.



Massimo sforzo assiale; momento trasversale corrispondente:

reazione totale sulla spalla:

$$1.284 \times (60.39 + 24.36 \times 2) \times 19.09 / 2 = 1337.2 \text{ kN} \quad e' = 0.340 \text{ m}$$

$$= 1337.2 / 11.00 = 121.6 \text{ kN/m}$$

momento trasversale corrispondente:

$$1.284 \times (60.39 \times 3.25 - 24.36 \times 3.00) \times 19.09 / 2 = 1509.7 \text{ kN}$$

Massimo momento trasversale; sforzo assiale corrispondente:

reazione totale sulla spalla:

$$1.284 \times (60.39 + 24.36) \times 19.09 / 2 = 1038.6 \text{ kN} \quad e' = 0.340 \text{ m}$$

$$= 1038.6 / 11.00 = 94.4 \text{ kN/m}$$

momento trasversale:

$$1.284 \times (60.39 \times 3.25) \times 19.09 / 2 = 2405.4 \text{ kN}$$

7.1.3. Azione di frenamento

La forza frenante sulla spalla è valutata pari a 1/10 del sovraccarico costituito da una sola colonna indefinita di autocarri (schema 1) o, se maggiore, a 0.3 volte il peso dell'asse più pesante dello schema di carico considerato (asse da 19 t dello schema 6):

$$F_L = 0.3 \times 190 = 57.0 \text{ kN} > 1/10 \times 20.0 \times 19.09 / 2 = 19.1 \text{ kN}$$

Forza a metro di spalla in direzione normale:

$$F_{\text{normale}} = 57.0 / 11.00 = 5.2 \text{ kN/m}$$

$$e' = 0.70 + 1.45 + 0.10 = 2.25 \text{ m}$$

7.1.4. Azione del vento

Ponte scarico (si considera una pressione di 2.50 kN/m²):

$$F_T = 2.50 \times (1.40 + 0.20) \times 19.80 / 2 = 39.6 \text{ kN}$$

$$e'' = (0.7 + 1.45 + 0.20) - (0.20 + 1.40) / 2 + 0.70 = 2.250 \text{ m}$$

$$M_T = 39.6 \times 2.250 = 89.1 \text{ kN}$$

Ponte carico (si considera una pressione di 1.00 kN/m²):

$$F_T = 1.00 \times (1.40 + 0.10 + 3.00) \times 19.80 / 2 = 44.6 \text{ kN}$$

$$e'' = (0.70 + 1.45 + 0.10 + 3.00) - (0.10 + 3.00 + 1.40) / 2 + 0.70 = 3.700 \text{ m}$$

$$M_T = 44.6 \times 3.700 = 165.0 \text{ kN}$$

7.1.5. Spinta del terreno e del sovraccarico

Si assumono: peso specifico del terreno = 18.0 kN/m³
 sovraccarico sul rilevato = 10.0 kN/m²
 pavimentazione su rilevato = 3.0 kN/m²
 coeff. di spinta attiva = 0.270

Elevazione

spinta del terreno: $0.270 \times 18.0 \times (0.70 + 1.45)^2 / 2 = 11.2 \text{ kN/m}$ $e' = 0.72 \text{ m}$

spinta del sovraccarico: $0.270 \times (10.0 + 3.0) \times (0.70 + 1.45) = 7.6 \text{ kN/m}$ $e' = 1.08 \text{ m}$

Sommità pali

spinta del terreno: $0.270 \times 18.0 \times (0.70 + 1.45 + 0.70)^2 / 2 = 19.7 \text{ kN/m}$ $e' = 0.95 \text{ m}$

spinta del sovraccarico: $0.270 \times (10.0 + 3.0) \times (0.70 + 1.45 + 0.70) = 10.0 \text{ kN/m}$ $e' = 1.43 \text{ m}$

7.2. Verifica allo spiccato della fondazione

Si verifica l'armatura d'incastro nella fondazione della spalla con:

$b = 100 \text{ cm}$, $h = 97 \text{ cm}$, $d = 93 \text{ cm}$, $A_s = 1\phi 16/30\text{cm} = 6.70 \text{ cm}^2/\text{m}$ ($n=10$)

Nella tabella seguente vengono riportate le sollecitazioni alla base dell'elevazione della spalla e le tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio.

	H	N	e'	M'	M	$\sigma_{c \text{ max}}$	$\sigma_{s \text{ max}}$
	(kN/m)	(kN/m)	(m)	(kNm/m)	(kNm/m)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
elevazione		26,0	0,61	15,9			
spinta del terreno orizz.	11,2		-0,72	-8,1			
spinta del sovraccarico orizz.	7,5		-1,08	-8,1			
spinta del sovraccarico vert.		3,3	0,85	2,7			
SENZA IMPALCATO	18,8	29,3	0,08	2,5	-11,7	0,16	2,3
peso impalcato		123,7	0,34	42,0			
ΔT , fluage, ritiro	0,0			0,0			
PONTE SCARICO	18,8	153,0	0,29	44,5	-29,7	0,35	0,2
carichi mobili (MAX N)		121,6	0,34	41,3			
carichi mobili (MAX M _L)		94,4	0,34	32,1			
frenata	5,2		-2,25	-11,7			
PONTE CARICO CON FRENATA(1)	24,0	274,5	0,27	74,2	-58,9	0,67	0,9
PONTE CARICO CON FRENATA(2)	24,0	247,4	0,26	65,0	-55,0	0,63	1,1

Nota: Le sollecitazioni dovute ai carichi mobili tengono conto del coefficiente dinamico $\phi = 1.284$.

e' , M' sono riferiti allo spigolo anteriore della spalla; $M = N (e' - 0.97/2)$ è il momento flettente.

Vista l'entità delle tensioni non si riportano le verifiche che risultano ampiamente soddisfatte.

7.3. Verifica della fondazione**7.3.1. Carichi sui pali**

Caratteristiche della palificata:

7 x 2 pali a 0.60m dall'asse spalla ($i = 1.70 \text{ m}$)

Carico massimo e minimo sui pali:

$$P = (N/N_{\text{pali}} \pm M_L/w_L \pm M_T/w_T) \times L_{\text{spalla}}$$

con: $L_{\text{spalla}} = 11.00 \text{ m}$

$$N_{\text{pali}} = 14$$

$$w_L = (2 \times 7 \times 0.60^2) / 0.60 = 8.4 \text{ m}$$

$$w_T = 4 \times (1.70^2 + 3.40^2 + 5.10^2) / 5.10 = 31.7 \text{ m}$$

Nella tabella seguente vengono riportate le sollecitazioni alla base del plinto ed i carichi massimi e minimi sui pali per le varie condizioni di carico.

	H	N	e''	M''	M _L	M _T	P _{max}	P _{min}
	(kN/m)	(kN/m)	(m)	(kNm/m)	(kNm/m)	(kNm)	(kN)	(kN)
elevazione		26,0	1,140	29,7				
fondazione e terreno		53,4	1,318	70,3				
sovraccarico		7,2	1,525	10,9				
spinta del terreno orizz.	19,7		-0,950	-18,8				
spinta del sovraccarico orizz.	10,0		-1,425	-14,3				
SENZA IMPALCATO	29,7	86,6	0,900	77,9	0,0		68	68
peso impalcato		123,7	0,870	107,6				
ΔT, fluage, ritiro	0,0		0,000	0,0				
vento impalcato scarico						-89,1		
PONTE SCARICO	29,7	210,2	0,882	185,5	-3,7	-89,1	173	158
carichi mobili (MAX N)(1)		121,6	0,870	105,8		-1509,76		
carichi mobili (MAX M _L)(2)		94,4	0,870	82,1		-2405,41		
frenata	-5,2		-2,950	15,3				
vento impalcato carico						-164,835		
PONTE CARICO CON FRENATA(1)	24,6	331,8	0,924	306,6	7,9	-1674,59	324	198
PONTE CARICO CON FRENATA(2)	24,6	304,7	0,929	283,0	8,8	-2570,25	332	147

Nota: Le sollecitazioni dovute ai carichi mobili tengono conto del coefficiente dinamico $\phi = 1.284$.

e'', M'' sono riferiti allo spigolo anteriore del plinto (O''); $M = N (e'' - 1.80/2)$ è il momento flettente.

7.3.2. Verifica del paraghiaia

$$\text{spinta del terreno: } 0.270 \times 18.0 \times 1.45^2 / 2 = 5.1 \text{ kN/m} \quad e' = 1.45/3 = 0.483 \text{ m}$$

$$\text{spinta del sovraccarico: } 0.270 \times (10.0 + 3.0) \times 1.45 = 5.1 \text{ kN/m} \quad e' = 1.45/2 = 0.725 \text{ m}$$

Momento flettente massimo:

$$M = 5.1 \times 0.483 + 5.1 \times 0.725 = 2.5 + 3.7 = 6.2 \text{ kNm/m}$$

Si verifica l'armatura del paraghiaia con:

$$b = 100 \text{ cm}, h = 25 \text{ cm}, d = 21 \text{ cm}, A_s = 1\phi 10/30\text{cm} = 2.62 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (n=10)$$

Le tensioni massime valgono:

$$\sigma_{c \text{ max}} = 2.02 \text{ N/mm}^2 < 6.0 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{s \text{ max}} = 110.5 \text{ N/mm}^2 < 180 \text{ N/mm}^2$$

7.3.3. Verifica del plinto

Armature trasversali

$$P_{\max} = 332 \text{ kN}$$

La forza di trazione nelle armature risulta:

$$H = 332 \text{ kN} \times 0.40 \text{ m} / 0.65 \text{ m} = 204.2 \text{ kN}$$

La tensione massima nelle armature è pari a:

$$\sigma_s = 204.2 \text{ kN} / (1\phi 16 / 30\text{cm} \times 1.70 \text{ m}) = 179.4 \text{ N/mm}^2 < 180 \text{ N/mm}^2$$

Armature longitudinali

$$P_{\max} = (332+309) = 641 \text{ kN}$$

La forza di trazione nelle armature risulta:

$$H = 641 \text{ kN} \times 0.50 \text{ m} / 1.35 \text{ m} = 237.3 \text{ kN}$$

La tensione massima nelle armature è pari a:

$$\sigma_s = 237.3 \text{ kN} / (8\phi 14) = 192.7 \text{ N/mm}^2 \approx 180 \text{ N/mm}^2$$

8. VERIFICA DELLE SPALLE – SITUAZIONE MODIFICATA

Si verifica la spalla esistente, la cui geometria è descritta nel capitolo precedente, sollecitata dai carichi mobili previsti dal D.M. del 14 gennaio 2008.

Si precisa che la situazione di progetto non corrisponde a quella descritta in questo paragrafo; infatti la realizzazione delle opere necessarie per l'allargamento comporta la modifica della configurazione geometrica e quindi strutturale della spalla; per l'analisi dello stato di progetto si rimanda al *capitolo 9*.

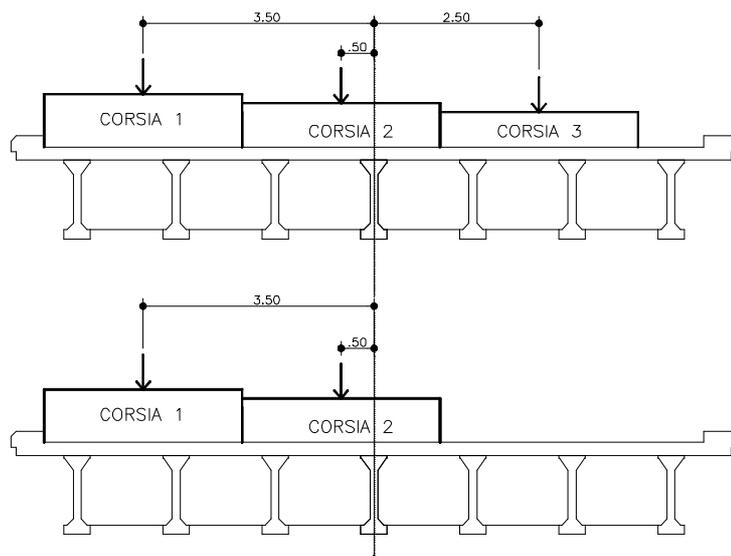
8.1. Analisi dei carichi

8.1.1. Carichi permanenti

-> vedi situazione esistente (paragrafo 7.1.1)

8.1.2. Carichi mobili

Si adottano i carichi del D.M. del 14 gennaio 2008, considerando due condizioni di carico al fine di massimizzare in un caso lo sforzo assiale, nell'altro il momento flettente trasversale.



Si rimanda al *paragrafo 3.2.2* per l'analisi dei carichi mobili, precisando che per la combinazione TIII le reazioni corrispondono allo schema di carico distribuito ridotto al 40% contemporaneo al carico tandem ridotto al 75%.

TII) Massimo sforzo assiale; momento trasversale corrispondente:

reazione totale sulla spalla:

$$838.9 + 459.0 + 265.3 = 1563.2 \text{ kN}$$

$$e' = 0.340 \text{ m}$$

$$1563.2 / 11.00 = 142.1 \text{ kN/m}$$

momento trasversale corrispondente:

$$838.9 \times 3.50 + 459.0 \times 0.50 - 265.3 \times 2.50 = 2502.3 \text{ kNm}$$

Massimo momento trasversale; sforzo assiale corrispondente:

reazione totale sulla spalla:

$$838.9+459.0 = 1297.9 \text{ kN}$$

$$e' = 0.340 \text{ m}$$

$$1297.9/11.00 = 118.0 \text{ kN/m}$$

momento trasversale:

$$838.9 \times 3.50 + 459.0 \times 0.50 = 3165.5 \text{ kNm}$$

TIII) Massimo sforzo assiale; momento trasversale corrispondente:

reazione totale sulla spalla:

$$538.9+319.2+173.9 = 1032.0 \text{ kN}$$

$$e' = 0.340 \text{ m}$$

$$1032.0/11.00 = 93.8 \text{ kN/m}$$

momento trasversale corrispondente:

$$538.9 \times 3.50 + 319.2 \times 0.50 - 173.9 \times 2.50 = 1611.1 \text{ kNm}$$

Massimo momento trasversale; sforzo assiale corrispondente:

reazione totale sulla spalla:

$$538.9+319.2 = 858.1 \text{ kN}$$

$$e' = 0.340 \text{ m}$$

$$858.1/11.00 = 78.0 \text{ kN/m}$$

momento trasversale:

$$538.9 \times 3.50 + 319.2 \times 0.50 = 2045.9 \text{ kNm}$$

8.1.3. Azione di frenamento

La forza frenante sulla spalla è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1 ed è uguale a:

$$F_L = (0.6 \times 600 + 0.1 \times 27.0 \times 19.80) / 2 = 206.7 \text{ kN}$$

Forza a metro di spalla:

$$H = 206.7 / 11.00 = 18.8 \text{ kN/m}$$

8.1.4. Azione del vento

Ponte scarico (si considera una pressione di 2.10 kN/m^2):

$$F_T = 2.10 \times (1.40 + 0.20) \times 19.80 / 2 = 33.3 \text{ kN}$$

$$e'' = (0.7 + 1.45 + 0.20) - (0.20 + 1.40) / 2 + 0.70 = 2.250 \text{ m}$$

$$M_T = 39.6 \times 2.250 = 89.1 \text{ kNm}$$

Ponte carico (si considera una pressione di 2.10 kN/m^2):

$$F_T = 2.10 \times (1.40 + 0.10 + 3.00) \times 19.80 / 2 = 93.6 \text{ kN}$$

$$e'' = (0.70 + 1.45 + 0.10 + 3.00) - (0.10 + 3.00 + 1.40) / 2 + 0.70 = 3.700 \text{ m}$$

$$M_T = 93.6 \times 3.700 = 346.3 \text{ kNm}$$

8.1.5. Spinta del terreno e del sovraccarico

-> vedi situazione esistente (paragrafo 7.1.5)

8.2. Combinazioni di carico

Nei paragrafi successivi si riportano le verifiche della fondazione con le sollecitazioni corrispondenti alle tre combinazioni TI, TII e TIII della normativa di riferimento, adottando i coefficienti amplificativi riassunti in tabella:

	$g_{1,2}$	g_3	Q_1	q_1	q_3	q_5
	PESI	SPINTE	C. MOBILI	C. MOBILI	FRENATA	VENTO
TI	1.0	1.0	0.0	0.0	0.0	1.0
TII	1.0	1.0	1.0	1.0	0.0	0.6
TIII	1.0	1.0	0.75	0.40	1.0	0.6

8.3. Verifica allo spiccato della fondazione

Si verifica l'armatura d'incastro nella fondazione della spalla con:

$$b = 100 \text{ cm}, h = 97 \text{ cm}, d = 93 \text{ cm}, A_s = 1\phi 16/30\text{cm} = 6.70 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (n=10)$$

Nella tabella seguente vengono riportate le sollecitazioni alla base dell'elevazione della spalla e le tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio.

	H	N	e'	M'	M	$\sigma_{c \text{ max}}$	$\sigma_{s \text{ max}}$
	(kN/m)	(kN/m)	(m)	(kNm/m)	(kNm/m)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
PONTE SCARICO (TI)	18,8	153,0	0,3	44,5	-29,7	0,35	0,20
carichi mobili (MAX N)(1) (TII)		142,1	0,340	48,3			
carichi mobili (MAX M _L)(2) (TII)		118,0	0,340	40,1			
carichi mobili (MAX N)(1) (TIII)		93,8	0,340	31,9			
carichi mobili (MAX M _L)(2) (TIII)		78,0	0,340	26,5			
frenata (TIII)	18,8		-2,250	-42,3			
PONTE CARICO SENZA FRENATA(1) (TII)	18,8	295,1	0,315	92,8	-50,3	0,63	0,0
PONTE CARICO SENZA FRENATA(2) (TII)	18,8	270,9	0,312	84,6	-46,8	0,58	0,0
PONTE CARICO CON FRENATA(1) (TIII)	37,6	246,8	0,138	34,1	-85,6	1,06	10,1
PONTE CARICO CON FRENATA(2) (TIII)	37,6	231,0	0,125	28,8	-83,3	1,06	11,3

Nota: e', M' sono riferiti allo spigolo anteriore della spalla; M = N (e' - 0.97/2) è il momento flettente.

Vista l'entità delle tensioni non si riportano le verifiche che risultano ampiamente soddisfatte.

8.4. Verifica della fondazione

8.4.1. Carichi sui pali

Nella tabella seguente vengono riportate le sollecitazioni alla base del plinto ed i carichi massimi e minimi sui pali per le varie condizioni di carico.

	H	N	e"	M"	M _L	M _T	P _{max}	P _{min}
	(kN/m)	(kN/m)	(m)	(kNm/m)	(kNm/m)	(kNm)	(kN)	(kN)
PONTE SCARICO ESISTENTE (TI)	29,7	210,2	0,9	185,5	-3,7	-74,8	172	158
carichi mobili (MAX N)(1) (TII)		142,1	0,870	123,6				
carichi mobili (MAX M _L)(2) (TII)		118,0	0,870	102,7				
carichi mobili (MAX N)(1) (TIII)		93,8	0,870	81,6				
carichi mobili (MAX M _L)(2) (TIII)		78,0	0,870	67,9				
frenata (TIII)	-18,8		-2,950	55,4				
PONTE CARICO SENZA FRENATA(1) (TII)	29,7	352,3	0,877	309,1	-8,0	-2710,0	373	181
PONTE CARICO SENZA FRENATA(2) (TII)	29,7	328,2	0,878	288,2	-7,2	-3373,2	374	142
PONTE CARICO CON FRENATA(1) (TIII)	10,9	304,1	1,097	333,7	60,0	-1818,8	375	103
PONTE CARICO CON FRENATA(2) (TIII)	10,9	288,2	1,103	317,9	58,5	-2253,6	374	79

Nota: e", M" sono riferiti allo spigolo anteriore del plinto; M = N (e"-1.80/2) è il momento flettente.

Nota: Il carico massimo sui pali nella situazione modificata risulta pari a **375 kN**, ovvero circa il 13% in più rispetto al carico massimo nella situazione esistente, che è di 332 kN. Quindi, per quanto riguarda la verifica della portata, ipotizzando che i pali siano stati progettati con un coefficiente di sicurezza globale pari a 3, nella situazione modificata si otterrebbe un coefficiente uguale a $3/1.13 = 2.65$, che può essere considerato sufficiente.

8.4.2. Verifica del paraghiaia

-> vedi situazione esistente (paragrafo 7.3.2)

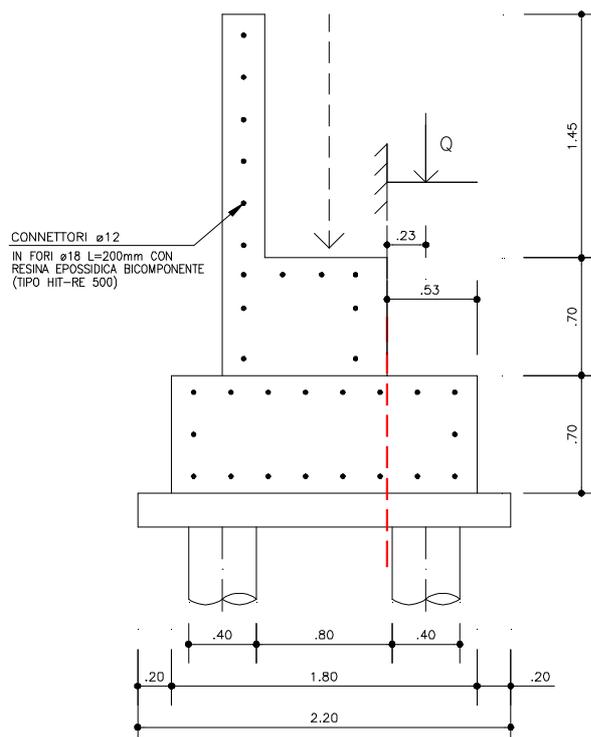
8.4.3. Verifica del plinto

Si verificano le armature trasversali considerando lo schema di verifica riportato in figura. Si precisa che a favore di sicurezza non sono state considerate resistenti nel calcolo le armature piegate (3φ20/m).

Verifica

Caratteristiche della sezione:

- b = 100 cm
- h = 70 cm
- d = 65 cm
- A_s = 3φ16 = 6.03 cm² (n=10)



Verifica delle tensioni in esercizio:

$$Q = 375 \text{ kN}$$

Ripartendo sull'interasse dei pali:

$$M = 375 \times 0.23 / 1.70 \text{ m} = 50.7 \text{ kNm/m}$$

$$V = 375 / 1.70 \text{ m} = 220.6 \text{ kNm/m}$$

Le tensioni massime nel calcestruzzo e nell'acciaio valgono:

$$x = 8.3 \text{ cm}$$

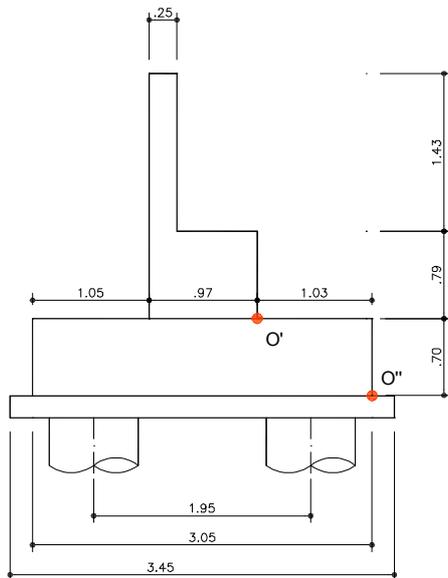
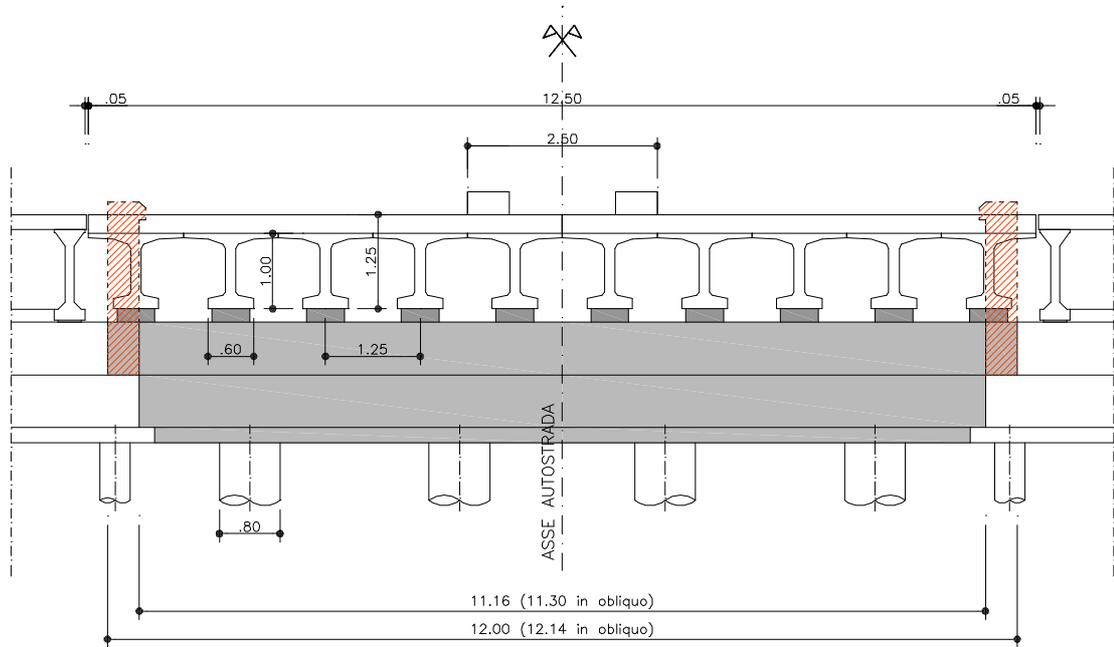
$$\sigma_c = 1.97 \text{ N/mm}^2 < 6.00 \text{ N/mm}^2 \text{ (per } R_{ck} = 22.5 \text{ N/mm}^2)$$

$$\sigma_s = 135.1 \text{ N/mm}^2 < 180 \text{ N/mm}^2 \text{ (per acciaio B450C)}$$

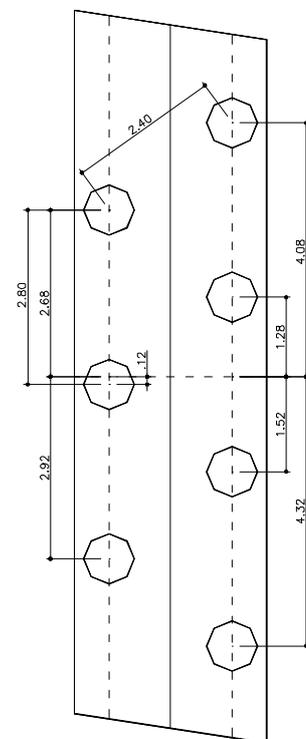
$$\tau = 0.354 \text{ N/mm}^2 < 0.40 \text{ N/mm}^2$$

9. SPALLA NUOVA

La spalla nuova sarà realizzata a parete piena con calcestruzzo di classe C28/35 con le caratteristiche geometriche riportate in figura.



SEZIONE DELLA SPALLA



PIANTA DELLA PALIFICATA

9.1. Analisi dei carichi

9.1.1. Carichi permanenti

- carichi trasmessi dall'impalcato:

travi prefabbricate	25x0.3142x10	=	78.6 kN/m	
soletta	25x0.25x12.60	=	78.8 kN/m	
pavimentazione	22x0.20x12.60	=	55.4 kN/m	
cordoli e sicurvia	(25x0.55x0.30+1.00)x2	=	10.3 kN/m	
		=	223.1 kN/m	$e' = 0.340 \text{ m}$

traversi 25x0.48x1.11x0.80x9/sen(90.23g) = 97.0 kN

Reazione totale sulla spalla dovuta all'impalcato:

$$N = 223.1 \times 19.80 / 2 + 97.0 = 2305.7 \text{ kN} \quad / 11.30 \text{ m} = 204.0 \text{ kN/m}$$

- peso elevazione:

paraghiaia	25x0.25x1.43	=	8.9 kN/m	$e' = 0.845 \text{ m}$
elevazione	25x0.97x0.79	=	19.2 kN/m	$e' = 0.485 \text{ m}$
		=	28.1 kN/m	$e' = 0.600 \text{ m}$

- peso fondazione:

plinto	25x3.05x0.70	=	53.4 kN/m	$e'' = 1.525 \text{ m}$
terreno	20x1.05x(0.79+1.43)	=	46.6 kN/m	$e'' = 2.525 \text{ m}$
		=	100.0 kN/m	$e'' = 1.991 \text{ m}$

- sovraccarico

per elevazione	0.25x20.0	=	5.0 kN/m	$e' = 0.845 \text{ m}$
per pali	(0.25+1.05)x20.0	=	26.0 kN/m	$e' = 2.400 \text{ m}$

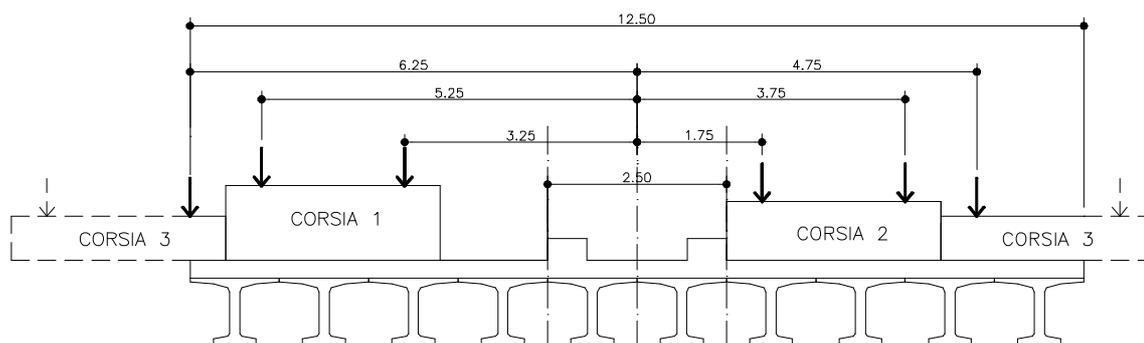
NOTA : e' = eccentricità rispetto allo spigolo anteriore della spalla (O')

e'' = eccentricità rispetto allo spigolo anteriore del plinto (O'')

9.1.2. Carichi mobili

Si adottano i carichi del D.M. del 14 gennaio 2008 (vedi Paragrafi precedenti).

a) Sforzo assiale massimo



Reazioni totali sulla spalla dovute ai carichi mobili:

- ponte carico senza frenata (combinazione TII):

$$N = (838.86+459.02+265.30) = 1563.18 \text{ kN} \quad / 11.30 \text{ m} = 138.3 \text{ kN/m}$$

$$M_T = 265.30/2x((6.25-4.75)/\text{sen}(90.23g))+ 838.86/2x((5.25+3.29)/\text{sen}(90.23g))-$$

$$459.02/2x((1.75+3.75)/\text{sen}(90.23g)) = 2531.6 \text{ kNm}$$

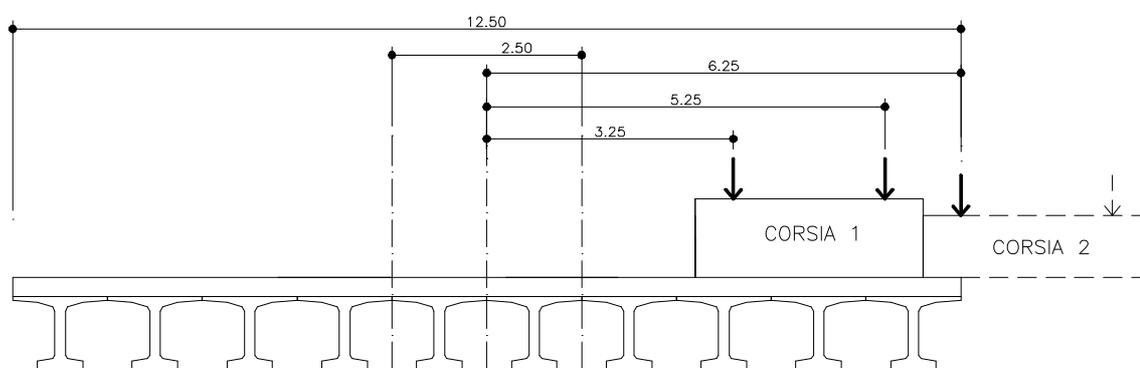
- ponte carico con frenata (combinazione TIII):

$$N = (538.94+319.21+173.92) = 1032.07 \text{ kN} \quad / 11.30 \text{ m} = 91.3 \text{ kN/m}$$

$$M_T = 173.92/2x((6.25-4.75)/\text{sen}(90.23g))+ 538.94/2x((5.25+3.29)/\text{sen}(90.23g))-$$

$$319.21/2x((1.75+3.75)/\text{sen}(90.23g)) = 1561.4 \text{ kNm}$$

b) Eccentricità massima



Reazioni totali sulla spalla dovute ai carichi mobili:

- ponte carico senza frenata (combinazione TII):

$$N = (838.86+459.02) = 1068.4 \text{ kN} \quad / 11.30 \text{ m} = 94.5 \text{ kN/m}$$

$$M_T = 838.86/2x((3.25+5.25)/\text{sen}(90.23g))+459.02/2x(6.25/\text{sen}(90.23g)) = 5059.0 \text{ kNm}$$

- ponte carico con frenata (combinazione TIII):

$$N = (538.94+319.21) = 698.5 \text{ kN} \quad / 11.30 \text{ m} = 61.8 \text{ kN/m}$$

$$M_T = 538.94/2x((3.25+5.25)/\text{sen}(90.23g))+319.21/2x(6.25/\text{sen}(90.23g)) = 3327.1 \text{ kNm}$$

9.1.3. Spinta del terreno e del sovraccarico

Si assumono: peso specifico del terreno = 20.0 kN/m^3
 sovraccarico sul rilevato = 20.0 kN/m^2
 coeff. di spinta attiva = 0.270

Elevazione

$$\text{spinta del terreno:} \quad 0.270 \times 20.0 \times (0.79+1.43)^2/2 = 13.3 \text{ kN/m} \quad e' = 0.740 \text{ m}$$

$$\text{spinta del sovraccarico:} \quad 0.270 \times 20.0 \times (0.79+1.43) = 12.0 \text{ kN/m} \quad e' = 1.110 \text{ m}$$

Sommità pali

$$\text{spinta del terreno: } 0.270 \times 20.0 \times (0.7 + 1.43 + 0.79)^2 / 2 = 23.0 \text{ kN/m} \quad e' = 0.973 \text{ m}$$

$$\text{spinta del sovraccarico: } 0.270 \times 20.0 \times (0.7 + 1.43 + 0.79) = 15.8 \text{ kN/m} \quad e' = 1.460 \text{ m}$$

9.1.4. Dilatazioni termiche, fluage, ritiro

La forza trasmessa alla spalla da ciascun appoggio per effetto delle variazioni di lunghezza dell'impalcato, dovute a dilatazioni termiche, fluage e ritiro, vale 13.9 kN (vedi *paragrafo 6.2.2*).

$$F_L = 13.9 \times 10 = 139.0 \text{ kN}$$

$$H_{\perp} = 139.0 \times \sin(90.23^\circ) = 137.4 \text{ kN} \quad / 11.30 \text{ m} = 12.2 \text{ kN/m}$$

$$H_{//} = 139.0 \times \cos(90.23^\circ) = 21.24 \text{ kN}$$

$$/ 11.30 \text{ m} = 1.9 \text{ kN/m}$$

9.1.5. Azione di frenamento

La forza frenante sulla spalla è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1 ed è uguale a:

$$F_L = (0.6 \times 600 + 0.1 \times 27.0 \times 19.80) / 2 = 206.7 \text{ kN}$$

Forza a metro di spalla in direzione normale:

$$H_{\perp} = 206.7 / 11.30 \times \sin(90.23^\circ) = 18.1 \text{ kN/m} \quad e' = 2.420 \text{ m}$$

$$H_{//} = 206.7 / 11.30 \times \cos(90.23^\circ) = 2.8 \text{ kN/m}$$

9.1.6. Azione del vento

Ponte scarico (si considera una pressione di 2.10 kN/m²):

$$F_T = 2.10 \times (1.25 + 0.30) \times 19.80 / 2 = 32.2 \text{ kN} \quad e' = 1.75 \text{ m}$$

$$H_{\perp} = 32.2 \times \cos(90.23^\circ) = 4.9 \text{ kN}$$

$$H_{//} = 32.2 \times \sin(90.23^\circ) = 31.8 \text{ kN}$$

Ponte carico (si considera una pressione di 0.6 x 2.10 = 1.26 kN/m²):

$$F_T = 1.26 \times (1.25 + 0.20 + 3.00) \times 19.80 / 2 = 55.5 \text{ kN} \quad e' = 3.20 \text{ m}$$

$$H_{\perp} = 55.5 \times \cos(90.23^\circ) = 8.5 \text{ kN}$$

$$H_{//} = 55.5 \times \sin(90.23^\circ) = 54.9 \text{ kN}$$

9.2. Verifica della fondazione

9.2.1. Verifica dello spiccato di fondazione

Si verifica l'armatura d'incastro nella fondazione della spalla con:

$$b = 100 \text{ cm}, h = 97 \text{ cm}, d = 93 \text{ cm}, A_s = 1\phi 14/30\text{cm} = 5.13 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (n=15)$$

$$f_{ck} = 0.83 \times 30 = 24.9 \text{ N/mm}^2 \quad \text{resistenza caratteristica a compressione del cls (} R_{ck}=30 \text{ N/mm}^2 \text{)}$$

$$f_{cd} = 0.85 f_{ck} / 1.5 = 14.1 \text{ N/mm}^2 \quad \text{resistenza di calcolo a compressione del cls}$$

$$f_{yd} = f_{yk} / 1.15 = 391 \text{ N/mm}^2 \quad \text{tensione di calcolo per acciaio B450C (} f_{yk}=450 \text{ N/mm}^2 \text{)}$$

Nella tabella seguente vengono riportate le sollecitazioni alla base dell'elevazione della spalla e le tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio.

Si precisa che nel calcolo è stata trascurata la componente del vento perpendicolare alla spalla ($4.9 \text{ kN}/11.30\text{m} = 0.4 \text{ kN/m}$).

	H	N	e'	M'	M	$\sigma_{c \text{ max}}$	$\sigma_{s \text{ max}}$
	(kN/m)	(kN/m)	(m)	(kNm/m)	(kNm/m)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
elevazione		30,2	0,600	18,1			
spinta del terreno orizz.	14,3		0,740	-10,6			
spinta del sovraccarico orizz.	12,9		1,110	-14,3			
sovraccarico		5,4	0,845	4,5			
SENZA IMPALCATO	27,2	35,6	-0,063	-2,2	-19,5	0,32	12,4
peso impalcato		204,0	0,340	69,4			
ΔT , fluage, ritiro	12,2		0,970	-11,8			
PONTE SCARICO (TI)	39,3	239,6	0,231	55,3	-60,9	0,68	3,2
carichi mobili (MAX N)(1) (TII)		138,3	0,340	47,0			
carichi mobili (MAX M _L)(2) (TII)		94,5	0,340	32,1			
carichi mobili (MAX N)(1) (TIII)		91,3	0,340	31,1			
carichi mobili (MAX M _L)(2) (TIII)		61,8	0,340	21,0			
frenata (TIII)	18,1		2,420	-43,8			
PONTE CARICO SENZA FRENATA(1) (TII)	39,3	377,9	0,271	102,4	-80,9	0,93	1,9
PONTE CARICO SENZA FRENATA(2) (TII)	39,3	334,1	0,262	87,5	-74,6	0,85	2,2
PONTE CARICO CON FRENATA(1) (TIII)	57,4	330,9	0,129	42,6	-117,9	1,47	22,0
PONTE CARICO CON FRENATA(2) (TIII)	30,2	301,4	0,108	32,6	-113,6	1,47	25,9

Nota: e', M' sono riferiti allo spigolo anteriore della spalla; M = N (e'-0.97/2) è il momento flettente.

Le combinazioni (1) e (2) corrispondono rispettivamente a sforzo assiale massimo e momento massimo.

Vista l'entità delle tensioni non si riportano le verifiche che risultano ampiamente soddisfatte.

Eseguito la verifica allo stato limite ultimo della sezione, risulta:

	N _{Sd}	M _{Sd}	M _{Rd}
	kN/m	kNm/m	kNm/m
PONTE SCARICO (UI)	313,7	10,4	290,2
PONTE CARICO SENZA FRENATA(1) (UII)	500,5	37,5	350,8
PONTE CARICO SENZA FRENATA(2) (UII)	441,3	28,9	331,7
PONTE CARICO CON FRENATA(1) (UIII)	437,0	93,9	330,3
PONTE CARICO CON FRENATA(2) (UIII)	397,2	88,2	317,4

Verifica a taglio

Il taglio sollecitante di calcolo allo stato limite ultimo vale:

	V_{Sd} kN/m
PONTE SCARICO (UI)	55,4
PONTE CARICO SENZA FRENATA (UII)	55,4
PONTE CARICO CON FRENATA (UIII)	82,5

Si esegue la verifica allo stato limite ultimo della sezione senza armature trasversali resistenti al taglio.

$$V_{Sd} = 82,5 \text{ kN}$$

$$R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ck} = 24,9 \text{ N/mm}^2 \text{ resistenza caratteristica a compressione del cls} = 0,83 R_{ck}$$

$$f_{cd} = 14,1 \text{ N/mm}^2 \text{ resistenza di calcolo a compressione del cls} = 0,85 f_{ck} / 1,5$$

$$b_w = 100 \text{ cm} \text{ larghezza minima della sezione}$$

$$d = 92 \text{ cm} \text{ altezza utile della sezione}$$

$$A_{sl} = 10,26 \text{ cm}^2 \text{ area dell'armatura longitudinale}$$

$$k = 1,47 = 1 + (20/d)^{1/2} \leq 2,0$$

$$\rho_1 = 0,001 = A_{sl} / (b_w d) \leq 0,02$$

$$v_{min} = 0,31 = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

$$\sigma_{cp} = 0,00 \text{ N/mm}^2 \text{ tensione media di compress. nella sezione} \leq 0,2 f_{cd}$$

Resistenza di calcolo del calcestruzzo:

$$V_{Rcd} = 228 \text{ kN} = [0,18 k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} / 1,5 + 0,15 \sigma_{cp}] b_w d$$

$$V_{Rcd,min} = 285 \text{ kN} = (v_{min} + 0,15 \sigma_{cp}) b_w d$$

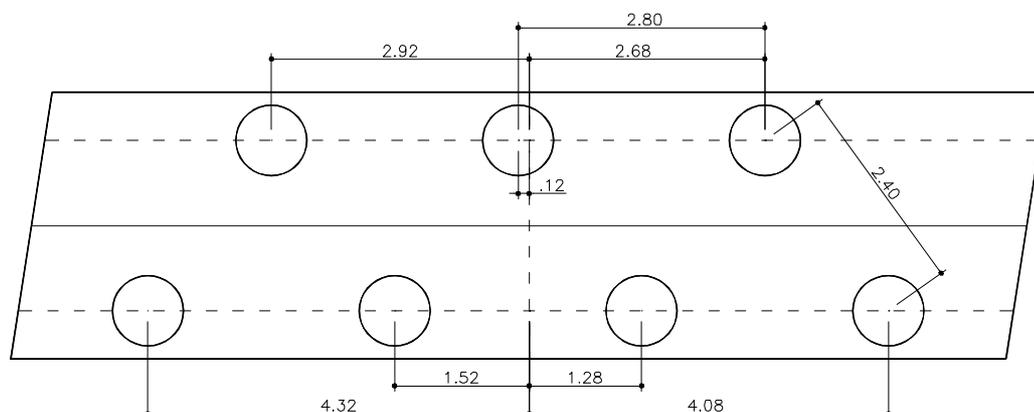
Verifica:

$$V_{Rd} = \max (V_{Rcd}) = 285 \text{ kN} > 82,5 \text{ kN} = V_{Sd}$$

9.3. Verifica della fondazione

9.3.1. Carichi sui pali

La palificata è costituita da 7 pali, 4 anteriori e 3 posteriori disposti come specificato in figura.



Si precisa che le azioni orizzontali dovute a variazione termica, ritiro, fluage e frenata sono state scomposte in direzione parallela e perpendicolare alla spalla, contribuendo quindi all'incremento sia del momento longitudinale sia del momento trasversale.

Nelle tabelle seguenti vengono riportate le sollecitazioni alla base del plinto ed i carichi massimi e minimi sui pali per le varie condizioni di carico.

Le forze orizzontali che possono avere sia segno positivo sia segno negativo sono state assunte con segno tale da massimizzare lo sforzo assiale nel palo (in particolare questo si verifica quando queste forze sono concordi alla spinta del terreno).

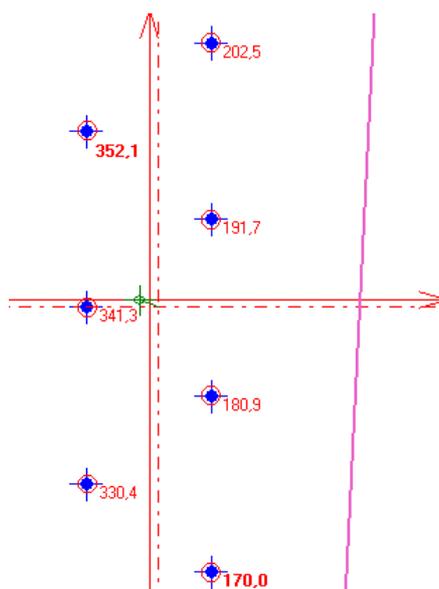
	H _⊥ (kN/m)	H _∥ (kN/m)	N (kN/m)	e'' (m)	M'' (kNm/m)	M _L (kNm/m)	M _T (kNm)
elevazione			30,2	1,630	49,2		
fondazione e terreno			100,0	1,991	199,1		
sovraccarico			26,4	2,400	63,3		
spinta del terreno orizz.	24,7			-0,973	-24,1		
sovraccarico	16,9			-1,460	-24,7		
SENZA IMPALCATO	41,7	0,0	156,6	1,679	262,8	24,0	
peso impalcato			204,0	1,370	279,5		
ΔT, fluage, ritiro	12,2	1,9		1,670	-20,3		35,5
vento impalcato scarico	4,9 *	31,8 *		2,445	-1,1		77,9
PONTE SCARICO (TI)	58,8	33,7	360,6	1,445	521,0	-28,9	113,3
vento impalcato carico	8,5 *	54,9 *		3,895	-2,9		213,7
carichi mobili (MAX N)(1) (TII)			138,3	1,370	189,5	-21,4	2531,6
carichi mobili (MAX M _L)(2) (TII)			94,5	1,370	129,5		5059,0
carichi mobili (MAX N)(1) (TIII)			91,3	1,370	125,1		1561,4
carichi mobili (MAX M _L)(2) (TIII)			61,8	1,370	84,7		3327,1
frenata (TIII)	18,1	2,8		3,120	-56,4		98,6
PONTE CARICO SENZA FRENATA(1) (TII)	62,3	56,7	498,9	1,420	708,6	-52,2	2780,7
PONTE CARICO SENZA FRENATA(2) (TII)	62,3	56,7	455,1	1,425	648,6	-45,5	5308,2
PONTE CARICO CON FRENATA(1) (TIII)	80,4	59,5	451,9	1,301	587,8	-101,4	1909,2
PONTE CARICO CON FRENATA(2) (TIII)	80,4	59,5	422,4	1,296	547,4	-96,8	3674,8

Nota: e'', M'' sono riferiti allo spigolo anteriore del plinto (O''); M = N (e''-3.05/2) è il momento flettente.

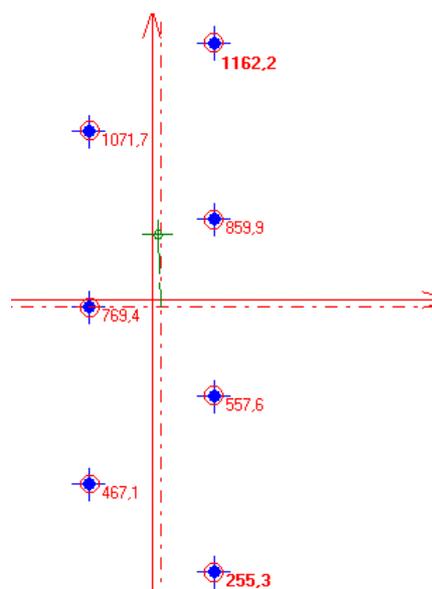
Le combinazioni (1) e (2) corrispondono rispettivamente a sforzo assiale massimo e momento massimo.

(*) forze in kN

SOLLECITAZIONI DI VERIFICA E CARICHI SUI PALI					
	N	M _L	M _T	P _{max}	P _{min}
	kN	kNm	kNm	(kN)	(kN)
SENZA IMPALCATO	1769,0	-271,7	0,0	352,1	170,0
PONTE SCARICO TI	4074,7	327,1	113,3	653,9	505,2
PONTE CARICO SENZA FRENATA TII (1)	5637,9	590,4	2780,7	1045,0	515,8
PONTE CARICO SENZA FRENATA TII (2)	5143,1	513,7	5308,2	1162,2	255,3
PONTE CARICO CON FRENATA TIII (1)	5106,8	1145,5	1909,2	978,2	526,6
PONTE CARICO CON FRENATA TIII (2)	4773,3	1093,8	3674,8	1062,0	391,9



c.d.c. SENZA IMPALCATO



c.d.c. TII (2) - PONTE CARICO SENZA FRENATA

9.3.1.1. Verifica di portanza

Il calcolo è svolto per pali trivellati Ø800 mm di lunghezza $L = 18.0$ m.

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE PALO - PONTE SUL CANALE ACQUE ALTE (secondo Raccomandazioni sui pali di fondazione - AGI - dicembre 1994)

Caratteristiche del palo:

Diametro punta palo:	$D_p = 0,80$	m	Quota testa palo:	1,00	m
Diametro testa palo:	$D_T = 0,80$	m	Quota punta palo:	19,00	m
Spessore palo	$S_p = -$	m	Quota profondità falda:	4,00	m
Lunghezza del palo:	$L = 18,0$	m			
Lunghezza critica:	$L_c = 10,0$	m			
Area della punta:	$A_p = 0,503$	m ²			
Carico massimo in testa al palo:	$Q = 1.162$	kN			
Peso proprio del palo:	$G = 151$	kN			

Resistenza laterale:

Caratteristiche stratigrafiche del terreno:

Quote stratigrafiche	Spessore	Peso	Ang. attr.	Attrito	k	Pressione	q_a	As	DQs
z_i	z_f	Δz	$\gamma (\gamma')$	φ	μ	σ_v			
0,0	1,0	0,0	18,0		0,000	9,0		0,00	0,00
1,0	4,0	3,0	18,0	24	0,445	45,0		7,54	105,74
4,0	5,0	1,0	9,0	24	0,445	76,5		2,51	59,92
5,0	10,0	5,0	11,0	31	0,601	108,5		12,57	573,47
10,0	20,0	9,0	11,0	31	0,601	136,0		22,62	1293,88

Resistenza laterale: $Q_s = 2.033$ kN

Resistenza alla punta:

Caratteristiche del terreno alla punta:

Ang. attr.	N_q	N_q^*	N_c	c_u	Pressione
$\varphi (\varphi_u)$					σ_v
31	28	11		0	136

Resistenza alla punta: $Q_p = 1.914$ kN Considerando le condizioni di rottura (S.L.U.)
 $Q_p^* = 752$ kN Considerando i cedimenti ammissibili (N_q^* di Berezantzev)

Verifica della capacità portante:

Considerando le condizioni di rottura (S.L.U.)

Carico limite:	$Q_s + Q_p = 3.947$	kN
Carico totale agente:	$Q + G = 1.313$	kN
Coefficiente di sicurezza per Q_p	F.S. $Q_p = 2,50$	
Coefficiente di sicurezza per Q_s	F.S. $Q_s = 2,50$	
Carico agente sul palo ammissibile	$Q_{amm} = 1428$	kN
Verifica di portanza	$Q = 1162$ kN	≤ 1428 kN = Q_{amm}
Coefficiente di sicurezza globale	3,01	

Considerando i cedimenti ammissibili (Berezantzev)

Carico limite:	$Q_s + Q_p^* = 2.785$	kN
Carico totale agente:	$Q + G = 1.313$	kN
Coefficiente di sicurezza per Q_p	F.S. $Q_p = 1,75$	
Coefficiente di sicurezza per Q_s	F.S. $Q_s = 1,75$	
Carico agente sul palo ammissibile	$Q_{amm} = 1441$	kN
Verifica di portanza	$Q = 1162$ kN	≤ 1441 kN = Q_{amm}
Coefficiente di sicurezza globale	2,12	

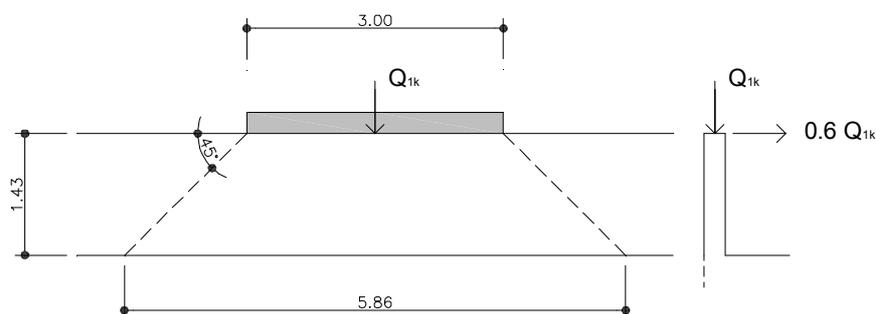
9.3.2. Verifica del paraghiaia

$$\text{peso proprio paraghiaia: } 25 \times 0.25 \times 1.43 = 8.9 \text{ kN/m}$$

$$\text{spinta del terreno: } 0.25 \times 20.0 \times 1.43^2 / 2 = 5.5 \text{ kN/m}$$

$$\text{spinta del sovraccarico: } 0.25 \times 20.0 \times 1.43 = 7.7 \text{ kN/m}$$

Si considera inoltre un'azione longitudinale di frenamento, applicata alla testa del paraghiaia, pari a 180 kN ($0.6 \times Q_{1k}$) concomitante con un carico verticale di 300 kN, secondo quanto previsto dal p.to C5.1.3.3.7.2 della C.M. 617 del 02/02/2009. Queste azioni, considerate distribuite sulla larghezza di ingombro convenzionale della colonna di carico (3.00 m), sono state ripartite a 45° sull'altezza del paraghiaia.



Risulta quindi:

$$l_{RIP} = 3.00 + 1.43 \times 2 = 5.86 \text{ m}$$

$$V = 180 / 5.86 = 30.7 \text{ kNm}$$

$$M = 180 / 5.86 \times 1.43 = 43.9 \text{ kNm/m}$$

$$N = 300 / 5.86 = 51.2 \text{ kN}$$

Si esegue la verifica del paraghiaia con:

$$f_{ck} = 0.83 \times 30 = 24.9 \text{ N/mm}^2 \text{ resistenza caratteristica a compressione del cls (} R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2 \text{)}$$

$$f_{cd} = 0.85 f_{ck} / 1.5 = 14.1 \text{ N/mm}^2 \text{ resistenza di calcolo a compressione del cls}$$

$$f_{yd} = f_{yk} / 1.15 = 391 \text{ N/mm}^2 \text{ tensione di calcolo per acciaio B450C (} f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2 \text{)}$$

Verifica a flessione

$$N = 8.9 + 51.2 = 60.1 \text{ kN/m}$$

$$M = 5.5 \times 1.43 / 3 + 7.7 \times 1.43 / 2 + 30.7 \times 1.43 = 52.1 \text{ kNm/m}$$

$$\text{con: } b = 100 \text{ cm, } h = 25 \text{ cm, } d = 21 \text{ cm, } A_s = 1 \phi 14 / 15 \text{ cm} = 10.26 \text{ cm}^2 / \text{m} \text{ (} n = 15 \text{)}$$

$$\text{risulta: } \sigma_{c \text{ max}} = 8.49 \text{ N/mm}^2 < 0.60 f_{ck} = 14.9 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{s \text{ max}} = 241.5 \text{ N/mm}^2 < 0.8 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$$

Le sollecitazioni di calcolo allo stato limite ultimo valgono:

$$N_{Sd} = 1.0 \times 8.9 + 1.5 \times 51.2 = 136.9 \text{ kN/m}$$

$$M_{Sd} = 1.5 \times 52.1 = 78.1 \text{ kNm/m}$$

Eseguido la verifica allo stato limite ultimo della sezione, risulta un momento ultimo resistente:

$$M_{Rd} = 90.7 \text{ kNm/m} > M_{Sd} = 78.1 \text{ kNm/m}$$

Verifica a taglio

$$V = 5.5 + 7.7 + 30.7 = 43.9 \text{ kN/m}$$

Il taglio sollecitante di calcolo allo stato limite ultimo vale:

$$V_{Sd} = 1.5 \times 33.2 = 65.9 \text{ kN/m}$$

Si esegue la verifica allo stato limite ultimo della sezione senza armature trasversali resistenti al taglio.

$V_{Sd} =$	65,9	kN		
$R_{ck} =$	30	N/mm ²		
$f_{ck} =$	24,9	N/mm ²	resistenza caratteristica a compressione del cls	= 0,83 R_{ck}
$f_{cd} =$	14,1	N/mm ²	resistenza di calcolo a compressione del cls	= 0,85 $f_{ck} / 1,5$
$b_w =$	100	cm	larghezza minima della sezione	
$d =$	21	cm	altezza utile della sezione	
$A_{sl} =$	10,26	cm ²	area dell'armatura longitudinale	
$k =$	1,98		= $1 + (20/d)^{1/2} \leq 2,0$	
$\rho_1 =$	0,005		= $A_{sl} / (b_w d) \leq 0,02$	
$v_{min} =$	0,49		= $0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$	
$\sigma_{cp} =$	0,00	N/mm ²	tensione media di compress. nella sezione	$\leq 0,2 f_{cd}$

Resistenza di calcolo del calcestruzzo:

$$V_{Rcd} = 115 \text{ kN} = [0,18 k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} / 1,5 + 0,15 \sigma_{cp}] b_w d$$

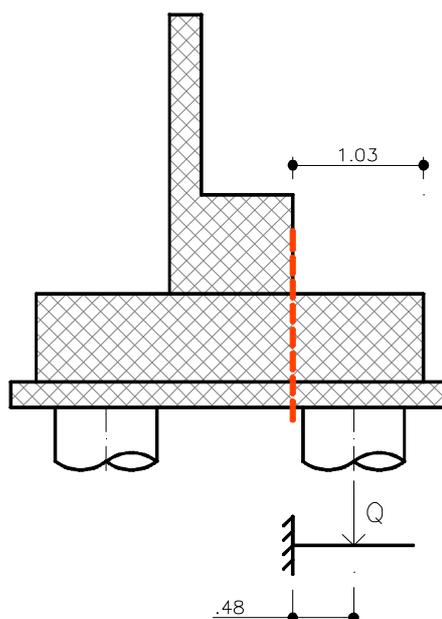
$$V_{Rcd,min} = 102 \text{ kN} = (v_{min} + 0,15 \sigma_{cp}) b_w d$$

Verifica:

$$V_{Rd} = \max (V_{Rcd}) = 115 \text{ kN} > 65,9 \text{ kN} = V_{Sd}$$

9.3.3. Verifica del plinto

Si esegue la verifica dello sbalzo della fondazione ripartendo il carico del palo più sollecitato sull'interasse dei pali (L=2.80 m).



$$Q = 1162.2 \text{ kN}$$

$$M_{Sd} = 1162.2 \times 0.48 / 2.80 - (25 \times 0.70 \times 1.03^2) / 2 = 190.0 \text{ kNm/m}$$

Data la sezione:

$$b = 100 \text{ cm} \quad h = 70 \text{ cm} \quad d = 65 \text{ cm} \quad A_s = \phi 16 / 15 \text{ cm} = 13.40 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (n=15)$$

$$\text{risulta: } \sigma_{c \max} = 4.42 \text{ N/mm}^2 < 0.60 f_{ck} = 14.9 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{s \max} = 235 \text{ N/mm}^2 < 0.8 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$$

Il momento sollecitante di calcolo allo stato limite ultimo vale:

$$M_{Sd} = 1.5 \times 190.0 = 285.0 \text{ kNm/m}$$

Eseguendo la verifica allo stato limite ultimo della sezione, risulta un momento ultimo resistente:

$$M_{Rd} = 326.8 \text{ kNm/m} > M_{Sd} = 285.0 \text{ kNm/m}$$

Verifica a taglio

$$V_{med} = (978.2 + 849.5 + 720.9 + 592.2) / 11.30 = 278.0 \text{ kN/m}$$

$$V = (278.0 - 25 \times 0.70 \times 1.03) \times 2.80 \text{ m} = 727.8 \text{ kN}$$

Il taglio sollecitante di calcolo allo stato limite ultimo vale:

$$V_{Sd} = 1.5 \times 1091.7 = 1091.7 \text{ kN/m}$$

Si esegue la verifica allo stato limite ultimo della sezione con armature trasversali resistenti al taglio; in particolare si prevedono staffe $\phi 12$ con passo 20 cm in modo tale da creare una maglia di armature verticali 20x30 cm.

$V_{Sd} =$	1092	kN		
$R_{ck} =$	30,0	N/mm ²		
$f_{yk} =$	450	N/mm ²		
$f_{cd} =$	14,1	N/mm ²	resistenza di calcolo a compressione del cls	$= 0,85 f_{ck} / 1,5$
$f'_{cd} =$	7,1	N/mm ²	resistenza a compress. ridotta del cls d'anima	$= 0,5 f_{cd}$
$f_{yd} =$	391	N/mm ²	tensione di calcolo dell'acciaio	$= f_{yk} / 1,15$
$b_w =$	2800	cm	larghezza minima della sezione	
$d =$	65	cm	altezza utile della sezione	
$\theta =$	45	°	inclinazione dei puntoni di calcestruzzo	
$A_{sw} =$	10,18	cm ²	area dell'armatura trasversale	$= 9 \text{ } \emptyset 12 \quad (2,80 \text{ m}/0,30 = 9,3)$
$s =$	20	cm	interasse tra due armature trasversali consecutive	
$\alpha =$	90	°	angolo di inclinazione dell'armatura trasversale	
$\sigma_{cp} =$	0,00	N/mm ²	tensione media di compressione nella sezione	
$\sigma_{cp}/f_{cd} =$	0,00			
$\alpha_c =$	1,00			

Resistenza di calcolo del calcestruzzo d'anima:

$$V_{Rcd} = 57780 \text{ kN} = 0,9 d b_w \alpha_c f'_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

Resistenza di calcolo dell'armatura trasversale:

$$V_{Rsd} = 1165 \text{ kN} = 0,9 d A_{sw}/s f_{yd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \sin\alpha$$

Verifica:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd}) = 1165 \text{ kN} > 1092 \text{ kN} = V_{Sd}$$

10. ANALISI SISMICA DEL NUOVO PONTE

10.1. Azione sismica

Il ponte in progetto è situato nel Comune di S. Giorgio Mantovano (MN), la cui pericolosità sismica è definita dai valori dei parametri a_g , F_o e T_C^* riportati in tabella.

T_R (anni)	a_g (g)	F_o (-)	T_C^* (s)
30	0,033	2,536	0,216
50	0,039	2,585	0,255
72	0,044	2,558	0,277
101	0,050	2,567	0,284
140	0,057	2,548	0,290
201	0,065	2,571	0,293
475	0,088	2,565	0,309
975	0,113	2,576	0,310
2475	0,152	2,550	0,319

Trattandosi di un'opera di grandi dimensioni nonché di importanza strategica, la sua vita nominale V_N è fissata in 100 anni e la classe d'uso d'appartenenza è la Classe IV, che comporta un coefficiente d'uso $C_U = 2,0$. La vita di riferimento per la determinazione dell'azione sismica risulta quindi:

$$V_R = V_N C_U = 200 \text{ anni}$$

Fissata la vita di riferimento V_R , i due parametri T_R e P_{VR} sono esprimibili, l'uno in funzione dell'altro, mediante l'espressione:

$$T_R = -V_R / \ln(1-P_{VR})$$

con: T_R = periodo di ritorno dell'azione sismica;
 P_{VR} = probabilità di superamento nella vita di riferimento.

Con riferimento alle probabilità di superamento associate agli stati limite considerati dalla normativa (tabella 3.2.I del D.M. 14/01/2008), si ottengono i seguenti valori del periodo di ritorno e quindi dei parametri a_g , F_o , F_v e T_C^* corrispondenti:

Stati limite		P_{VR} (%)	T_R (anni)	a_g (g)	F_o (-)	F_v (-)	T_C^* (s)
Stati limite di esercizio	SLO	81	120	0,054	2,557	0,801	0,287
	SLD	63	201	0,065	2,571	0,886	0,293
Stati limite ultimi	SLV	10	1898	0,139	2,558	1,289	0,316
	SLC	5	2475	0,152	2,550	1,341	0,319

Lo spettro di progetto delle componenti dell'azione sismica per gli **stati limite di esercizio** è definito dalle seguenti espressioni:

per le componenti orizzontali

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_d(T) = a_g S \eta F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_d(T) = a_g S \eta F_o \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_d(T) = a_g S \eta F_o \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

per la componente verticale

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_{vd}(T) = a_g S \eta F_v$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_{vd}(T) = a_g S \eta F_v \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_{vd}(T) = a_g S \eta F_v \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

nelle quali si assume un fattore di correzione dello smorzamento $\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} = 1$, corrispondente ad un coefficiente di smorzamento viscoso convenzionale ξ del 5%.

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione:

$$S = S_s S_T$$

essendo S_s il coefficiente di amplificazione stratigrafica e S_T il coefficiente di amplificazione topografica.

Lo spettro di progetto delle componenti dell'azione sismica per gli **stati limite ultimi** è definito dalle seguenti espressioni:

per le componenti orizzontali

$$0 \leq T < T_B \quad S_d(T) = a_g S \frac{F_o}{q} \left[\frac{T}{T_B} + \frac{q}{F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_d(T) = a_g S \frac{F_o}{q}$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_d(T) = a_g S \frac{F_o}{q} \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_d(T) = a_g S \frac{F_o}{q} \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

per la componente verticale

$$0 \leq T < T_B \quad S_{vd}(T) = a_g S \frac{F_v}{q} \left[\frac{T}{T_B} + \frac{q}{F_v} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_{vd}(T) = a_g S \frac{F_v}{q}$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_{vd}(T) = a_g S \frac{F_v}{q} \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_{vd}(T) = a_g S \frac{F_v}{q} \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

nelle quali si assume un fattore di struttura $q=1,0$ sia per lo spettro delle componenti orizzontali che per lo spettro della componente verticale.

Si assumerà comunque $S_d(T) \geq 0,2 a_g$.

Considerando la categoria di sottosuolo C e la categoria topografica T1 ($S_T = 1,0$), i valori dei parametri da utilizzare per la determinazione degli spettri di progetto per gli stati limite di esercizio e ultimi sono riassunti nelle Tabelle seguenti:

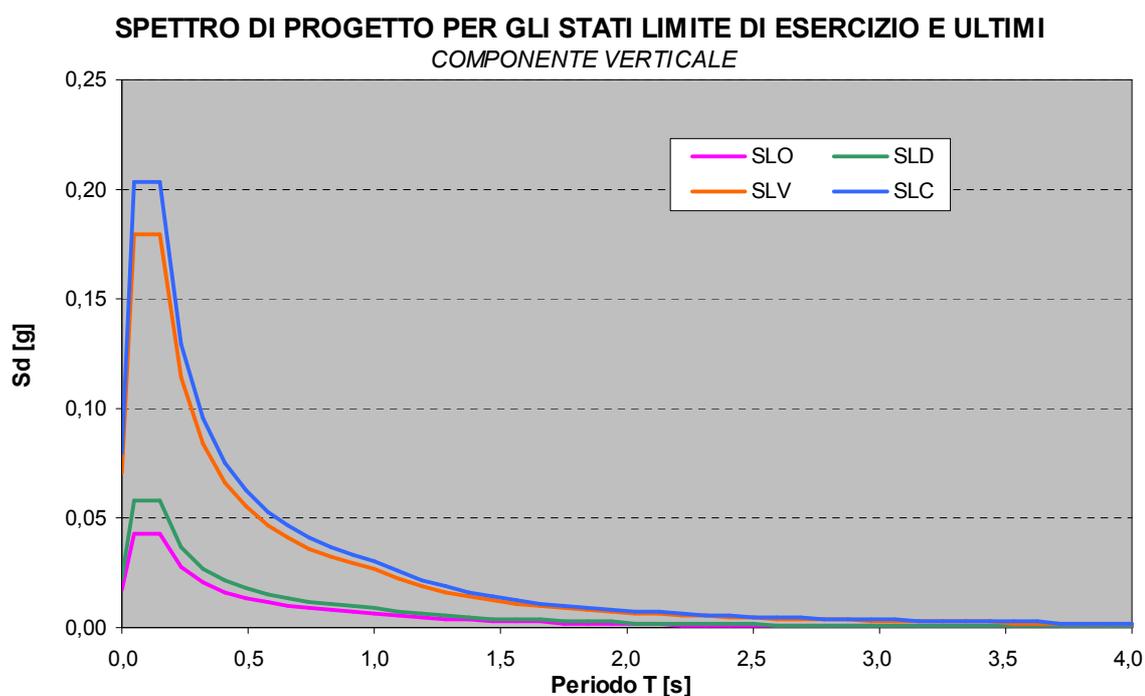
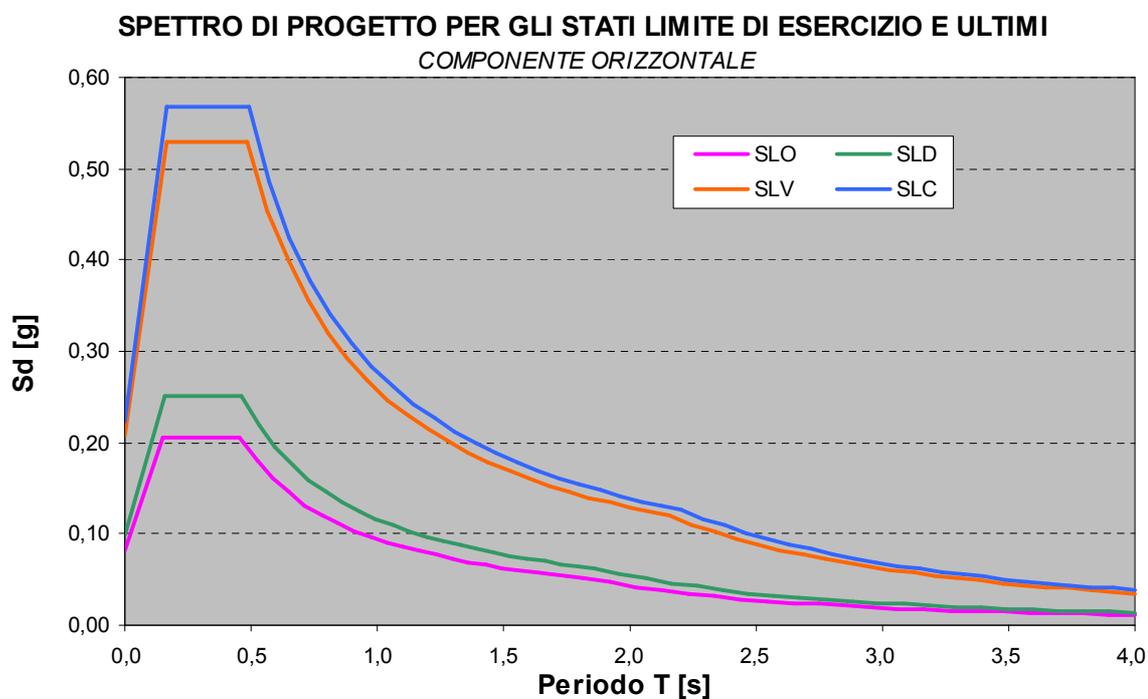
per le componenti orizzontali

Stati limite		S_s (-)	C_C (-)	S (-)	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
Stati limite di esercizio	SLO	1,500	1,585	1,500	0,152	0,455	1,816
	SLD	1,500	1,575	1,500	0,154	0,461	1,860
Stati limite ultimi	SLV	1,486	1,535	1,486	0,162	0,486	2,157
	SLC	1,468	1,531	1,468	0,163	0,488	2,207

per la componente verticale

Stati limite	S_s (-)	S (-)	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
Stati limite di esercizio e ultimi	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000

Nelle figure seguenti sono riportati i grafici degli spettri di progetto per i vari stati limite. In particolare, per le verifiche agli stati limite ultimi si adotterà lo spettro relativo allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) mentre per le verifiche agli stati limite di esercizio si farà riferimento allo spettro per lo Stato Limite di Danno (SLD), salvo quando diversamente specificato.



10.2. Analisi strutturale

Per il calcolo delle forze sismiche che agiscono sulla struttura si esegue un'analisi lineare dinamica utilizzando il programma di calcolo *Straus7*. Si fa comunque notare che, considerata la tipologia strutturale di ponte ad una sola travata semplicemente appoggiata, la normativa consentirebbe di applicare un'analisi lineare statica. Quindi, a titolo di confronto, le forze orizzontali sugli appoggi vengono determinate anche con l'analisi semplificata.

10.2.1. Analisi lineare statica

La forza equivalente all'azione sismica è pari a:

$$F = M S_d(T_1)$$

con: M = massa totale dell'impalcato;

$S_d(T_1)$ = ordinata dello spettro di risposta in corrispondenza del periodo T_1 .

Il periodo fondamentale della struttura T_1 è dato dall'espressione:

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}}$$

nella quale K è la rigidezza laterale complessiva del modello considerato.

Per il ponte in progetto risulta:

$$M = (2305.7 \times 2) / 9.81 = 470,1 \text{ ton} = 470\,100 \text{ kg} \quad (\text{vedi paragrafo 9.1.1})$$

$$K = (250 \times 500 \times 0,90 / 72) \times 20 = 31\,250 \text{ N/mm} = 31\,250\,000 \text{ N/m} \quad (\text{vedi paragrafo 6.2})$$

$$T_1 = 2\pi (470100 / 31250000)^{1/2} = 0,770 \text{ s}$$

Dallo spettro di progetto per lo SLV si ricava:

$$S_d(T_1) = 0,333 \text{ g} = 3.267 \text{ m/s}^2$$

e quindi le forze orizzontali agenti sul singolo appoggio sono pari a:

$$F_L = F_T = 470100 \times 3.267 \times 10^{-3} / 20 = 76.8 \text{ kN}$$

10.2.2. Analisi lineare dinamica

L'analisi dinamica lineare della struttura consiste:

- nella determinazione dei modi di vibrare della struttura (analisi modale);
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
- nella combinazione di questi effetti.

Devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%.

Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi deve essere utilizzata una combinazione quadratica completa degli effetti relativi a ciascun modo (CQC).

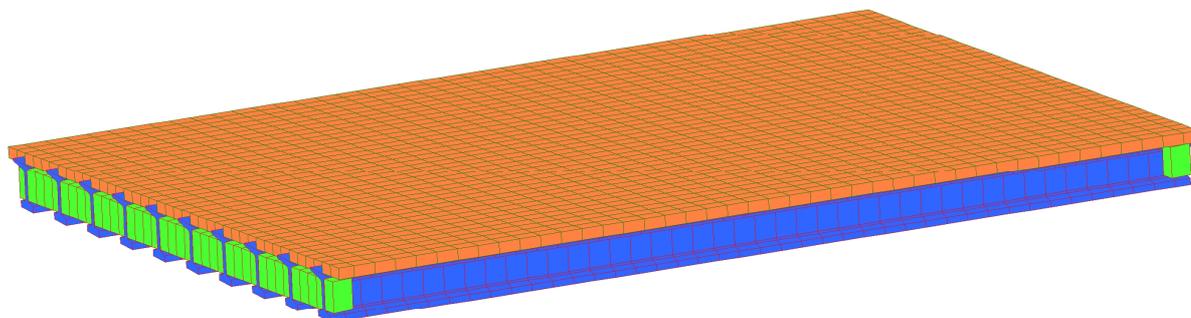
Dal momento che la risposta viene valutata in campo lineare, essa può essere calcolata separatamente per ciascuna delle tre componenti dell'azione sismica. Gli effetti sulla struttura (sollecitazioni, deformazioni, spostamenti, ecc.) sono combinati successivamente, applicando la seguente espressione:

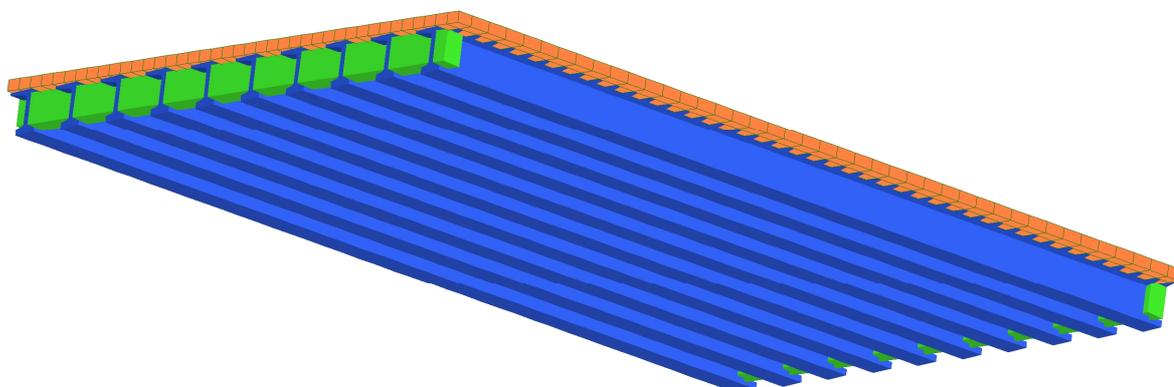
$$\begin{aligned} E &= 1,00 E_x + 0,30 E_y + 0,30 E_z && \text{(SISMA LUNGO X)} \\ E &= 0,30 E_x + 1,00 E_y + 0,30 E_z && \text{(SISMA LUNGO Y)} \\ E &= 0,30 E_x + 0,30 E_y + 1,00 E_z && \text{(SISMA LUNGO Z)} \end{aligned}$$

e conseguente individuazione degli effetti più gravosi.

Nel modello ad elementi finiti del ponte impiegato per l'analisi, le travi ed i traversi dell'impalcato sono stati modellati mediante elementi *beam*, mentre per la soletta sono stati utilizzati elementi *plates*. Le caratteristiche geometriche assegnate ai vari elementi sono quelle descritte nei Paragrafi precedenti.

Le spalle vengono considerate come elementi rigidi ed indeformabili, per cui non sono state incluse nel modello globale. Gli appoggi delle travi sulle spalle vengono quindi modellati applicando ai nodi corrispondenti dei *restraints* traslazionali lungo la direzione verticale e, lungo le direzioni orizzontali, una rigidità traslazionale pari a quella degli appoggi in neoprene armato previsti in progetto.

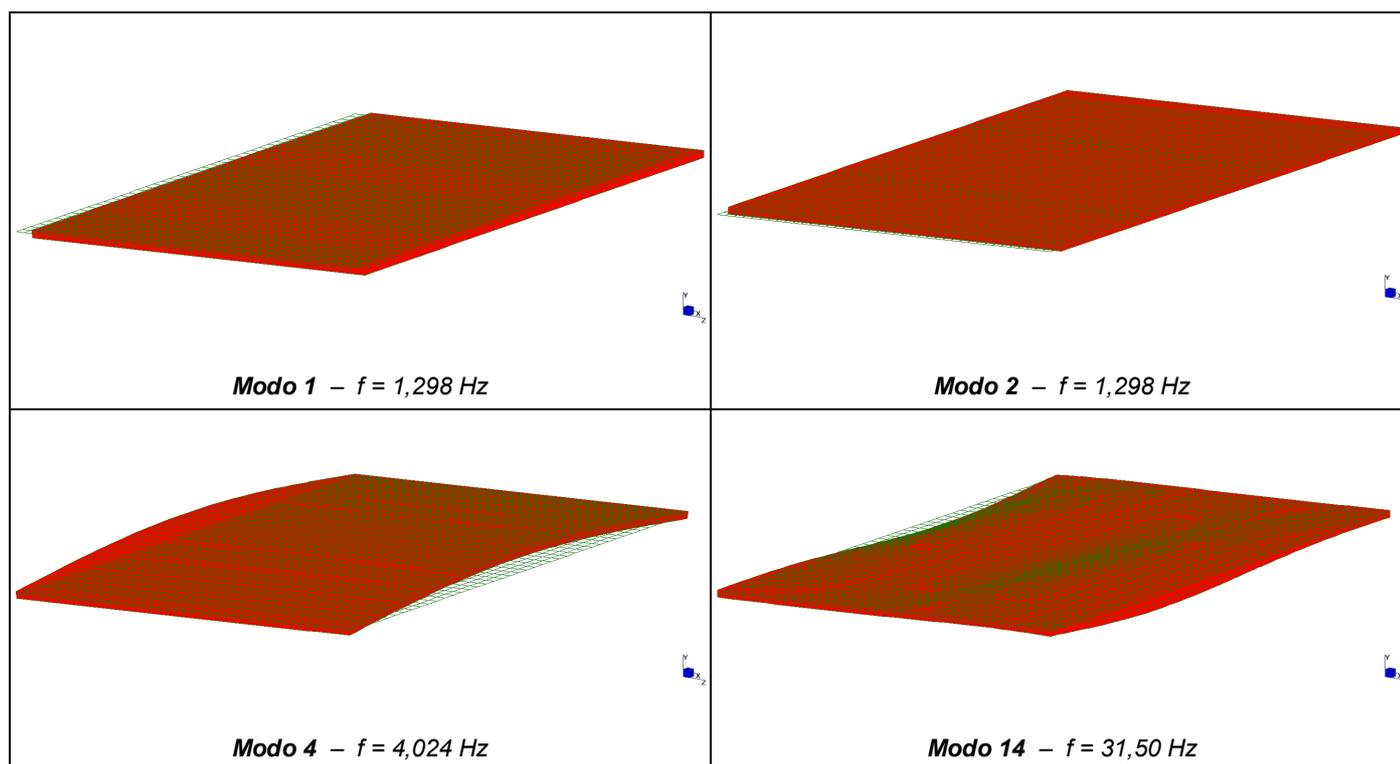




Le masse di cui si tiene conto nell'analisi modale sono quelle strutturali corrispondenti al peso proprio di travi, traversi e soletta e quelle non strutturali corrispondenti ai sovraccarichi permanenti. In accordo a quanto previsto dalla normativa, non si considera invece la massa corrispondente ai carichi da traffico.

Di seguito si riportano, per i primi 15 modi di vibrare della struttura, i valori delle frequenze proprie, le masse modali coinvolte ed i fattori di partecipazione di massa per le tre direzioni di azione del sisma: X (longitudinale), Y (verticale) e Z (trasversale). I modi di vibrare evidenziati, dei quali si riporta la deformata modale, sono quelli che verranno utilizzati nell'analisi con spettro di risposta: per ciascuna direzione la massa partecipante totale dei modi considerati è superiore all'85%, come prescritto dalla normativa.

Mode	Frequency (Hz)	Modal Mass (Engineering)	PF-X (%)	PF-Y (%)	PF-Z (%)
1	1,298	4,69E+05	0.042	0.000	99.958
2	1,298	4,70E+05	99.958	0.000	0.042
3	1,906	1,93E+05	0.000	0.000	0.000
4	4,024	2,03E+05	0.000	75.683	0.000
5	4,545	7,68E+04	0.000	0.000	0.000
6	6,982	5,82E+04	0.000	0.021	0.000
7	12,820	5,46E+04	0.000	0.000	0.000
8	15,420	1,84E+05	0.000	0.000	0.000
9	15,840	8,11E+04	0.000	0.000	0.000
10	17,500	6,09E+04	0.000	0.000	0.000
11	21,380	4,00E+04	0.000	0.000	0.000
12	22,550	4,00E+04	0.000	0.002	0.000
13	29,410	4,49E+04	0.000	0.000	0.000
14	31,500	1,86E+05	0.000	16.214	0.000
15	31,730	7,31E+04	0.000	0.000	0.000
TOTAL MASS PARTICIPATION FACTORS			100,000	91,920	100,000



Si fa notare che, com'era prevedibile, solo i primi modi di vibrare forniscono un contributo significativo alla risposta. In particolare, i primi due modi coinvolgono nelle direzioni orizzontali X e Z il 100% della massa totale e sono caratterizzati da un periodo coincidente con quello stimato nell'analisi semplificata ($T_1 = 0,801$ s):

$$f = 1,298 \text{ Hz} \quad T = 1/f = 0,770 \text{ s}$$

Nella tabella seguente si riportano le forze massime sul singolo appoggio ottenute dall'analisi con lo spettro di progetto per lo SLV.

SISMA	F_x (kN)	F_y (kN)	F_z (kN)
lungo X	77,1	0,0	0,0
lungo Y	0,0	22,0	0,0
lungo Z	0,0	0,0	77,1

Le sollecitazioni nelle travi causate dal sisma sono molto inferiori rispetto a quelle dovute ai carichi mobili. I valori massimi di momento flettente e di taglio ottenuti dall'analisi risultano infatti (sisma lungo Y):

$$M_{\text{sisma,max}} = 115,1 \text{ kNm} \ll 1763,1 \text{ kNm} = M_{\text{cm,max}}$$

$$V_{\text{sisma,max}} = 21,3 \text{ kN} \ll 378,6 \text{ kN} = V_{\text{cm,max}}$$

Non è quindi necessario ripetere la verifica di resistenza delle travi.

Nota: le sollecitazioni causate dal sisma sono inferiori anche a quelle dovute ai carichi permanenti, per cui nella trave non ci sono inversioni di momento.

10.3. Combinazioni di carico

Le singole condizioni di carico sono state combinate, ai fini delle verifiche di resistenza per lo stato limite ultimo, nel seguente modo (p.to 3.2.4 del D.M. 14/01/2008):

$$E + G_k + P_k$$

dove:

- E è l'azione sismica per lo stato limite e la classe di importanza in esame come specificato in precedenza
- G_k sono i carichi permanenti al loro valore caratteristico;
- P_k valore caratteristico della precompressione (non presente nel caso in esame).

10.4. Verifica degli appoggi

Nelle pagine seguenti viene riportata la verifica dei nuovi appoggi in conformità alle Istruzioni CNR 10018.

CARICHI SU UN APPOGGIO

Luce di calcolo = 19.09 m

- Carichi permanenti

Carichi trasmessi dall'impalcato: $V_{perm} = 230.6 \text{ kN}$

Deformazione dell'appoggio: $F_L = 13.9 \text{ kN}$

- Sisma

COMB. 1: sisma lungo X:	$F_L = 77.1 \text{ kN}$ $F_T = 0.3 \times 77.1 = 23.2 \text{ kN}$ $V = \pm 0.3 \times 22.0 = \pm 6.6 \text{ kN}$
COMB. 2: sisma lungo Y:	$F_L = 0.3 \times 77.1 = 23.2 \text{ kN}$ $F_T = 0.3 \times 77.1 = 23.2 \text{ kN}$ $V = \pm 22.0 \text{ kN}$
COMB. 3: sisma lungo Z:	$F_L = 0.3 \times 77.1 = 23.2 \text{ kN}$ $F_T = 77.1 \text{ kN}$ $V = \pm 0.3 \times 22.0 = \pm 6.6 \text{ kN}$

Sollecitazioni massime sugli appoggi:

forza orizzontale permanente (deformazione) $F_x^{(p)} = 13.9 \text{ kN}$

forza orizzontale accidentale (sisma)

COMB. 1	$F_x^{(q)} = 77.1 \text{ kN}$ $F_y^{(q)} = 23.2 \text{ kN}$
COMB. 2	$F_x^{(q)} = 23.2 \text{ kN}$ $F_y^{(q)} = 23.2 \text{ kN}$
COMB. 3	$F_x^{(q)} = 23.2 \text{ kN}$ $F_y^{(q)} = 77.1 \text{ kN}$

forza verticale permanente $F_z^{(p)} = 230.6 \text{ kN}$

forza verticale totale

COMB. 1, 3	$F_{z \max} = 230.6 + 6.6 = 237.2 \text{ kN}$ $F_{z \min} = 230.6 - 6.6 = 224.0 \text{ kN}$
COMB. 2	$F_{z \max} = 230.6 + 22.0 = 252.6 \text{ kN}$ $F_{z \min} = 230.6 - 22.0 = 208.6 \text{ kN}$

**VERIFICA APPOGGI IN NEOPRENE ARMATO
(secondo CNR 10018)**
250x500x82 mm
COMB. 1: SISMA LUNGO X
CARATTERISTICHE APPOGGIO

Dimensione in direzione trave	A =	250,0 mm	Dimensione in direzione trasv.	B =	500,0 mm
Dimensione netta in direz. trave	a =	245,0 mm	Dimensione netta in direz. trasv.	b =	495,0 mm
Spess. singolo strato gomma int.	s =	12,0 mm	Numero strati gomma interni	n =	6
Spess. singolo strato gomma est.	s _e =	0,0 mm			
Spess. singola lamiera in acciaio	s _a =	2,0 mm	Numero lamiere in acciaio	n _a =	5
Spess. totale strati gomma interni	h _g =	72,0 mm	Spessore totale appoggio	h =	82,0 mm
Durezza gomma (Shore A3)	=	60	Modulo di elasticità tangenz. gomma	G =	0,90 N/mm ²
Angolo asse trave - asse appoggi	α =	100,0 cent			

k app 1562,5 N/mm

CARICHI SU UN APPOGGIO

Carico verticale permanente	F _z ^(p) =	230,6 kN	Carico vert. min. contemp. a F _{x,y} ^(q)	F _{z min} =	224,0 kN
Carico verticale massimo	F _{z max} =	237,2 kN	Forza orizzontale trasv. perm.	F _y ^(p) =	0,0 kN
Forza orizzontale longit. perm.	F _x ^(p) =	13,9 kN	Forza orizzontale trasv. accid.	F _y ^(q) =	23,2 kN
Forza orizzontale longit. accid.	F _x ^(q) =	77,1 kN	Forza orizzontale accidentale	F _{xy} ^(q) =	80,6 kN
Forza orizzontale permanente	F _{xy} ^(p) =	13,9 kN			

DEFORMAZIONI TRAVE

Luce trave	L =	19,09 m	Modulo elastico calcestruzzo	E =	36000 N/mm ²
------------	-----	---------	------------------------------	-----	-------------------------

ROTAZIONI ANGOLARI TRAVE ALL'APPOGGIO

Precompressione	φ p =	-6,18 mrad	Carichi permanenti	φ g =	3,12 mrad
Fluage	φ f =	-4,59 mrad	Errori di posa	φ e =	±5,00 mrad
			Totale ponte scarico	φ s =	-12,65 mrad
Carichi accidentali	φ q =	0,10 mrad	Totale ponte carico	φ c =	-12,55 mrad

TENSIONI NEL NEOPRENE

Superficie in pianta	A _c = a*b =	121275 mm ²	Coefficiente di forma	S =	6,829
TENSIONE NORMALE PERM.	σ _v ^(p) =	1,975 N/mm ²	TENSIONE NORMALE MAX	σ _v =	2,319 N/mm ²
con: u _x =	9,15 mm	u _y =	0,00 mm	con: u _x =	34,59 mm
A _r =	116748 mm ²			A _r =	102278 mm ²
TENSIONI TANGENZIALI PERMANENTI			TENSIONE TANGENZIALI MAX		
- Carico verticale F _z ^(p)	τ _v ^(p) =	0,434 N/mm ²	- Carico verticale F _{z max}	τ _v =	0,509 N/mm ²
- Forza orizzontale F _{xy} ^(p)	τ _{Hx} ^(p) =	0,114 N/mm ²	- Forza orizzontale F _{xy} ^(p) +0.5 F _{xy} ^(q)	τ _{Hx} =	0,432 N/mm ²
	τ _{Hy} ^(p) =	0,000 N/mm ²		τ _{Hy} =	0,096 N/mm ²
	τ _H ^(p) =	0,114 N/mm ²		τ _H =	0,446 N/mm ²
- Rotazione φ s	τ _{φ s} =	0,395 N/mm ²	- Rotazione φ c	τ _{φ c} =	0,392 N/mm ²

DEFORMAZIONI DELL'APPOGGIO

$$\text{ACCORCIAMENTI ELASTICI} = \sigma_V \cdot h_g / (5 \cdot G \cdot S^2 + 3 \cdot \sigma_V)$$

- Dovuto a $F_z^{(p)}$	$\Delta h^{(p)} =$	0,635 mm	calcolato con $\sigma_V = F_z^{(p)}/A_c =$	1,901 N/mm ²
- Dovuto a $F_{z \max}$	$\Delta h =$	0,653 mm	calcolato con $\sigma_V = F_{z \max}/A_c =$	1,956 N/mm ²

$$\text{SCORRIMENTI ELASTICI} = \tau_H / G$$

$$\text{SPOSTAMENTI ORIZZONTALI} = h_g \cdot \gamma$$

- Dovuto a $F_x^{(p)}$	$\gamma_x^{(p)} =$	0,127 rad	- Dovuto a $F_x^{(p)}$	$u_x^{(p)} =$	9,15 mm
- Dovuto a $F_x^{(p)} + 0.5 F_x^{(q)}$	$\gamma_x =$	0,480 rad	- Dovuto a $F_x^{(p)} + 0.5 F_x^{(q)}$	$u_x =$	34,59 mm
- Dovuto a $F_y^{(p)}$	$\gamma_y^{(p)} =$	0,000 rad	- Dovuto a $F_y^{(p)}$	$u_y^{(p)} =$	0,00 mm
- Dovuto a $F_y^{(p)} + 0.5 F_y^{(q)}$	$\gamma_y =$	0,106 rad	- Dovuto a $F_y^{(p)} + 0.5 F_y^{(q)}$	$u_y =$	7,66 mm

VERIFICHE DI RESISTENZA

$\sigma_V^{(p)}$	=	1,975	N/mm ²	<	8	N/mm ²
σ_V	=	2,319	N/mm ²	<	12	N/mm ²
$\tau_V^{(p)} + \tau_{\phi s}$	=	0,829	N/mm ²	<	2,70	N/mm ² = 3 G
$\tau_V + \tau_{\phi c}$	=	0,902	N/mm ²	<	2,70	N/mm ² = 3 G
τ_H	=	0,446	N/mm ²	<	0,450	N/mm ² = 0.5 G

PARZIALIZZAZIONE DELL'APPARECCHIO DI APPOGGIO

$\Delta h^{(p)}$	=	0,635	mm	>	0,517	mm	= $a/6 \cdot \text{tg} \phi s $
Δh	=	0,653	mm	>	0,512	mm	= $a/6 \cdot \text{tg} \phi c $

VERIFICHE DI STABILITA'

h	=	82,0	mm	>	49,0	mm	= a/5
sigma v	=	2,319	N/mm ²	<	12,24	N/mm ²	= $2/3 \cdot a/h \cdot S \cdot G$

VERIFICA DELLE ARMATURE METALLICHE

s_a	=	2,0	mm	>	0,29	mm	= $2 \cdot \sigma_V / \sigma_{adm} \cdot s$ ($\sigma_{adm} = 190 \text{ N/mm}^2$)
-------	---	-----	----	---	------	----	---

**VERIFICA APPOGGI IN NEOPRENE ARMATO 250x500x82 mm
(secondo CNR 10018)**
COMB. 2: SISMA LUNGO Y
CARATTERISTICHE APPOGGIO

Dimensione in direzione trave	A =	250,0 mm	Dimensione in direzione trasv.	B =	500,0 mm
Dimensione netta in direz. trave	a =	245,0 mm	Dimensione netta in direz. trasv.	b =	495,0 mm
Spess. singolo strato gomma int.	s =	12,0 mm	Numero strati gomma interni	n =	6
Spess. singolo strato gomma est.	s _e =	0,0 mm			
Spess. singola lamiera in acciaio	s _a =	2,0 mm	Numero lamiere in acciaio	n _a =	5
Spess. totale strati gomma interni	h _g =	72,0 mm	Spessore totale appoggio	h =	82,0 mm
Durezza gomma (Shore A3)	=	60	Modulo di elasticità tangenz. gomma	G =	0,90 N/mm ²
Angolo asse trave - asse appoggi	α =	100,0 cent			

k app 1562,5 N/mm

CARICHI SU UN APPOGGIO

Carico verticale permanente	F _z ^(p) =	230,6 kN	Carico vert. min. contemp. a F _{x,y} ^(q)	F _{z min} =	208,6 kN
Carico verticale massimo	F _{z max} =	252,6 kN	Forza orizzontale trasv. perm.	F _y ^(p) =	0,0 kN
Forza orizzontale longit. perm.	F _x ^(p) =	13,9 kN	Forza orizzontale trasv. accid.	F _y ^(q) =	23,2 kN
Forza orizzontale longit. accid.	F _x ^(q) =	23,2 kN	Forza orizzontale accidentale	F _{xy} ^(q) =	32,8 kN
Forza orizzontale permanente	F _{xy} ^(p) =	13,9 kN			

DEFORMAZIONI TRAVE

Luce trave	L =	19,09 m	Modulo elastico calcestruzzo	E =	36000 N/mm ²
------------	-----	---------	------------------------------	-----	-------------------------

ROTAZIONI ANGOLARI TRAVE ALL'APPOGGIO

Precompressione	φ p =	-6,18 mrad	Carichi permanenti	φ g =	3,12 mrad
Fluage	φ f =	-4,59 mrad	Errori di posa	φ e =	±5,00 mrad
Carichi accidentali	φ q =	0,35 mrad	Totale ponte scarico	φ s =	-12,65 mrad
			Totale ponte carico	φ c =	-12,30 mrad

TENSIONI NEL NEOPRENE

Superficie in pianta	A _c = a*b =	121275 mm ²	Coefficiente di forma	S =	6,829
TENSIONE NORMALE PERM.	σ _v ^(p) =	1,975 N/mm ²	TENSIONE NORMALE MAX	σ _v =	2,274 N/mm ²
con: u _x =	9,15 mm	u _y =	0,00 mm	con: u _x =	16,78 mm
A _r =	116748 mm ²			A _r =	111095 mm ²
TENSIONI TANGENZIALI PERMANENTI			TENSIONE TANGENZIALI MAX		
- Carico verticale F _z ^(p)	τ _v ^(p) =	0,434 N/mm ²	- Carico verticale F _{z max}	τ _v =	0,499 N/mm ²
- Forza orizzontale F _{xy} ^(p)	τ _{Hx} ^(p) =	0,114 N/mm ²	- Forza orizzontale F _{xy} ^(p) +0.5 F _{xy} ^(q)	τ _{Hx} =	0,210 N/mm ²
	τ _{Hy} ^(p) =	0,000 N/mm ²		τ _{Hy} =	0,095 N/mm ²
	τ _H ^(p) =	0,114 N/mm ²		τ _H =	0,249 N/mm ²
- Rotazione φ s	τ _{φ s} =	0,395 N/mm ²	- Rotazione φ c	τ _{φ c} =	0,385 N/mm ²

DEFORMAZIONI DELL'APPOGGIO

$$\text{ACCORCIAMENTI ELASTICI} = \sigma_V \cdot h_g / (5 \cdot G \cdot S^2 + 3 \cdot \sigma_V)$$

- Dovuto a $F_z^{(p)}$	$\Delta h^{(p)} =$	0,635 mm	calcolato con $\sigma_V = F_z^{(p)}/A_c =$	1,901 N/mm ²
- Dovuto a $F_{z \max}$	$\Delta h =$	0,694 mm	calcolato con $\sigma_V = F_{z \max}/A_c =$	2,083 N/mm ²

$$\text{SCORRIMENTI ELASTICI} = \tau_H / G$$

$$\text{SPOSTAMENTI ORIZZONTALI} = h_g \cdot \gamma$$

- Dovuto a $F_x^{(p)}$	$\gamma_x^{(p)} =$	0,127 rad	- Dovuto a $F_x^{(p)}$	$u_x^{(p)} =$	9,15 mm
- Dovuto a $F_x^{(p)} + 0.5 F_x^{(q)}$	$\gamma_x =$	0,233 rad	- Dovuto a $F_x^{(p)} + 0.5 F_x^{(q)}$	$u_x =$	16,78 mm
- Dovuto a $F_y^{(p)}$	$\gamma_y^{(p)} =$	0,000 rad	- Dovuto a $F_y^{(p)}$	$u_y^{(p)} =$	0,00 mm
- Dovuto a $F_y^{(p)} + 0.5 F_y^{(q)}$	$\gamma_y =$	0,106 rad	- Dovuto a $F_y^{(p)} + 0.5 F_y^{(q)}$	$u_y =$	7,64 mm

VERIFICHE DI RESISTENZA

$\sigma_V^{(p)}$	=	1,975	N/mm ²	<	8	N/mm ²
σ_V	=	2,274	N/mm ²	<	12	N/mm ²
$\tau_V^{(p)} + \tau_{\phi s}$	=	0,829	N/mm ²	<	2,70	N/mm ² = 3 G
$\tau_V + \tau_{\phi c}$	=	0,884	N/mm ²	<	2,70	N/mm ² = 3 G
τ_H	=	0,249	N/mm ²	<	0,450	N/mm ² = 0.5 G

PARZIALIZZAZIONE DELL'APPARECCHIO DI APPOGGIO

$\Delta h^{(p)}$	=	0,635	mm	>	0,517	mm	= $a/6 \cdot \text{tg} \phi s $
Δh	=	0,694	mm	>	0,502	mm	= $a/6 \cdot \text{tg} \phi c $

VERIFICHE DI STABILITA'

h	=	82,0	mm	>	49,0	mm	= a/5
sigma v	=	2,274	N/mm ²	<	12,24	N/mm ²	= $2/3 \cdot a/h \cdot S \cdot G$

VERIFICA DELLE ARMATURE METALLICHE

s_a	=	2,0	mm	>	0,29	mm	= $2 \cdot \sigma_V / \sigma_{adm} \cdot s$ ($\sigma_{adm} = 190 \text{ N/mm}^2$)
-------	---	-----	----	---	------	----	---

**VERIFICA APPOGGI IN NEOPRENE ARMATO 250x500x82 mm
(secondo CNR 10018)**
COMB. 3: SISMA LUNGO Z
CARATTERISTICHE APPOGGIO

Dimensione in direzione trave	A =	250,0 mm	Dimensione in direzione trasv.	B =	500,0 mm
Dimensione netta in direz. trave	a =	245,0 mm	Dimensione netta in direz. trasv.	b =	495,0 mm
Spess. singolo strato gomma int.	s =	12,0 mm	Numero strati gomma interni	n =	6
Spess. singolo strato gomma est.	s _e =	0,0 mm			
Spess. singola lamiera in acciaio	s _a =	2,0 mm	Numero lamiere in acciaio	n _a =	5
Spess. totale strati gomma interni	h _g =	72,0 mm	Spessore totale appoggio	h =	82,0 mm
Durezza gomma (Shore A3)	=	60	Modulo di elasticità tangenz. gomma	G =	0,90 N/mm ²
Angolo asse trave - asse appoggi	α =	100,0 cent			

k app 1562,5 N/mm

CARICHI SU UN APPOGGIO

Carico verticale permanente	F _z ^(p) =	230,6 kN			
Carico verticale massimo	F _{z max} =	237,2 kN	Carico vert. min. contemp. a F _{x,y} ^(q)	F _{z min} =	224,0 kN
Forza orizzontale longit. perm.	F _x ^(p) =	13,9 kN	Forza orizzontale trasv. perm.	F _y ^(p) =	0,0 kN
Forza orizzontale longit. accid.	F _x ^(q) =	23,2 kN	Forza orizzontale trasv. accid.	F _y ^(q) =	77,1 kN
Forza orizzontale permanente	F _{xy} ^(p) =	13,9 kN	Forza orizzontale accidentale	F _{xy} ^(q) =	80,6 kN

DEFORMAZIONI TRAVE

Luce trave	L =	19,09 m	Modulo elastico calcestruzzo	E =	36000 N/mm ²
------------	-----	---------	------------------------------	-----	-------------------------

ROTAZIONI ANGOLARI TRAVE ALL'APPOGGIO

Precompressione	φ p =	-6,18 mrad	Carichi permanenti	φ g =	3,12 mrad
Fluage	φ f =	-4,59 mrad	Errori di posa	φ e =	±5,00 mrad
			Totale ponte scarico	φ s =	-12,65 mrad
Carichi accidentali	φ q =	0,10 mrad	Totale ponte carico	φ c =	-12,55 mrad

TENSIONI NEL NEOPRENE

Superficie in pianta	A _c = a*b =	121275 mm ²	Coefficiente di forma	S =	6,829
TENSIONE NORMALE PERM.	σ _v ^(p) =	1,975 N/mm ²	TENSIONE NORMALE MAX	σ _v =	2,223 N/mm ²
con: u _x =	9,15 mm	u _y =	0,00 mm	con: u _x =	16,81 mm
A _r =	116748 mm ²			A _r =	106723 mm ²
TENSIONI TANGENZIALI PERMANENTI			TENSIONE TANGENZIALI MAX		
- Carico verticale F _z ^(p)	τ _v ^(p) =	0,434 N/mm ²	- Carico verticale F _{z max}	τ _v =	0,488 N/mm ²
- Forza orizzontale F _{xy} ^(p)	τ _{Hx} ^(p) =	0,114 N/mm ²	- Forza orizzontale F _{xy} ^(p) +0.5 F _{xy} ^(q)	τ _{Hx} =	0,210 N/mm ²
	τ _{Hy} ^(p) =	0,000 N/mm ²		τ _{Hy} =	0,318 N/mm ²
	τ _H ^(p) =	0,114 N/mm ²		τ _H =	0,446 N/mm ²
- Rotazione φ s	τ _{φ s} =	0,395 N/mm ²	- Rotazione φ c	τ _{φ c} =	0,392 N/mm ²

DEFORMAZIONI DELL'APPOGGIO

$$\text{ACCORCIAMENTI ELASTICI} = \sigma_V \cdot h_g / (5 \cdot G \cdot S^2 + 3 \cdot \sigma_V)$$

- Dovuto a $F_z^{(p)}$	$\Delta h^{(p)} =$	0,635 mm	calcolato con $\sigma_V = F_z^{(p)}/A_c =$	1,901 N/mm ²
- Dovuto a $F_{z \max}$	$\Delta h =$	0,653 mm	calcolato con $\sigma_V = F_{z \max}/A_c =$	1,956 N/mm ²

$$\text{SCORRIMENTI ELASTICI} = \tau_H / G$$

$$\text{SPOSTAMENTI ORIZZONTALI} = h_g \cdot \gamma$$

- Dovuto a $F_x^{(p)}$	$\gamma_x^{(p)} =$	0,127 rad	- Dovuto a $F_x^{(p)}$	$u_x^{(p)} =$	9,15 mm
- Dovuto a $F_x^{(p)} + 0.5 F_x^{(q)}$	$\gamma_x =$	0,233 rad	- Dovuto a $F_x^{(p)} + 0.5 F_x^{(q)}$	$u_x =$	16,81 mm
- Dovuto a $F_y^{(p)}$	$\gamma_y^{(p)} =$	0,000 rad	- Dovuto a $F_y^{(p)}$	$u_y^{(p)} =$	0,00 mm
- Dovuto a $F_y^{(p)} + 0.5 F_y^{(q)}$	$\gamma_y =$	0,353 rad	- Dovuto a $F_y^{(p)} + 0.5 F_y^{(q)}$	$u_y =$	25,44 mm

VERIFICHE DI RESISTENZA

$\sigma_V^{(p)}$	=	1,975	N/mm ²	<	8	N/mm ²
σ_V	=	2,223	N/mm ²	<	12	N/mm ²
$\tau_V^{(p)} + \tau_{\phi s}$	=	0,829	N/mm ²	<	2,70	N/mm ² = 3 G
$\tau_V + \tau_{\phi c}$	=	0,880	N/mm ²	<	2,70	N/mm ² = 3 G
τ_H	=	0,446	N/mm ²	<	0,450	N/mm ² = 0.5 G

PARZIALIZZAZIONE DELL'APPARECCHIO DI APPOGGIO

$\Delta h^{(p)}$	=	0,635	mm	>	0,517	mm	= $a/6 \cdot \text{tg} \phi s $
Δh	=	0,653	mm	>	0,512	mm	= $a/6 \cdot \text{tg} \phi c $

VERIFICHE DI STABILITA'

h	=	82,0	mm	>	49,0	mm	= a/5
sigma v	=	2,223	N/mm ²	<	12,24	N/mm ²	= $2/3 \cdot a/h \cdot S \cdot G$

VERIFICA DELLE ARMATURE METALLICHE

s_a	=	2,0	mm	>	0,28	mm	= $2 \cdot \sigma_V / \sigma_{adm} \cdot s$ ($\sigma_{adm} = 190 \text{ N/mm}^2$)
-------	---	-----	----	---	------	----	---

10.5. Verifica delle spalle

Si esegue un'analisi pseudostatica, nella quale l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico:

$$F = (M g) k = W k$$

dove M rappresenta la massa della spalla e k è il coefficiente sismico.

Nelle verifiche allo stato limite ultimo, i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni:

$$k_h = \beta_m S \frac{a_g}{g} \quad k_v = \pm 0,5 k_h$$

Per lo SLV e con:

$a_g = 0,139 g$ accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido
 $S = 1,486$ categoria di sottosuolo C e categoria topografica T1
 $\beta_m = 1,00$ coefficiente di riduzione (p.to 7.11.6.2.1 del D.M. 14/01/2008)

si ottiene: $k_h = 0,207$, $k_v = \pm 0,103$

All'azione sismica va aggiunta la spinta del terreno retrostante la spalla che, in condizioni sismiche, può essere valutata secondo la teoria di *Mononobe-Okabe* mediante la relazione:

$$S = \frac{1}{2} \gamma H^2 L (1 + k_v) K_a$$

in cui H e L sono rispettivamente l'altezza e la lunghezza della spalla, γ è il peso specifico del terreno e K_a è il coefficiente di spinta attiva del terreno che vale:

$$\beta \leq \phi - \theta \quad K_a = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

$$\beta > \phi - \theta \quad K_a = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta)}$$

$$\text{con: } \tan \theta = \frac{k_h}{1 - k_v} = 0,231 \Rightarrow \theta = 13,0^\circ$$

Si assume:

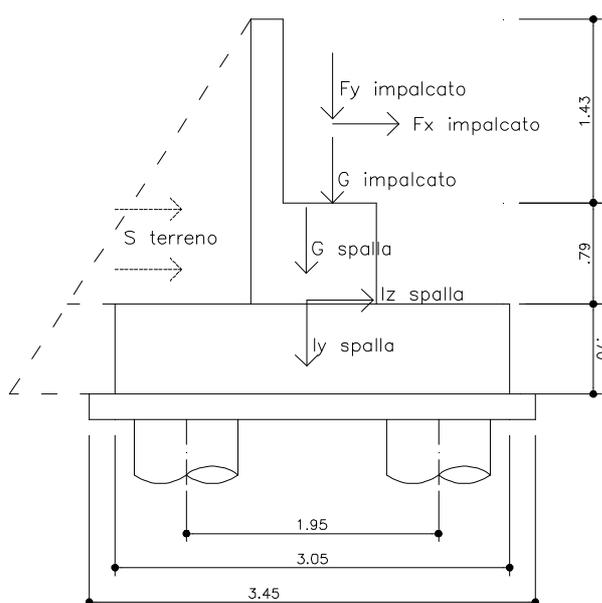
$\phi = 35^\circ$ angolo di resistenza a taglio del terreno
 $\delta = 0^\circ$ angolo di attrito tra terreno e muro
 $\psi = 90^\circ$ inclinazione rispetto all'orizzontale della parete del muro
 $\beta = 0^\circ$ inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terreno

e quindi: $K_a = 0,419$

10.5.1. Analisi dei carichi

Nella figura seguente è illustrato lo schema dei carichi verticali ed orizzontali agenti sulla spalla durante il sisma, che sono:

- peso proprio della spalla;
- peso dell'impalcato;
- forze sismiche dovute all'impalcato;
- spinta del terreno (statica + dinamica);
- inerzia della spalla.



Carichi permanenti

peso impalcato	$G = 2305.7 \text{ kN}$
peso elevazione	$G = 341.1 \text{ kN}$
peso plinto	$G = 603.1 \text{ kN}$

Spinta del terreno

base elevazione	$0.419 \times (1+0.103) \times 20.0 \times (0.79+1.43)^2 / 2 = 22.8 \text{ kN/m}$ $S = 22.8 \times 12.00 / \text{sen}(90.23g) = 276.6 \text{ kN}$
-----------------	--

base fondazione	$0.419 \times (1+0.103) \times 20.0 \times (0.79+1.43+0.70)^2 / 2 = 39.4 \text{ kN/m}$ $S = 39.8 \times 12.00 / \text{sen}(90.23g) = 478.5 \text{ kN}$
-----------------	---

Dilatazioni termiche, fluage, ritiro

impalcato	$F_L = 13.9 \times 10 = 139.0 \text{ kN}$ $H_{\perp} = 139.0 \times \text{sen}(90.23g) = 137.4 \text{ kN}$ $H_{//} = 139.0 \times \text{cos}(90.23g) = 21.2 \text{ kN}$
-----------	---

Sisma

impalcato	$F_X = F_Z = \pm 77.1 \times 10 = 771.0 \text{ kN}$ $F_Y = \pm 22.0 \times 10 = \pm 220.0 \text{ kN}$
Spalla (elevazione)	$F_X = F_Z = 0.207 \times 341.1 = 70.5 \text{ kN}$ $F_Y = \pm 0.103 \times 341.1 = \pm 35.2 \text{ kN}$
Spalla (per calcolo pali)	$F_X = F_Z = 0.207 \times (1298.3 + 877.5) = 195.0 \text{ kN}$ $F_Y = \pm 0.048 \times (1298.3 + 877.5) = \pm 97.5 \text{ kN}$

- sisma lungo X
 $H_{\perp} = F_X \sin(90.23^\circ) + 0.3 F_Z \cos(90.23^\circ)$
 $H_{//} = F_X \cos(90.23^\circ) + 0.3 F_Z \sin(90.23^\circ)$
 $N = 0.3 F_Y$
- sisma lungo Y
 $H_{\perp} = 0.3 F_X \sin(90.23^\circ) + 0.3 F_Z \cos(90.23^\circ)$
 $H_{//} = 0.3 F_X \cos(90.23^\circ) + 0.3 F_Z \sin(90.23^\circ)$
 $N = F_Y$
- sisma lungo Z
 $H_{\perp} = 0.3 F_X \sin(90.23^\circ) + F_Z \cos(90.23^\circ)$
 $H_{//} = 0.3 F_X \cos(90.23^\circ) + F_Z \sin(90.23^\circ)$
 $N = 0.3 F_Y$

10.5.2. Verifica allo spiccato della fondazione

Si esegue la verifica della spalla con:

$$b = 100 \text{ cm}, h = 97 \text{ cm}, d = 92 \text{ cm}, A_s = 1\phi 14/30 \text{ cm} = 5.13 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (n=15)$$

$$f_{ck} = 0.83 \times 30 = 24.9 \text{ N/mm}^2 \quad \text{resistenza caratteristica a compressione del cls } (R_{ck}=30 \text{ N/mm}^2)$$

$$f_{cd} = 0.85 f_{ck} / 1.5 = 14.1 \text{ N/mm}^2 \quad \text{resistenza di calcolo a compressione del cls}$$

$$f_{yd} = f_{yk} / 1.15 = 391 \text{ N/mm}^2 \quad \text{tensione di calcolo per acciaio B450C } (f_{yk}=450 \text{ N/mm}^2)$$

Verifica a flessione

Nella tabella seguente vengono riportate le sollecitazioni alla base della spalla; si precisa che sono state riportate solo le combinazioni più sfavorevoli.

	H _L	N	e' _H	e' _N	M'	M _{Sd}
	(kN/m)	(kN/m)	(m)	(m)	(kNm/m)	(kNm/m)
elevazione		30,2		0,60	18,1	
spinta del terreno attiva max	24,5		0,74		-18,1	
peso impalcato		204,0		0,34	69,4	
ΔT, fluage, ritiro	12,2		0,97		-11,8	
TOTALE PESI CON SPINTE	36,6	234,2			57,6	-56,0
sisma lungo X - inerzia spalla	6,4	0,9	0,75	0,60	-4,3	
sisma lungo X - forze impalcato	70,6	5,8	1,595	0,340	-110,6	
SISMA LUNGO X	113,6	241,0			-57,3	-174,1
sisma lungo Y - inerzia spalla	5,9	8,6	0,75	0,60	0,7	
sisma lungo Y - forze impalcato	23,4	19,5	1,60	0,34	-30,6	
SISMA LUNGO Y	65,9	262,3			27,7	-99,6
sisma lungo Z - inerzia spalla	7,8	2,6	0,75	0,60	-4,3	
sisma lungo Z - forze impalcato	30,7	5,8	1,60	0,34	-46,9	
SISMA LUNGO Z	75,0	242,7			6,4	-111,3

Nota: e', M' sono riferiti allo spigolo anteriore della spalla; $M = N (e' - 0.97/2)$ è il momento flettente.

Eseguendo la verifica allo stato limite ultimo della sezione, risulta:

	N _{Sd}	M _{Sd}	M _{Rd}
SISMA LUNGO X	241,0	174,1	290,85
SISMA LUNGO Y	262,3	99,6	300,3
SISMA LUNGO Z	242,7	111,3	291,6

Verifica a taglio

Il taglio massimo sollecitante di calcolo allo stato limite ultimo vale:

$$V_{Sd} = 113.6 \text{ kN}$$

Si esegue la verifica allo stato limite ultimo della sezione senza armature trasversali resistenti al taglio.

$$\begin{aligned}
 V_{Sd} &= 113,6 \text{ kN} \\
 R_{ck} &= 30 \text{ N/mm}^2 \\
 f_{ck} &= 24,9 \text{ N/mm}^2 \quad \text{resistenza caratteristica a compressione del cls} &= 0,83 R_{ck} \\
 f_{cd} &= 14,1 \text{ N/mm}^2 \quad \text{resistenza di calcolo a compressione del cls} &= 0,85 f_{ck} / 1,5 \\
 b_w &= 100 \text{ cm} \quad \text{larghezza minima della sezione} \\
 d &= 92 \text{ cm} \quad \text{altezza utile della sezione} \\
 A_{sI} &= 10,26 \text{ cm}^2 \quad \text{area dell'armatura longitudinale} \\
 k &= 1,47 &= 1 + (20/d)^{1/2} \leq 2,0 \\
 \rho_1 &= 0,001 &= A_{sI} / (b_w d) \leq 0,02 \\
 v_{min} &= 0,31 &= 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \\
 \sigma_{cp} &= 0,00 \text{ N/mm}^2 \quad \text{tensione media di compress. nella sezione} \leq 0,2 f_{cd}
 \end{aligned}$$

Resistenza di calcolo del calcestruzzo:

$$\begin{aligned}
 V_{Rcd} &= 228 \text{ kN} &= [0,18 k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} / 1,5 + 0,15 \sigma_{cp}] b_w d \\
 V_{Rcd,min} &= 285 \text{ kN} &= (v_{min} + 0,15 \sigma_{cp}) b_w d
 \end{aligned}$$

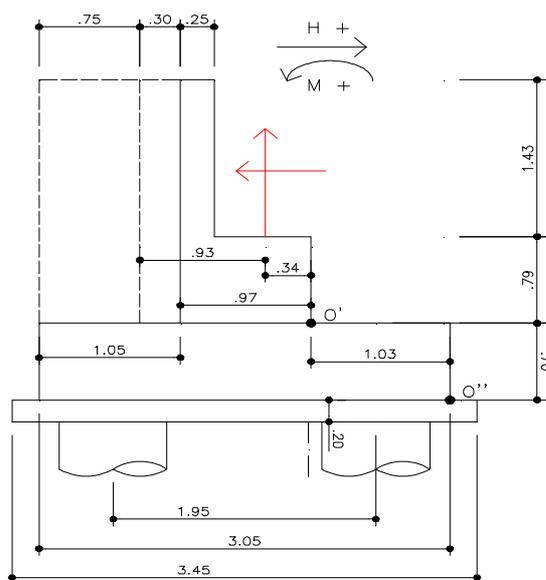
Verifica:

$$V_{Rd} = \max (V_{Rcd}) = 285 \text{ kN} > 113,6 \text{ kN} = V_{Sd}$$

10.5.3. Carichi sui pali

Nella tabella seguente vengono riportate le sollecitazioni alla base del plinto per le varie condizioni di carico.

Si precisa che per massimizzare il carico sui pali le azioni dovute a variazione termica, fluage, ritiro e sisma sono state assunte con il segno specificato in figura.



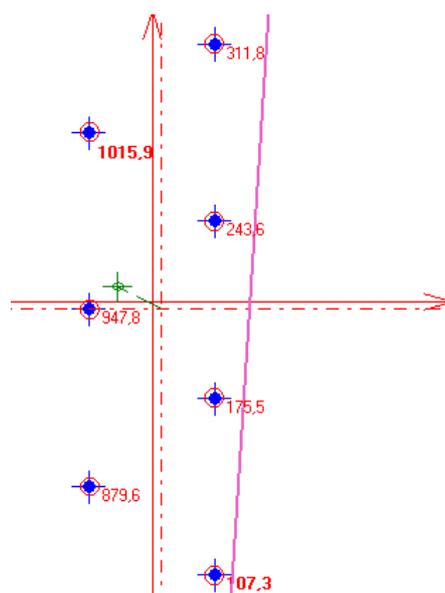
	H _L	H	N	e'' _H	e'' _N	M''	M _L	M _T
	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(m)	(m)	(kNm/m)	(kNm/m)	(kNm)
elevazione			30,2		1,630	49,2		
fondazione e terreno			100,0		1,991	199,1		
spinta del terreno attiva max	42,3			0,973		-41,2		
peso impalcato			204,0		1,370	279,5		
ΔT, fluage, ritiro	-12,2	1,9		1,670		20,3		35,5
TOTALE PESI CON SPINTE	30,2	1,9	334,2			506,9	-2,8	35,5
sisma lungo X - inerzia spalla	-17,8	7,8	-2,6	0,730	1,560	9,0		64,0
sisma lungo X - forze impalcato	-70,6	30,7	-5,8	2,295	1,370	153,9		795,0
SISMA LUNGO X	-58,2	40,3	325,8			669,8	173,0	894,4
sisma lungo Y - inerzia spalla	-5,9	5,9	-8,63	0,730	1,560	-9,1		48,7
sisma lungo Y - forze impalcato	-23,4	23,4	-19,47	2,295	1,370	26,9		605,7
SISMA LUNGO Y	0,9	31,1	306,1			524,7	57,9	689,9
sisma lungo Z - inerzia spalla	-7,8	17,8	-2,59	0,730	1,560	1,6		147,2
sisma lungo Z - forze impalcato	-30,7	70,6	-5,84	2,295	1,370	62,4		1829,8
SISMA LUNGO Z	-8,2	90,3	325,8			570,9	74,1	2012,5

Nota: e'', M'' sono riferiti allo spigolo anteriore del plinto (O''); M = N (e''-3.05/2) è il momento flettente.

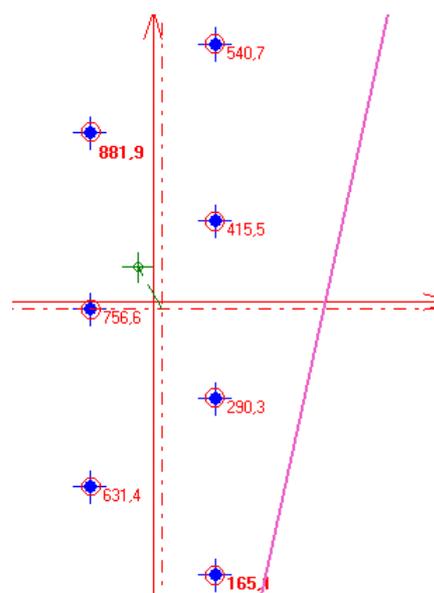
Le forze sismiche dovute all'impalcato sono state scomposte in direzione parallela e perpendicolare alla spalla e combinate per ottenere momento trasversale e momento longitudinale corrispondente.

I carichi massimi e minimi sui pali per le combinazioni di carico analizzate sono riassunti in tabella:

SOLLECITAZIONI DI VERIFICA	N	M _L	M _T	P _{max}	P _{min}
	kN	kNm	kNm	(kN)	(kN)
TOTALE PESI CON SPINTE	3776,7	31,3	35,5	649	438,7
SISMA LUNGO X	3681,5	-1954,9	894,4	1015,9	107,3
SISMA LUNGO Y	3459,2	-653,9	689,9	744,7	264
SISMA LUNGO Z	3681,5	-836,9	2012,5	881,9	165,1



c.d.c. SISMA LUNGO X ($E_x+0.3 E_y+0.3 E_z$)



c.d.c. SISMA LUNGO Z ($0.3 E_x+0.3 E_y+E_z$)

10.5.4. Verifica del plinto

Il carico massimo sui pali in fase sismica (1015.9 kN) è minore di quello in fase statica (1162.2 kN; vd. *paragrafo* 9.3); le verifiche del plinto in fase sismica sono perciò automaticamente soddisfatte.

10.5.5. Verifica della portata dei pali

Sono previsti pali trivellati Ø800 mm di lunghezza $L = 18.00$ m.

La verifica di portanza in fase sismica è automaticamente soddisfatta poiché il carico massimo sui pali è minore di quello risultante dalle combinazioni statiche (vd. *paragrafo* 9.3.1.1).

10.5.6. Valutazione degli spostamenti massimi

Gli spostamenti d_E della struttura sotto l'azione sismica di progetto allo SLV si ottengono moltiplicando per il fattore μ_d i valori d_{Ee} ottenuti dall'analisi lineare, dinamica o statica, secondo l'espressione seguente (p.to 7.3.3.3 della normativa di riferimento):

$$d_E = \pm \mu_d d_{Ee}$$

dove μ_d vale:

- componenti orizzontali $T_1 > T_C = 0.486 \text{ s} \rightarrow \mu_d = q = 1.0$
- componente verticale $T_1 > T_C = 0.150 \text{ s} \rightarrow \mu_d = q = 1.0$

essendo $T_1 = 0.770 \text{ s}$.

Gli spostamenti massimi dell'impalcato in direzione longitudinale (X) e trasversale (Z) risultano quindi:

$$d_{EX} = d_{EZ} = \pm 1.0 \times 0.049 = \pm 0.049 \text{ m}$$

e in direzione verticale (Y):

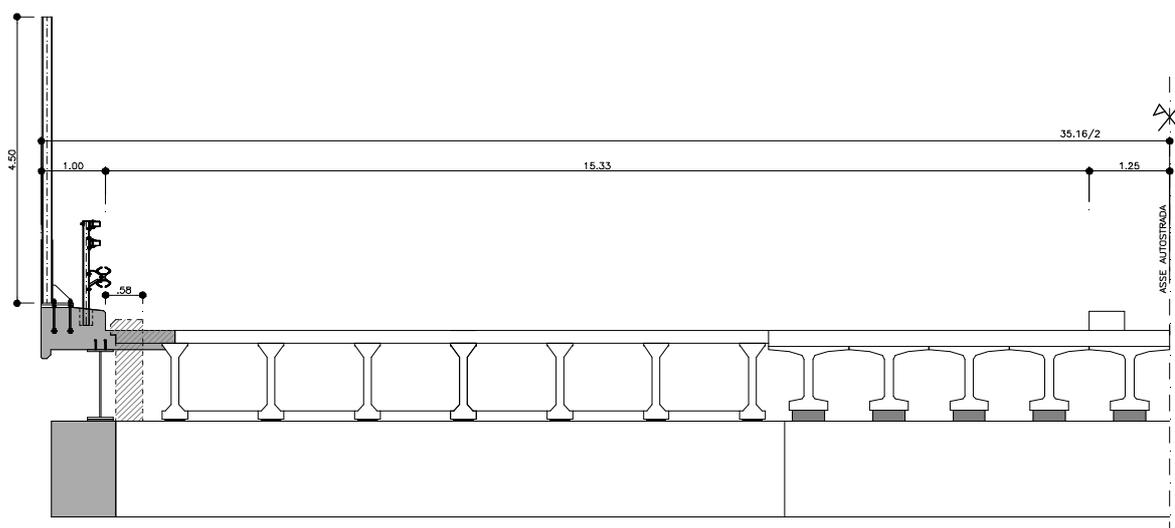
$$d_{EY} = \pm 1.0 \times 0.002 = \pm 0.002 \text{ m}$$

11. ALLARGAMENTO DEGLI IMPALCATI ESISTENTI PER BARRIERA ANTIRUMORE

11.1. Descrizione dell'intervento

L'intervento in progetto consiste nell'allargamento della sede autostradale dagli attuali 32.00 metri (distanza tra il filo interno dei due cordoli laterali) ai 33.16 metri necessari per l'installazione di barriere antirumore ai bordi del ponte. Entrambe le carreggiate saranno quindi allargate di 58 cm, passando da 10.00 m a 10.58 m. Per ciascun impalcato è prevista la demolizione del cordolo laterale esistente e la costruzione di un nuovo cordolo di larghezza pari ad 1.00 m, sul quale saranno installate la barriera antirumore e la nuova barriera di sicurezza tipo H4b bordo ponte.

SEZIONE TRASVERSALE DELL'IMPALCATO (IN RETTO) – ALLARGAMENTO DI PROGETTO



L'allargamento in progetto comporta:

- una maggiore lunghezza degli sbalzi;
- un incremento dei carichi permanenti (peso proprio) e accidentali (vento, urto) dovuto alle nuove barriere antirumore e di sicurezza ed alle maggiori dimensioni dei nuovi cordoli;
- l'aumento delle eccentricità dei carichi mobili.

Dal momento che le travi di bordo esistenti non sarebbero in grado di sopportare le maggiori sollecitazioni prodotte dall'allargamento degli impalcati, si prevede di inserire, a sostegno dei nuovi cordoli, due travi in acciaio con le seguenti caratteristiche geometriche:

- piattabanda superiore 400x30 mm
- anima 1040x20 mm
- piattabanda inferiore 400x30 mm

Le travi, in semplice appoggio, avranno una luce teorica di 19.09 m, uguale a quella delle travi esistenti. La nuova soletta, di spessore 30 cm, sarà resa collaborante con la sottostante struttura metallica mediante connettori a piolo saldati sulle piattabande superiori delle travi.

Le spalle esistenti verranno prolungate di circa 1.00 m per consentire la posa dei nuovi appoggi in neoprene armato di dimensioni 250x400x35 mm.

I muri di contenimento a tergo delle spalle verranno demoliti in sommità per un'altezza di circa 55 cm per consentire la realizzazione della fondazione dei nuovi cordoli sui quali saranno installate le barriere antirumore e quelle di sicurezza.

11.2. Verifica dell'impalcato

11.2.1. Riferimenti normativi

Le travi sono in acciaio S355 J2 G2 W (Corten B): $f_{tk} \geq 510 \text{ N/mm}^2$, $f_{yk} \geq 355 \text{ N/mm}^2$.
Per il ripristino della soletta e per la realizzazione dei nuovi cordoli si è previsto l'impiego di calcestruzzo reoplastico a ritiro compensato ($R_{ck} \geq 50 \text{ N/mm}^2$).

I calcoli sono svolti secondo il metodo degli stati limite, facendo riferimento alle seguenti norme:

- D.M. 14 gennaio 2008: "Norme tecniche per le costruzioni" e Circolare n. 617 02/02/2009;
- CNR 10011/97: "Costruzioni in acciaio – Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione e la manutenzione";
- CNR 10016/00: "Strutture composte di acciaio e calcestruzzo – Istruzioni per l'impiego nelle costruzioni".

11.2.2. Premesse

Trattandosi, nel funzionamento globale del nuovo impalcato, di un sistema misto acciaio - calcestruzzo, le azioni agenti vengono suddivise in tre fasi, corrispondenti al grado di maturazione del getto di calcestruzzo e, quindi, ai diversi livelli di rigidità e caratteristiche statiche delle sezioni.

Fase 1 considera il peso proprio della struttura metallica e del getto della soletta che, in questa fase, è ancora inerte.

La sezione resistente corrisponde alla sola parte metallica.

Fase 2 ai successivi carichi permanenti applicati alla struttura (pavimentazione, sicurvia, ecc.) corrisponde una sezione resistente mista acciaio - calcestruzzo.

Per tenere in considerazione i fenomeni "lenti" che accompagnano questa fase, imputabili alla viscosità del calcestruzzo, si adotta un valore del modulo elastico del calcestruzzo corrispondente a quello suggerito dalla normativa (par. 5.3.1 della CNR 10016/00), che si traduce, per le verifiche agli stati limite di esercizio, a considerare un valore del coefficiente di omogeneizzazione n^* pari a:

$$E_c^* = E_c / 3 = 11850 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{con: } E_c = 22000 (f_{cm}/10)^{1/3} = 35550 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ck} = 0.83 R_{ck} = 0.83 \times 50 = 41.5 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 49.5 \text{ N/mm}^2$$

$$n^* = E_a / E_c^* = 210000/11850 = 17.7$$

Anche gli effetti del ritiro sono da considerarsi "lenti" in quanto concomitanti agli effetti viscosi, e pertanto vengono anch'essi valutati con le caratteristiche di resistenza della sezione di fase 2.

Fase 3 corrisponde al transito dei carichi accidentali.

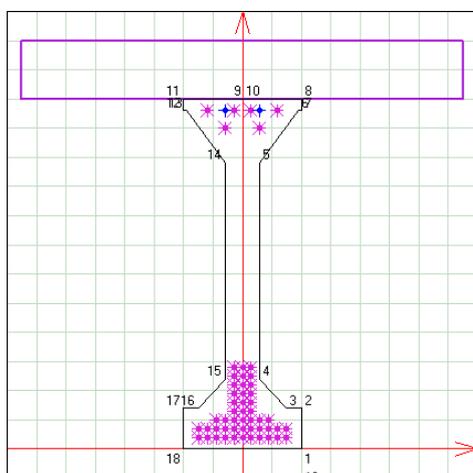
Le sollecitazioni nella sezione resistente acciaio - calcestruzzo vengono calcolate considerando il rapporto tra i moduli elastici effettivi dei due materiali, che vale:

$$n = E_a / E_c = 210000/35550 = 5.9$$

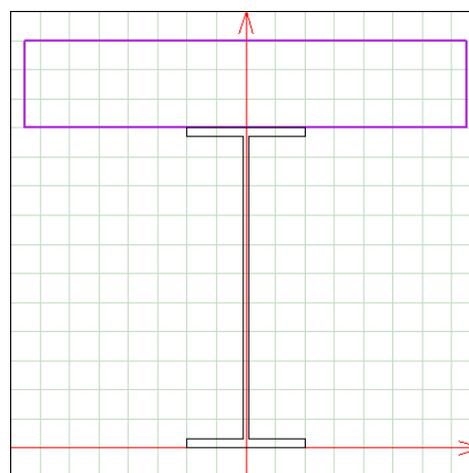
In tale fase si tiene inoltre conto degli effetti dovuti alla variazione termica differenziale.

Poiché l'intervento prevede la connessione di due parti strutturali differenti (l'impalcato esistente in c.a.p. e quello nuovo in struttura mista acciaio - calcestruzzo), la sezione mista per l'allargamento della carreggiata viene scelta in modo tale da presentare una rigidità paragonabile a quella delle travi esistenti, al fine di evitare fenomeni deformativi eccessivamente differenti.

Di seguito si riportano la sezione delle travi esistenti in c.a.p. con soletta collaborante in c.a. ordinario e quella delle nuove travi composte in acciaio - calcestruzzo.



Trave esistente in c.a.p.



Nuova trave mista acciaio-clc

Per poter confrontare le rigidità delle due tipologie di impalcato in modo efficace si ritiene opportuno:

- moltiplicare il momento d'inerzia delle due travi ciascuno per il modulo elastico del materiale rispetto al quale si è omogeneizzata la sezione per il calcolo delle caratteristiche geometriche;
- dividere le rigidità così ottenute per i differenti interassi tra le membrature considerate.

Si trovano i seguenti valori di rigidità per unità di lunghezza, EJ / i :

- trave esistente in c.a.p.: $43500 \times 0.10911 \times 10^3 / 1.50 = 3.164 \times 10^6 \text{ kNm}^2/\text{m}$
- nuova trave mista acciaio-clc: $210000 \times 0.02315 \times 10^3 / 1.50 = 3.241 \times 10^6 \text{ kNm}^2/\text{m}$

==> EJ/i nuova trave = **102%** trave esistente

Visto il modesto incremento di rigidezza, si ritiene che la sezione mista adottata sia adeguata.

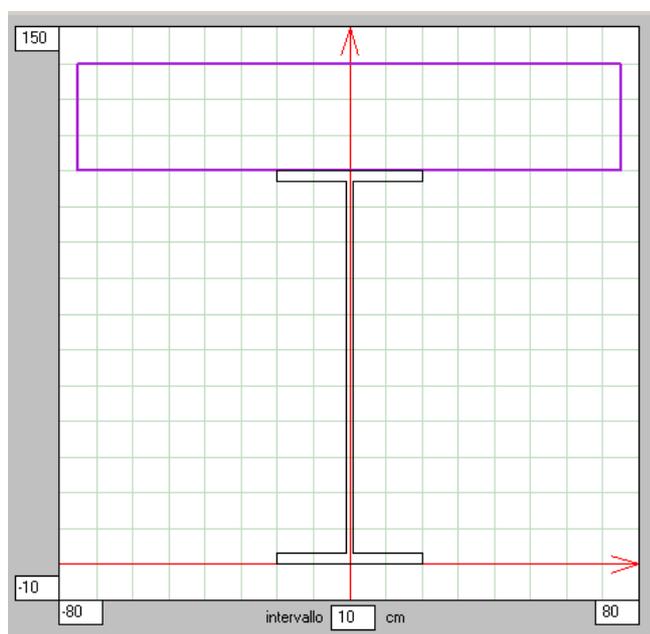
11.2.3. Caratteristiche geometriche della sezione

La trave in acciaio è a sezione costante con le seguenti caratteristiche:

Piattabanda superiore	400x30 mm
Anima	1040x20 mm
Piattabanda inferiore	400x30 mm
Soletta	1500x300 mm

Si considera una larghezza di soletta collaborante pari a: $b_{\text{eff}} = 1.50 \text{ m}$

Dunque si ottiene (omogeneizzando tutto ad acciaio):



CARATTERISTICHE GEOMETRICHE RISPETTO ALL'ASSE X		FASE 1 (solo trave acciaio)	FASE 2 (n=17,7)	FASE 3 (n=5,9)
A	(cm ²)	448	702	1211
y _G	(cm)	55,0	80,3	99,1
J	(cm ⁴)	874597	1688413	2314710

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE RISPETTO ALL'ASSE X		FASE 1 (solo trave acciaio)	FASE 2 (n=17,7)	FASE 3 (n=5,9)
W (cm ³)	SOLETTA sup.	-	28302	56592
	SOLETTA inf. = TRAVE sup.	15902	56931	212318
	TRAVE inf.	15902	21015	23358
	ATTACCO PIATTABANDA sup.	16819	63338	292923
	ATTACCO PIATTABANDA inf.	16819	21830	24087
S (cm ³)	BARICENTRO	9124	15443	20947
	ATTACCO PIATTABANDA sup.	6420	14732	20884
	ATTACCO PIATTABANDA inf.	6420	9461	11712
	SOLETTA inf. = TRAVE sup.	0	11354	19756

11.2.4. Analisi dei carichi

11.2.4.1. Carichi permanenti

trave in acciaio	78.5x0.0448	= 3.5 kN/m
soletta	25x0.30x1.88	= 14.1 kN/m
		= 17.6 kN/m
cordolo	25x(1.00x0.36+0.15x0.14)	= 9.5 kN/m
pavimentazione	22x0.58x0.15	= 1.9 kN/m
barriera antirumore	struttura in acciaio (H=4.50 m)	1.200 kN/m
	pannelli fonoassorbenti (0.35 kN/m ² x 4.00 m)	1.400 kN/m
	pannelli in cls alla base (25x0.15x0.50)	1.875 kN/m
	totale barriera antirumore =	4.475 kN/m
barriera sicurezza H4b		= 1.24 kN/m
	totale finiture	= 17.2 kN/m

11.2.4.2. Carichi mobili

Si adottano i carichi del D.M. del 14 gennaio 2008.

Per una luce di calcolo di 19.09 m si ottengono le seguenti sollecitazioni massime dovute alla colonna 1:

$$M_{\max} = 3913.4 \text{ kNm}$$

$$V_{\max} = 838.9 \text{ kN}$$

$$V_{\max, \text{mezz}} = 345.6 \text{ kN}$$

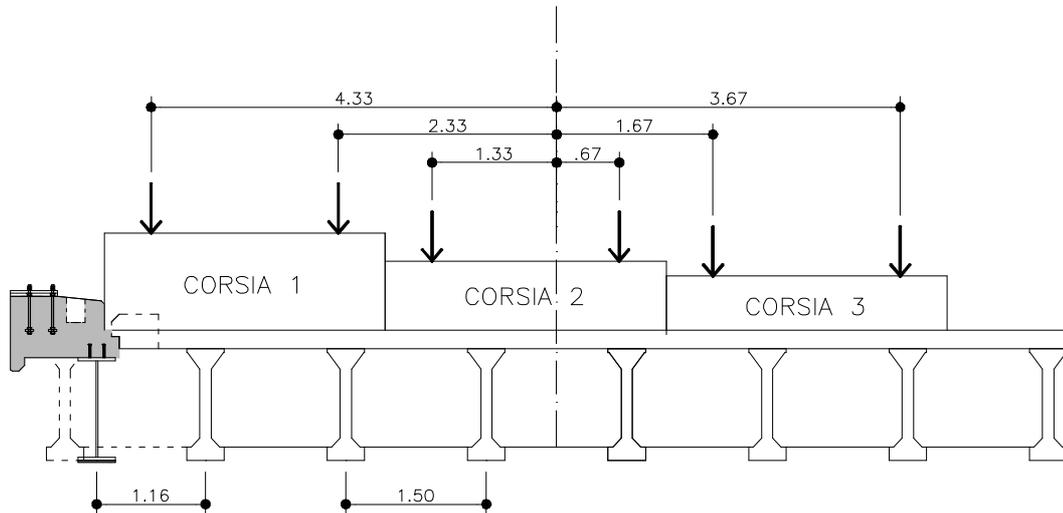
Si suppone di ripartire trasversalmente il carico della prima colonna su 4.00 metri, per cui si ottiene:

$$M_{\max} = 3913.4/4.00 \times 1.50 = 1467.5 \text{ kNm}$$

$$V_{\max, \text{app}} = 838.9/4.00 \times 1.50 = 314.6 \text{ kN}$$

$$V_{\max,mez} = 345.6/4.00 \times 1.50 = 129.6 \text{ kN}$$

A titolo di confronto si esegue la ripartizione trasversale dei carichi mobili utilizzando il metodo di Massonet. Per semplicità si considera un impalcato simmetrico costituito da 8 travi di uguale rigidezza, pari a quella delle travi in c.a.p. esistenti, con interasse $i=1.50 \text{ m}$.



Calcolo parametri	
Interasse (m)	1.500
Momento d'inerzia flessionale (m ⁴)	0.10911
Momento d'inerzia torsionale (m ⁴)	0.00234
Rigidità flessionale r_0 (m ³)	0.072740
Rigidità torsionale γ (m ³)	0.000679
G/E =	0.435
Luce 2a =	19.09 m
Larghezza 2b =	12.000 m
Unità	<input checked="" type="radio"/> m <input type="radio"/> cm
Travi	1.500
Traversi	6.363
	0.094804
	0.010598
	0.014899
	0.000725
Parametri	?
theta =	0.46719
alpha =	0.02131
Calcolo	Chiudi
	Stampa

Ripartizione trasversale con il metodo di Massonet

Nuovo Esci ?

Larghezza

numero travi =

interasse = m

2b = m

Parametri

theta =

alpha =

Eccentricità carichi

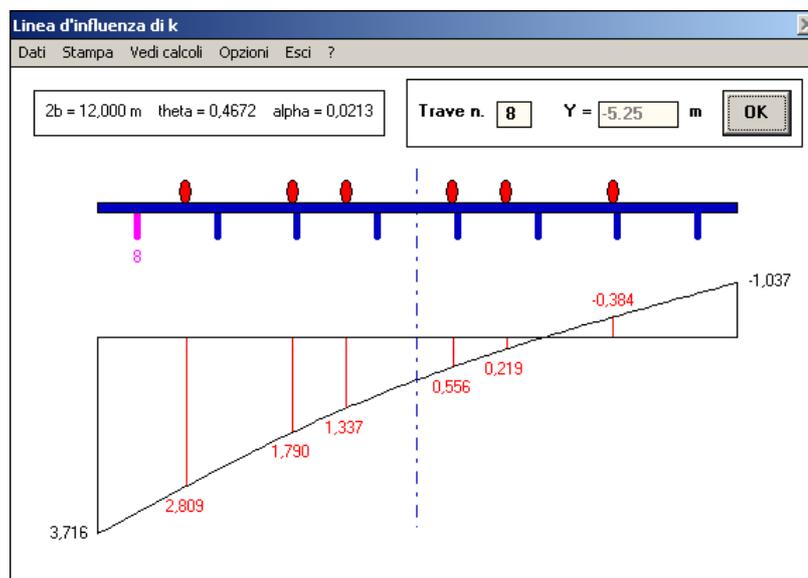
E S

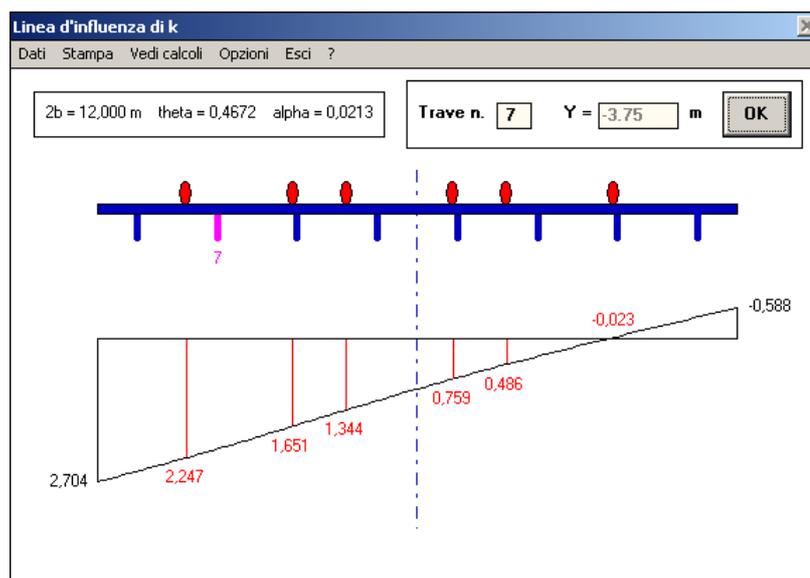
7

	E	S
1	-4,330	0,000
2	-2,330	0,000
3	-1,330	0,000
4	0,670	0,000
5	1,670	0,000
6	3,670	0,000

Per correggere o eliminare un carico cliccare sul suo numero

Si riportano i coefficienti di ripartizione ottenuti per la trave di bordo (nuova trave mista acciaio-clc) e per quella adiacente (trave esistente in c.a.p.).





corsia 1	e = -4.330	$k_1 = 2.809$	$k_2 = 2.247$
	-2.330	1.790	1.651
corsia 2	e = -1.330	1.337	1.344
	0.670	0.556	0.759
corsia 3	e = -1.670	0.219	0.486
	3.670	-0.384	-0.023

Momento flettente massimo sulla trave di bordo:

$$M_{\max} = (3913.4/2 \times (2.809 + 1.790) + 2130.7/2 \times (1.337 + 0.556))/8 = 1377.0 \text{ kNm}$$

Sforzo tagliante massimo sulla trave di bordo:

$$V_{\max, \text{app}} = (838.9/2 \times (2.809 + 1.790) + 459.0/2 \times (1.337 + 0.556))/8 = 295.4 \text{ kN}$$

$$V_{\max, \text{mez}} = (345.6/2 \times (2.809 + 1.790) + 205.3/2 \times (1.337 + 0.556))/8 = 123.6 \text{ kN}$$

Nonostante il metodo di Massonet sia stato applicato con delle semplificazioni riguardanti la reale geometria dell'impalcato, si ritiene comunque utile confrontare i risultati ottenuti con quelli trovati ipotizzando una distribuzione trasversale della prima corsia di carico su 4.00 metri. Come si può osservare, le sollecitazioni non sono molto differenti nei due casi e, in particolare, i valori ottenuti con il metodo di Massonet sono leggermente inferiori. L'ipotesi adottata di distribuzione del carico su 4.00 metri è quindi a favore di sicurezza.

11.2.4.3. Effetti del ritiro

Gli effetti del ritiro sull'intera struttura del ponte vengono tradotti con un'azione di compressione applicata all'estremità della struttura e relativo momento flettente di trasporto dovuto all'eccentricità baricentro soletta - baricentro sezione mista.

Secondo quanto previsto dalla normativa di riferimento (D.M. 14/01/2008) al p.to 11.2.10.6:

$$\varepsilon_r = 0.0003$$

Avendo assunto:

$$f_{ck} = 41.5 \text{ N/mm}^2$$

$$U.R. = 60 \%$$

$$h_0 = 2 \times (1.50 \times 0.30) / (2 \times 1.50 + 0.30) = 272 \text{ mm}$$

$$N_{rit} = \varepsilon_r E_a A_a = 0.0003 \times 210000 \times 44800 \times 10^{-3} = 2822.4 \text{ kN}$$

$$M_{rit} = 2822.4 \times (0.803 - 0.550) = 715.3 \text{ kNm}$$

Effetti delle dilatazioni termiche differenziali

Gli effetti dovuti alla variazione termica differenziale si traducono in un'azione normale lungo l'asse del viadotto e relativo momento flettente di trasporto dovuto all'eccentricità baricentro soletta - baricentro sezione mista.

$$\alpha = 1.2 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1} \quad \Delta T = \pm 10 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$N_{\Delta T} = \alpha \Delta T E_a A_a = \pm 1.2 \times 10^{-5} \times 10 \times 210000 \times 44800 \times 10^{-3} = \pm 1129.0 \text{ kN}$$

$$M_{\Delta T} = \pm 1129.0 \times (0.991 - 0.550) = \pm 497.9 \text{ kNm}$$

11.2.4.4. Sollecitazioni

Fase 1

trave e soletta	$M_{p.p.} = 17.6 \times 19.09^2 / 8 = 801.7 \text{ kNm}$
	$V_{p.p.} = 17.6 \times 19.09 / 2 = 168.0 \text{ kN}$

Fase 2

finiture	$M_{fin.} = 17.2 \times 19.09^2 / 8 = 783.5 \text{ kNm}$
	$V_{fin.} = 17.2 \times 19.09 / 2 = 164.2 \text{ kN}$

ritiro	$M_{rit.} = 715.3 \text{ kNm}$
	$N_{rit.} = 2822.4 \text{ kN}$

Fase 3

carichi mobili	$M_{c.m.} = 3913.4 / 4.00 \times 1.50 = 1467.5 \text{ kNm}$
	$V_{c.m.} = 838.9 / 4.00 \times 1.50 = 314.6 \text{ kN}$

dilatazioni termiche	$M_{\Delta T} = \pm 497.9 \text{ kNm}$
	$N_{\Delta T} = \pm 1129.0 \text{ kN}$

11.2.4.5. Verifiche di resistenza della sezione

Momento plastico

Momenti flettenti massimi sulla trave:

$$\begin{aligned} M_{p.p.} &= 801.7 \text{ kNm} \\ M_{fin.} &= 783.5 \text{ kNm} \\ M_{rit.} &= 715.3 \text{ kNm} \\ M_{c.m.} &= 1467.5 \text{ kNm} \\ M_{\Delta T} &= 497.9 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Il momento sollecitante di calcolo allo stato limite ultimo vale (c.d.c. UII):

$$M_{Sd} = 1.35 \times 801.7 + 1.5 \times 783.5 + 1.2 \times (715.3 + 497.9) + 1.35 \times 1467.5 = 5695 \text{ kNm}$$

Il momento plastico viene valutato nell'ipotesi di conservazione delle sezioni piane, assumendo che:

- area totale della trave metallica e quella di armatura longitudinale della soletta all'interno della larghezza efficace sollecitate in trazione e compressione alle tensioni di calcolo f_y / γ_a e f_{sk} / γ_s ;
- area del cls compresso sollecitata uniformemente alla tensione di calcolo $0.85 f_{ck} / \gamma_c$
- calcestruzzo non resistente a trazione.

Eseguendo la verifica allo stato limite ultimo della sezione della trave con:

soletta	$b = 1.500 \text{ m}$, $s = 0.300 \text{ m}$
piattabanda superiore	$b = 0.400 \text{ m}$, $s = 0.030 \text{ m}$
anima	$b = 0.020 \text{ m}$, $s = 1.040 \text{ m}$
piattabanda inferiore	$b = 0.400 \text{ m}$, $s = 0.030 \text{ m}$

- calcestruzzo

$$0.85 \times 0.83 R_{ck} / 1.5 = 23.52 \text{ N/mm}^2 \quad \text{resistenza di calcolo a compr. (per } R_{ck} = 50 \text{ N/mm}^2 \text{)}$$

- acciaio

$$\begin{aligned} f_y / 1.05 &= 338 \text{ N/mm}^2 && \text{tensione di calcolo per acciaio S355 (} f_y = 355 \text{ N/mm}^2 \text{)} \\ E_a &= 210000 \text{ N/mm}^2 && \text{modulo di elasticità} \end{aligned}$$

risulta un momento ultimo plastico resistente:

$$M_{pl.Rd} = 9880 \text{ kNm} > M_{Sd} = 5695 \text{ kNm}$$

Si osserva che la verifica è soddisfatta anche considerando la resistenza della sezione in campo elastico; il momento resistente della sezione risultante dall'analisi che non tiene conto delle risorse plastiche risulta infatti:

$$M_{el.Rd} = 7852 \text{ kNm} > M_{Sd} = 5695 \text{ kNm}$$

avendo considerato come tensioni limite:

$$\begin{aligned} f_{s,d} &= 355 / 1.05 = 338.1 \text{ N/mm}^2 \\ f_{c,d} &= 0.85 \times 0.83 \times 50 / 1.5 = 23.52 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Taglio

Tagli massimi sulla trave:

$$\begin{aligned} V_{p.p.} &= 168.0 \text{ kN} \\ V_{fin.} &= 164.2 \text{ kN} \\ V_{rit.} &= 0.0 \text{ kN} \\ V_{c.m.} &= 314.6 \text{ kN} \\ V_{\Delta T} &= 0.0 \text{ kN} \end{aligned}$$

Il taglio sollecitante di calcolo allo stato limite ultimo vale (c.d.c. UII):

$$V_{Sd} = 1.35 \times 168.0 + 1.5 \times 164.2 + 1.35 \times 314.6 = 898 \text{ kN}$$

La resistenza ultima a taglio, in assenza di momento flettente, viene calcolata nell'ipotesi che l'area efficace dell'anima della trave sia sollecitata uniformemente alla tensione di calcolo a taglio pari a:

$$f_y / (\gamma_a \sqrt{3}) = 355 / (1.05 \times \sqrt{3}) = 195 \text{ N/mm}^2$$

L'area efficace dell'anima si assume pari al prodotto dell'altezza dell'anima per il suo spessore. Si trascura il contributo della soletta in calcestruzzo.

Risulta un taglio ultimo plastico resistente:

$$V_{Rd} = 1040 \times 20 \times 195 / 1000 = 4056 \text{ kN} > V_{Sd} = 898 \text{ kN}$$

Interazione tra momento e taglio in campo plastico

Essendo:

$$V_{Sd} = 898 \text{ kN} < 0.5 V_{Rd} = 0.5 \times 4056 = 2028 \text{ kN}$$

si può trascurare l'influenza dell'azione tagliante sul momento di collasso plastico.

11.2.4.6. Verifica di resistenza della connessione trave - soletta

Si adottano dei connettori a piolo $\phi 20$ mm muniti di testa e di altezza pari a 15 cm; in questo paragrafo si riporta la verifica della connessione adottando la teoria elastica per il calcolo della forza sollecitante di scorrimento; tale approccio risulta possibile visto il soddisfacimento della verifica della sezione in campo elastico (vd. *paragrafo 11.2.4.5*).

Resistenza dei connettori

Secondo il p.to 4.3.4.3.1.2 del D.M. 14/01/2008 la resistenza a taglio di progetto di un piolo può essere determinata in base al minore dei seguenti valori:

$$P_{Rd} = \min \begin{cases} 0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_c} / \gamma_v = 89.1 \\ 0.8 f_u (\pi d^2 / 4) / \gamma_v = 90.5 \end{cases} \Rightarrow P_{Rd} = 90.5 \text{ kN}$$

dove:

$f_{ck} = 41.5 \text{ N/mm}^2$	resistenza cilindrica caratteristica del cls (per $R_{ck}=50 \text{ N/mm}^2$)
$E_c = 35550 \text{ N/mm}^2$	modulo elastico del cls
$f_u = 450 \text{ N/mm}^2$	resistenza ultima a trazione del piolo ($\leq 500 \text{ N/mm}^2$)
$d = 20 \text{ mm}$	diametro dei pioli
$h = 150 \text{ mm}$	altezza dei pioli
$\alpha = 1 \text{ (} h/d=7.5 \text{)}$	$\alpha = 0.2 [(h/d)+1]$ per $3 \leq h/d \leq 4$ $\alpha = 1$ per $h/d > 4$
$\gamma_v = 1.25$	coefficiente di sicurezza per connessioni

Valutazione delle sollecitazioni e verifica

Lo sforzo di scorrimento Q_d viene valutato moltiplicando lo sforzo di scorrimento unitario q_d per l'interasse i fra gli elementi di collegamento:

$$Q_d = q_d i \quad q_d = V_d S / J$$

con: V_d	azione tagliante di calcolo
J	momento d'inerzia della sezione
S	momento statico della sezione rispetto al piano di scorrimento trave-soletta

Per effetto di ritiro e variazione termica differenziale, alle estremità delle travi si produce uno sforzo di scorrimento pari globalmente alla risultante delle tensioni normali nella sola sezione di acciaio (par. 3.3.3. della CNR 10016/85). Il relativo sforzo di scorrimento unitario si considera distribuito con legge triangolare avente ordinata massima in corrispondenza dell'estremità della trave e nulla alla distanza:

$$I_s = 0.06 (L+10b) + 7K (L-3b)$$

con: L	luce della trave
b	valore medio della larghezza di soletta, su ciascun lato della trave
K	cedevolezza del collegamento (mm^2/N) $K=0.003$ per collegamenti a piolo $K=0.0015$ per collegam. di altro tipo

Nel caso in esame risulta:

$$I_s = 1.91 \text{ m} \quad (L=19.09 \text{ m}, b=0.68 \text{ m}, K=0.003)$$

Ritiro	$\sigma_G = (35.4-11.2)/2 = 12.1 \text{ N/mm}^2$
	$Q = \sigma_G A_a = 540.8 \text{ kN}$
	$q = 2 Q / I_s = 566.3 \text{ kN/m}$

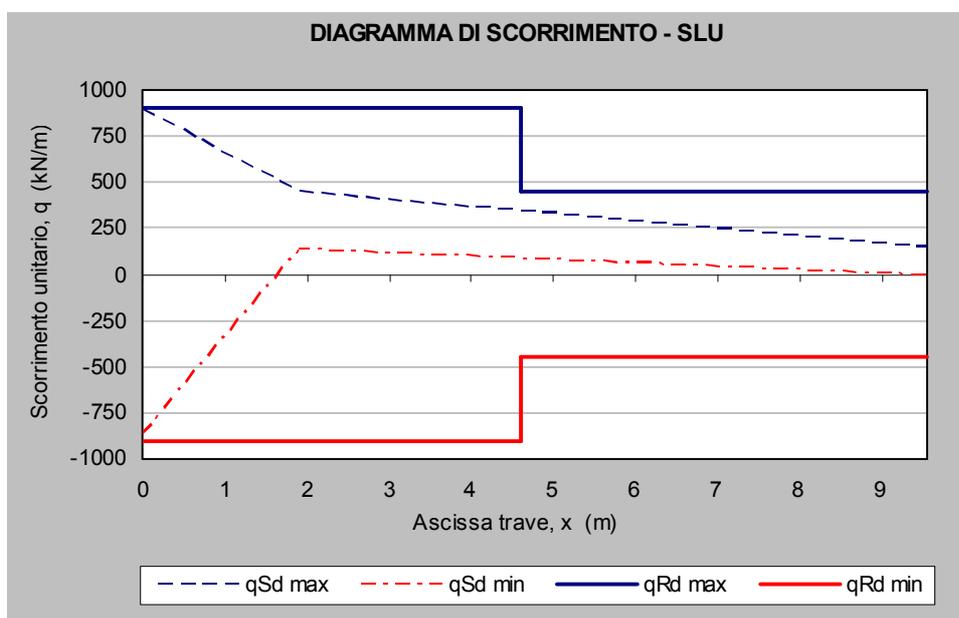
$\Delta T = \pm 10 \text{ }^\circ\text{C}$	$\sigma_G = (18.2-5.4)/2 = 6.4 \text{ N/mm}^2$
	$Q = \sigma_G A_a = 286.3 \text{ kN}$
	$q = 2 Q / I_s = 299.8 \text{ kN/m}$

Nella tabella seguente sono riassunti gli sforzi di scorrimento unitari lungo la trave (per metà trave) ed i loro valori di calcolo massimi e minimi allo stato limite ultimo.

Ascissa trave, x (m)		0	1,91	9,55
V (kN)	finiture (fase 2)	164,2	131,3	0,0
	ritiro (fase 2)	0,0	0,0	0,0
	carichi mobili (fase 3)	314,6	277,6	129,6
	ΔT (fase 3)	0,0	0,0	0,0
q (kN/m)	$q_{fin.}$	110,4	88,3	0,0
	$q_{rit.}$	-566,3	0,0	0,0
	$q_{c.m.}$	268,5	236,9	110,6
	$q_{\Delta T}$	299,8	0,0	0,0
$q_{Sd} - SLU$ (kN/m)	c.d.c. UI / $+\Delta T$ / rit.=0	525,3	132,5	0,0
	c.d.c. UI / $-\Delta T$ / rit.=0	-194,1	132,5	0,0
	c.d.c. UII / $+\Delta T$ / rit.=0	887,8	452,3	149,3
	c.d.c. UII / $-\Delta T$ / rit.=0	168,4	452,3	149,3
	c.d.c. UI / $+\Delta T$	-154,2	132,5	0,0
	c.d.c. UI / $-\Delta T$	-873,7	132,5	0,0
	c.d.c. UII / $+\Delta T$	208,3	452,3	149,3
	c.d.c. UII / $-\Delta T$	-511,2	452,3	149,3
	$q_{Sd \max}$	887,8	452,3	149,3
	$q_{Sd \min}$	-873,7	132,5	0,0

Si riporta di seguito il diagramma di scorrimento di metà trave con i valori di calcolo, massimi e minimi, dello sforzo sollecitante e di quello resistente allo stato limite ultimo. Per il calcolo dello sforzo di scorrimento resistente si considerano i seguenti connettori:

- tratto da $x=0.00$ a $x=4.60$ m
2 pioli $\phi 20/20$ cm ($h=150$ mm) $q_{Rd \ SLU} = 90.5/0.20 \times 2 = 905$ kN/m
- tratto da $x=4.60$ a $x=9.55$ m
1 piolo $\phi 20/20$ cm ($h=150$ mm) $q_{Rd \ SLU} = 90.5/0.20 = 453$ kN/m



Verifica dell'armatura trasversale

La resistenza di progetto per ciascuna potenziale superficie di rottura per scorrimento nella soletta può essere determinata tramite il minore fra i seguenti valori:

$$v_{Rd} = \min \begin{cases} 2.5 A_{cv} \eta \tau_{Rd} + A_e f_{sk} / \gamma_s + v_{pd} \\ 0.2 A_{cv} \eta f_{ck} / \gamma_c + v_{pd} / \sqrt{3} \end{cases}$$

dove:

τ_{Rd}	$= 0.0525 f_{ck}^{2/3} / \gamma_c = 0.42 \text{ N/mm}^2$	resistenza unitaria a taglio di calcolo del cls
f_{ck}	$= 0.83 R_{ck} = 41.5 \text{ N/mm}^2$	resistenza cilindrica caratteristica del cls (per $R_{ck}=50 \text{ N/mm}^2$)
γ_c	$= 1.5$	coefficiente di sicurezza per calcestruzzo
f_{sk}	$= 450 \text{ N/mm}^2$	tensione caratt. di snervamento dell'armatura (per acciaio B450C)
γ_s	$= 1.15$	coefficiente di sicurezza per acciaio da armatura
η	$= 1.0$	per calcestruzzi di massa volumica ordinaria
A_{cv}	area media della sezione trasversale, per unità di lunghezza di trave della superficie di scorrimento considerata	
A_e	somma delle aree delle armature trasversali, per unità di lunghezza di trave che attraversano la superficie di scorrimento considerata	
v_{pd}	contributo della lamiera di acciaio	

Tratto con connettori doppi ad interasse $i=0.20 \text{ m}$

Si assume come valore sollecitante la resistenza limite del connettore:

$$v_{Sd} = 2 P_{Rd} / i = 2 \times 90.5 / 0.20 = 905 \text{ kN/m}$$

a) superficie di rottura verticale che taglia la soletta

$$l_e = 0.30 \text{ m}$$

$$A_{cv} = 0.30 \times 1.00 = 0.30 \text{ m}^2$$

$$A_e = 1\phi 16/15 \text{ cm} + 1\phi 12/15 \text{ cm} = 13.40 + 7.54 = 20.94 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (\text{armatura soletta})$$

$$(A_e > 0.002 A_{cls} = 0.002 \times 1000 \times 300 = 6.00 \text{ cm}^2/\text{m})$$

$$v_{Rd} = \min \begin{cases} 2.5 \times 0.30 \times 1.0 \times 0.42 \times 1000 + 20.94 \times 450 / 1.15 / 10 = 1134 \\ 0.2 \times 0.30 \times 1.0 \times 41.5 / 1.5 \times 1000 = 1660 \end{cases} \Rightarrow v_{Rd} = 1134 \text{ kN/m}$$

$$v_{Sd} = 905 \text{ kN/m} < v_{Rd} = 1134 \text{ kN/m}$$

b) superficie di rottura attorno ai pioli

$$l_e = 0.15 \times 2 + 0.15 + 0.032 = 0.482 \text{ m}$$

$$A_{cv} = 0.482 \times 1.00 = 0.482 \text{ m}^2$$

$$A_e = 1\phi 12/15 \text{ cm} \times 2 = 7.54 \times 2 = 15.08 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (\text{armatura inferiore soletta})$$

$$v_{Rd} = \min \begin{cases} 2.5 \times 0.482 \times 1.0 \times 0.39 \times 1000 + 15.08 \times 450 / 1.15 / 10 = 1096 \\ 0.2 \times 0.482 \times 1.0 \times 41.5 / 1.5 \times 1000 = 2667 \end{cases} \Rightarrow v_{Rd} = 1096 \text{ kN/m}$$

$$v_{Sd} = 905 \text{ kN/m} < v_{Rd} = 1096 \text{ kN/m}$$

Tratto con connettori singoli ad interasse $i=0.20 \text{ m}$

Si assume come valore sollecitante la resistenza limite del connettore:

$$v_{Sd} = P_{Rd} / i = 90.5 / 0.20 = 453 \text{ kN/m}$$

a) superficie di rottura verticale che taglia la soletta

$$v_{Sd} = 453 \text{ kN/m} < v_{Rd} = 1134 \text{ kN/m}$$

b) superficie di rottura attorno al piolo

$$l_e = 0.15 \times 2 + 0.032 = 0.332 \text{ m}$$

$$A_{cv} = 0.332 \times 1.00 = 0.332 \text{ m}^2$$

$$A_e = 1\phi 12/15 \text{ cm} \times 2 = 7.54 \times 2 = 15.08 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (\text{armatura inferiore soletta})$$

$$v_{Rd} = \min \begin{cases} 2.5 \times 0.332 \times 1.0 \times 0.42 \times 1000 + 15.08 \times 450 / 1.15 / 10 = 938 \\ 0.2 \times 0.332 \times 1.0 \times 41.5 / 1.5 \times 1000 = 1837 \end{cases} \Rightarrow v_{Rd} = 938 \text{ kN/m}$$

$$v_{Sd} = 453 \text{ kN/m} < v_{Rd} = 938 \text{ kN/m}$$

11.2.4.7. Verifica di stabilità del corrente compresso

Si esegue la verifica di stabilità della piattabanda superiore della trave in acciaio durante la fase di getto della soletta (fase 1) secondo quanto previsto al p.to 4.2.4.1.3.2 del D.M. 14/01/2008.

Deve risultare:

$$M_{Ed} < M_{b, Rd}$$

M_{Ed} è il massimo momento flettente di calcolo;

$M_{b, Rd}$ è il momento resistente di progetto per l'instabilità.

In particolare

$$M_{b, Rd} = \chi_{LT} \cdot W_y \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}}$$

dove:

χ_{LT} è il fattore di riduzione per l'instabilità flessione-torsionale;

W_y è il modulo resistente della sezione

γ_{M1} è il coefficiente di sicurezza per la resistenza all'instabilità delle membrature di ponti stradali.

Si elencano di seguito i risultati dei calcoli utilizzati per la verifica:

$J_f = 160000000 \text{ mm}^4$	momento d'inerzia piattabanda superiore nel piano orizz.
$i = 115 \text{ mm}$	raggio d'inerzia piattabanda superiore nel piano orizz.
$L = 19090 \text{ mm}$	distanza tra due ritegni torsionali successivi
$\lambda = 166$	snellezza
$\omega = 5.77$	dal Prospetto 7-IVc della CNR 10011/97 ($t_f < 40 \text{ mm}$)
$f_d = 323 \text{ N/mm}^2$	resistenza di calcolo agli stati limite per acciaio S355 ($f_y / 1.10$)
$\sigma_D = 61.5 \text{ N/mm}^2$	$= f_y / \omega$
$\sigma_{cr,D} = 74.4 \text{ N/mm}^2$	$= M_{cr} / W$ (tensione critica per instabilità flesso-torsionale).
$M_{cr} = 1182.9 \text{ kNm}$	momento critico di instabilità flesso-torsionale
$\lambda_{LT} = 2.185$	coefficiente di snellezza adimensionale
$k_C = 0.94$	coefficiente correttivo del momento flettente
$f = 1.09$	fattore che considera la distribuzione del momento flettente
$\lambda_{LT,0} = 0.4$	
$\beta = 0.75$	
$\alpha_{LT} = 0.76$	fattore di imperfezione
$\varphi_{LT} = 3.00$	
$\chi_{LT} = 0.175$	fattore di riduzione per l'instabilità flesso-torsionale

Si ottiene:

$$M_{b,Rd} = 900.17 \text{ kNm} \approx M_{Ed} = 945.0 \text{ kNm}$$

Si precisa che il momento sollecitante è stato valutato considerando il peso della parte di soletta che grava direttamente sulla trave in acciaio – cls ($b = 1.58 \text{ m}$).

$$M_{Ed} = (3.52 + 11.9) \times 19.09^2 / 8 = 945.0 \text{ kNm}$$

Vista la transitorietà della condizione di carico si considera accettabile il risultato della verifica, anche se non soddisfatta.

11.2.4.8. Verifiche di stabilità dell'anima

Stabilità dell'anima

Secondo quanto previsto dal p.to C. 4.2.4.1.3.4.1 della C.M. 02/02/2009 la verifica di stabilità non deve essere eseguita quando:

$$\frac{h_w}{t} \leq \frac{72}{\eta} \varepsilon \quad (\text{per pannelli irrigiditi})$$

$$\frac{h_w}{t} \leq \frac{31}{\eta} \varepsilon \sqrt{k_\tau} \quad (\text{per pannelli non irrigiditi})$$

$$\text{con } \varepsilon = \sqrt{235 / f_{yk}} = 0.814 \text{ e } \eta = 1.2$$

Nel caso in esame:

$$h_w = 1040 \text{ mm}$$

$$t = 20 \text{ mm}$$

$$a = 19090 \text{ mm}$$

$$a/h_w = 18.36$$

altezza dell'anima;

spessore dell'anima;

lunghezza del pannello compreso tra due irrigiditori trasversali consecutivi;

$$k_{\tau} = 5.34 + 4.00 \left(\frac{h_w}{a} \right)^2 = 5.35$$

Risulta: $52 > 49$ perciò il pannello d'anima deve essere verificato nei riguardi dell'instabilità per taglio.

La resistenza all'instabilità per taglio dell'anima priva di irrigidimenti intermedi è pari a:

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} = 4650.3 \text{ kN}$$

dove $V_{bw, Rd}$ è il contributo resistente dell'anima e $V_{bf, Rd}$ è il contributo resistente delle piattabande che nel caso in esame si trascura.

Dall'analisi risulta:

$\sigma_E = 70.3 \text{ N/mm}^2$	tensione critica euleriana
$\tau_{cr} = 376.1 \text{ N/mm}^2$	tensione tangenziale critica
$\lambda_w = 0.74$	parametro di snellezza
$\chi_w = 1.12$	dalla tabella C4.2.VII della C.M. 02/02/2009 n. 617.

$$V_{b, Rd} = V_{bw, Rd} = 4356.3 \text{ kN} < V_{b, Rd \text{ lim}} = 4650.3 \text{ kN}$$

$$V_{b, Rd} = V_{bw, Rd} = 4356.3 \text{ kN} > V_{Sd} = 897.8 \text{ kN}$$

La verifica è soddisfatta.

Irrigidimenti trasversali

Al fine di garantire una adeguata rigidezza flessionale del piatto di irrigidimento, al punto C4.2.4.1.3.4.1 del D.M. 14/01/2008 si impone che la rigidezza del piatto sia maggiore del valore minimo:

$$J_{st} > 0.75 h_w t_w^3 = 6240000 \text{ mm}^4 \quad (\text{per } a/h_w > \sqrt{2})$$

$h_w = 1040 \text{ mm}$	altezza dell'anima tra le piattabande
$t_w = 20 \text{ mm}$	spessore dell'anima
$a = 19090 \text{ mm}$	interasse degli irrigidimenti trasversali
$\alpha = 18.36 > 1$	rapporto a/h_w

Si adottano dei piatti di irrigidimento di dimensioni $b_p \times t_p = 150 \times 15 \text{ mm}$:

$$J = 15 \times 150^3 / 12 + 15 \times 150 \times (150/2)^2 = 16875000 \text{ mm}^4 > 6240000 \text{ mm}^4$$

Per evitare l'imbozzamento del piatto di irrigidimento, si verifica che la nervatura soddisfi le limitazioni dei rapporti larghezza-spessore secondo quanto stabilito al punto 7.2.6. della CNR 10011/97 per gli elementi in parete sottile delle aste compresse.

Per sezioni aperte di tipo a) (pareti sottili con un bordo non irrigidito) e per acciaio S355 deve essere:

$$b_p / t_p \leq 12 \quad (\text{dal Prospetto 7-V})$$

b_p larghezza del piatto di irrigidimento
 t_p spessore del piatto di irrigidimento

$$b_p / t_p = 150/15 = 10.0 < 12$$

Verifica per carichi concentrati

Secondo quanto previsto dalla CNR 10011/97 al p.to 7.6.3.1 deve risultare:

$$F / (t_w b_{eff}) = 43.2 \text{ N/mm}^2 \leq 230000/\nu [1+2 (h_w/a)^2] (t_w/h_w)^2 = 85.6 \text{ N/mm}^2$$

F	= 897.8 kN	carico concentrato applicato
h_w	= 1040 mm	altezza dell'anima
a	= 19090 mm	interasse degli irrigidimenti trasversali
b_{eff}	= 1040 mm	la minore tra le dimensioni a ed h_w
t_w	= 20 mm	spessore dell'anima
ν	= 1.0	coefficiente per verifiche agli stati limite

e anche (p.to 7.6.3.2):

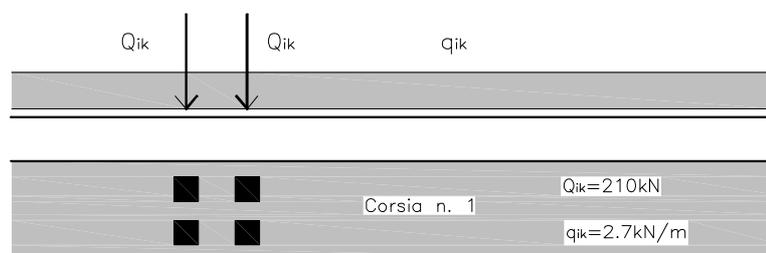
$$F / (t_w (c+2t)) = 172.7 \text{ N/mm}^2 \leq 1.15 f_d = 371 \text{ N/mm}^2$$

c	= 200 mm	lunghezza del tratto sul quale è applicato il carico F
t	= 30 mm	spessore totale attraverso il quale si ripartisce il carico
f_d	= 323 N/mm ²	resistenza di calcolo agli stati limite per acciaio S355 = $f_y / 1.10$

11.2.4.9. Stato limite ultimo di fatica

Si riporta la verifica a fatica secondo quanto previsto dal p.to 4.2.4.1.4 del D.M. 14/01/2008 e relativa Circolare.

Si precisa che nel calcolo è stato adottato per i carichi mobili il modello di carico di fatica 1 corrispondente alla verifica a fatica per vita illimitata (p.to 5.1.4.3 D.M. 2008) che prevede di adottare lo schema di carico 1 con valore dei carichi concentrati ridotti del 30% e valori dei carichi distribuiti ridotti del 70%.



Per la valutazione delle sollecitazioni provocate nella trave oggetto di analisi dal modello di carico sopra descritto si adotta la stessa ripartizione utilizzata per le verifiche di resistenza (paragrafo 11.2.4.2):

$$M_{Sd} = 2247.4 \times 1.50 / 4.00 = 842.8 \text{ kNm}$$

$$V_{Sd} = 484.1 \times 1.50 / 4.00 = 181.5 \text{ kN}$$

La verifica a vita illimitata è stata eseguita controllando che:

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

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

con:

$$\gamma_{Mf} = 1.15$$

$$\Delta\sigma_D = 0.737 \Delta\sigma_C$$

$$\Delta\tau_L = 0.457 \Delta\tau_C$$

Si riportano in tabella le tensioni corrispondenti alle azioni sollecitanti e per completezza le tensioni derivanti dalle combinazioni allo stato limite di esercizio.

TENSIONI NORMALI (N/mm ²)	N (kN)	M (kNm)	SOLETTA		TRAVE		Attacco piattabanda	
			σ_{sup}	σ_{inf}	σ_{sup}	σ_{inf}	σ_{sup}	σ_{inf}
peso proprio (fase 1)		801,7			50,4	-50,4	47,7	-47,7
finiture (fase 2)		783,5	1,56	0,78	13,8	-37,3	12,4	-35,9
ritiro (fase 2)	2822,4	715,3	-0,84	-1,56	35,4	-11,2	34,1	-10,0
carichi mobili (fase 3)		1467,5	4,40	1,17	6,9	-62,8	5,0	-60,9
carichi mobili (fatica)		842,8	2,52	0,67	4,0	-36,1	2,9	-35,0
ΔT (fase 3)	1129,0	497,9	-0,09	-1,18	18,2	-5,4	17,6	-4,8
c.d.c. TI / $+\Delta T$ / rit.=0	1129,0	2083,1	1,47	-0,41	82,4	-93,1	77,6	-88,4
c.d.c. TI / $-\Delta T$ / rit.=0	-1129,0	1087,3	1,65	1,96	46,0	-82,3	42,5	-78,8
c.d.c. TII / $+\Delta T$ / rit.=0	1129,0	3550,6	5,87	0,77	89,3	-156,0	82,6	-149,3
c.d.c. TII / $-\Delta T$ / rit.=0	-1129,0	2554,8	6,05	3,13	52,9	-145,1	47,5	-139,7
c.d.c. TI / $+\Delta T$	3951,4	2798,4	0,63	-1,97	117,8	-104,4	111,7	-98,3
c.d.c. TI / $-\Delta T$	1693,4	1802,6	0,81	0,40	81,3	-93,5	76,6	-88,7
c.d.c. TII / $+\Delta T$	3951,4	4265,9	5,03	-0,79	124,7	-167,2	116,7	-159,2
c.d.c. TII / $-\Delta T$	1693,4	3270,1	5,21	1,57	88,2	-156,3	81,6	-149,6

NOTA: compressione positiva.

Verifica della sezione

Attacco piattabanda inferiore

$$\sigma_{\min} = 47.7 + 35.9 - 4.8 = 78.8 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{\max} = 47.7 + 35.9 + 10.0 + 35.0 + 4.8 = 133.3 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta\sigma = (133.3 - 78.8) = 54.5 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta\sigma_{\max, d} = 1.15 \times 54.5 = 62.7 \text{ N/mm}^2$$

Tabella C.4.2.XIV C.M. 02/02/2009; particolare 1 => $\Delta\sigma_C = 125 \text{ N/mm}^2$

$$\Delta\sigma_D = 0.737 \times 125 = 92.1 \text{ N/mm}^2$$

La verifica è soddisfatta poiché:

$$\Delta\sigma_{\max, d} = 62.7 < \Delta\sigma_D = 92.1 \text{ N/mm}^2$$

Attacco piattabanda superiore

$$\sigma_{\min} = 47.7 + 12.4 - 17.6 = 42.5 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{\max} = 47.7+12.4+34.1+2.9+17.6 = 114.6 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta\sigma = (114.6-42.5) = 72.1 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta\sigma_{\max, d} = 1.15 \times 72.1 = 82.9 \text{ N/mm}^2$$

Tabella C.4.2.XIV C.M. 02/02/2009; particolare 1 => $\Delta\sigma_C = 125 \text{ N/mm}^2$
 $\Delta\sigma_D = 0.737 \times 125 = 92.1 \text{ N/mm}^2$

La verifica è soddisfatta poiché:

$$\Delta\sigma_{\max, d} = 82.9 < \Delta\sigma_D = 92.1 \text{ N/mm}^2$$

Anima

$$\tau_{\min} = 8.8+7.5 = 16.3 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{\max} = 8.8+7.5+8.2 = 24.5 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta\tau = (24.5-16.3) = 8.2 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta\tau_{\max, d} = 1.15 \times 8.2 = 9.4 \text{ N/mm}^2$$

Tabella C.4.2.XVII.b C.M. 02/02/2009; particolare 8 => $\Delta\sigma_C = 80 \text{ N/mm}^2$
 $\Delta\sigma_D = 0.457 \times 80 = 36.6 \text{ N/mm}^2$

La verifica è soddisfatta poiché:

$$\Delta\sigma_{\max, d} = 9.4 < \Delta\sigma_D = 36.6 \text{ N/mm}^2$$

Verifica dei connettori

La verifica dei connettori è stata condotta secondo quanto previsto dalla EN 1994-2 al p.to 6.8.1; la verifica a vita illimitata è infatti esclusa per tutti i dettagli le cui curve S-N non presentino limite di fatica ad ampiezza costante, come nel caso dei connettori a piolo.

Si verifica quindi che per effetto della combinazione di carico a fatica la sollecitazione non ecceda $k_s P_{Rd}$, con $k_s = 0.75$ e P_{Rd} pari alla resistenza dei connettori (*paragrafo 11.2.4.6*).

$$P_{Sd} < k_s P_{Rd}$$

Connettori doppi ad interasse $i=0.20 \text{ m}$ (sezione $x=0.00 \text{ m}$)

$$q_{Sd} = 1.5 \times 110.4 + 1.35 \times 154.9 = 374.8 \text{ kN/m}$$

$$q_{Rd, f} = 1.5 \times 905.0 = 678.8 \text{ kN/m} > 374.8 \text{ kN/m}$$

Connettori singoli ad interasse $i=0.20 \text{ m}$ (sezione $x=4.60 \text{ m}$)

$$q_{Sd} = 1.5 \times 57.20 + 1.35 \times 111.0 = 235.7 \text{ kN/m}$$

$$q_{Rd, f} = 1.5 \times 452.5 = 339.4 \text{ kN/m} > 235.7 \text{ kN/m}$$

11.2.4.10. Verifica della connessione trave – soletta agli SLE

Nella tabella seguente sono riassunti gli sforzi di scorrimento unitari lungo la trave (per metà trave) ed i loro valori di calcolo massimi e minimi allo stato limite di esercizio (vedi *paragrafo 11.2.4.6*).

Ascissa trave, x (m)		0	1,91	9,55
V (kN)	finiture (fase 2)	164,2	131,3	0,0
	ritiro (fase 2)	0,0	0,0	0,0
	carichi mobili (fase 3)	314,6	277,6	129,6
	ΔT (fase 3)	0,0	0,0	0,0
q (kN/m)	$q_{fin.}$	110,4	88,3	0,0
	$q_{rit.}$	-566,3	0,0	0,0
	$q_{c.m.}$	268,5	236,9	110,6
	$q_{\Delta T}$	299,8	0,0	0,0
$q_{Sd} - SLE$ (kN/m)	c.d.c. TI / $+\Delta T$ / rit.=0	410,2	88,3	0,0
	c.d.c. TI / $-\Delta T$ / rit.=0	-189,4	88,3	0,0
	c.d.c. TII / $+\Delta T$ / rit.=0	678,7	325,2	110,6
	c.d.c. TII / $-\Delta T$ / rit.=0	79,2	325,2	110,6
	c.d.c. TI / $+\Delta T$	-156,1	88,3	0,0
	c.d.c. TI / $-\Delta T$	-755,7	88,3	0,0
	c.d.c. TII / $+\Delta T$	112,4	325,2	110,6
	c.d.c. TII / $-\Delta T$	-487,2	325,2	110,6
	$q_{Sd} \max$	678,7	325,2	110,6
	$q_{Sd} \min$	-755,7	88,3	0,0

Si riporta di seguito il diagramma di scorrimento di metà trave con i valori di calcolo, massimi e minimi, dello sforzo sollecitante e di quello resistente allo stato limite di esercizio.

Per il calcolo dello sforzo di scorrimento resistente si considerano i seguenti connettori:

- tratto da $x=0.00$ a $x=4.60$ m

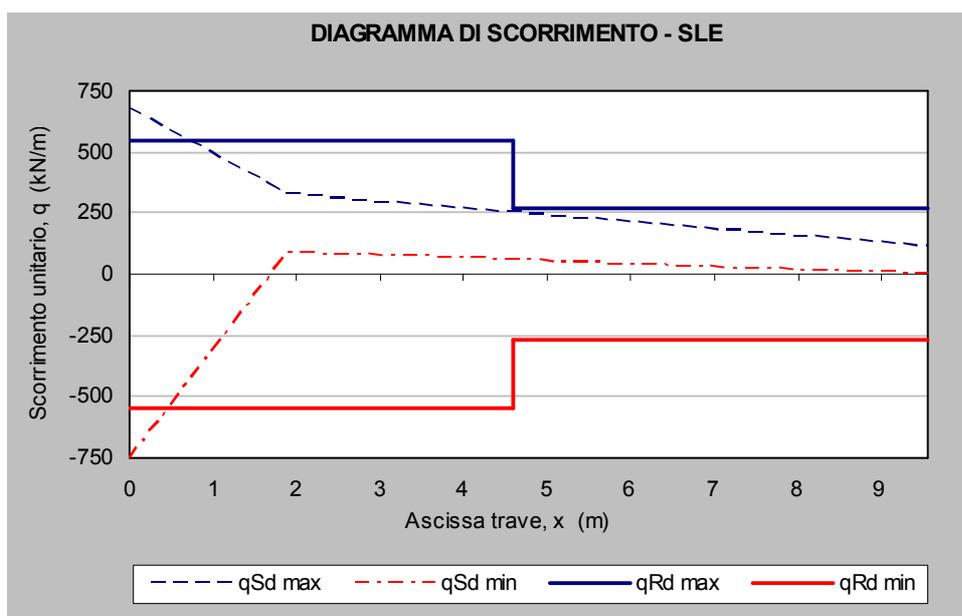
2 pioli $\phi 20/20$ cm ($h=150$ mm)

$$q_{Rd \text{ SLE}} = 0.6 q_{Rd \text{ SLU}} = 0.6 \times 905 = 543 \text{ kN/m}$$

- tratto da $x=4.60$ a $x=9.55$ m

1 piolo $\phi 20/20$ cm ($h=150$ mm)

$$q_{Rd \text{ SLE}} = 0.6 \times 453 = 272 \text{ kN/m}$$



Si osserva che alle estremità il diagramma resistente non copre il sollecitante; si ritiene comunque soddisfatta la verifica perché le modalità di distribuzione dello scorrimento dovuto a ritiro e variazione termica sono molto cautelative (distribuzione triangolare sulla lunghezza l_s , come descritto al *paragrafo 11.2.4.6*); una distribuzione rettangolare anche solo su l_s porterebbe al formale soddisfacimento della verifica).

11.2.4.11. Stato limite di deformazione

Fase 1

$L = 19090$ mm	luce della trave
$q_{p.p.} = 17.6$ kN/m	carico uniforme in fase 1 (peso proprio)
$J_a = 874597$ cm ⁴	momento d'inerzia della sezione di acciaio
$E_a = 210000$ N/mm ²	modulo elastico dell'acciaio

$$f_1 = f_{p.p.} = 5/384 \times 17.6 \times 19090^4 / (210000 \times 874597 \times 10^4) = 16.6 \text{ mm}$$

Fase 2

$q_{fin.} = 17.2$ kN/m	carico uniforme in fase 2 (finiture)
$M_{rit.} = 715.3$ kNm	momento dovuto al ritiro
$J = 1688413$ cm ⁴	momento d'inerzia della sezione omogeneizzata (n=17.7)

$$f_2 = f_{fin.} + f_{rit.} = 5/384 \times 17.2 \times 19090^4 / (210000 \times 1688413 \times 10^4) + 1/8 \times 715.3 \times 10^2 \times 19090^2 / (210000 \times 1688413) = 8.4 + 9.2 = 17.6 \text{ mm}$$

Fase 3

$M_{\Delta T} = 497.9$ kNm	momento dovuto alle variazioni termiche
$J = 2314710$ cm ⁴	momento d'inerzia della sezione omogeneizzata (n=6.5)

$$f_3 = f_{c.m.} + f_{\Delta T} = 26.84/4.00 \times 1.50 + 1/8 \times 497.9 \times 10^2 \times 19090^2 / (210000 \times 2314710) = 10.1 + 4.7 = 14.8 \text{ mm}$$

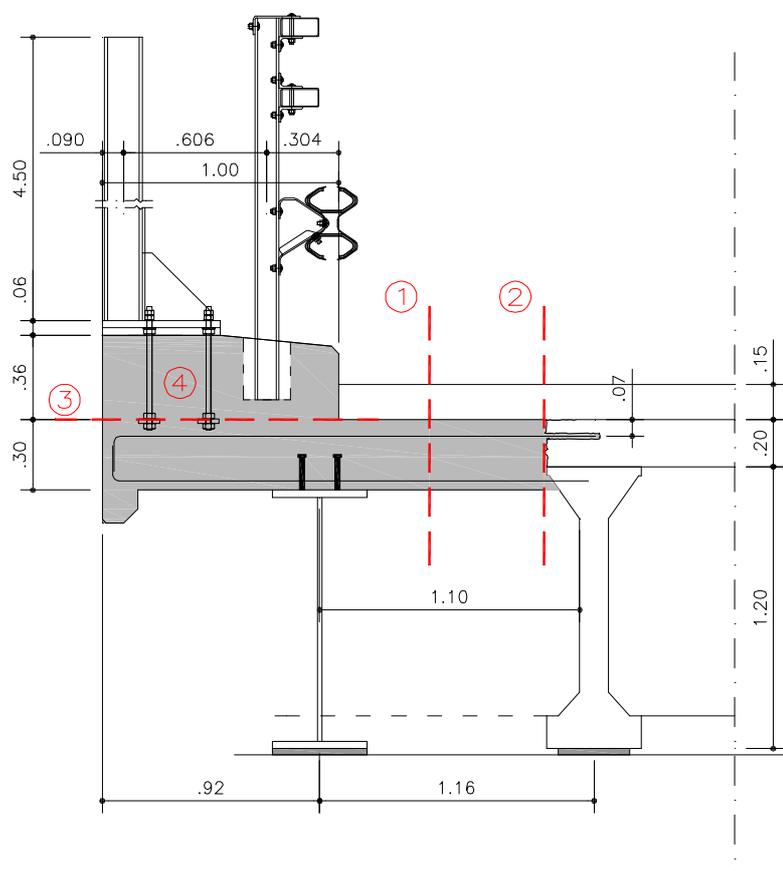
$$f_{\text{perm}} = f_1 + f_2 = 34.2 \text{ mm} = L / 558$$

$$f_{\text{acc}} = f_3 = 14.8 \text{ mm} < L / 500 = 38.2 \text{ mm}$$

Assumendo una monta iniziale pari alla freccia provocata dai carichi permanenti (34.2 mm):
 $f_{\text{max}} = f_1 + f_2 + f_3 - f_c = 49.0 - 34.2 \text{ mm} = 14.8 \text{ mm} < L / 400 = 47.7 \text{ mm}$

11.3. Verifica della soletta

11.3.1. Analisi dei carichi e sollecitazioni



Si eseguono le seguenti verifiche:

- campata (sezioni di mezzeria e di incastro, sezioni 1 e 2);
- collegamento alla soletta esistente;
- dente superiore (sezione 3);
- ancoraggio della barriera antirumore nel cordolo (sezione 4).

Azioni trasmesse dalla barriera di sicurezza

Le sollecitazioni nella soletta e nel cordolo dovute all'urto di un mezzo pesante sulla barriera di sicurezza tipo H4b vengono calcolate sulla base delle considerazioni svolte nel *paragrafo 11.3.1.1.*

Azioni trasmesse dalla barriera antirumore (vento)

Si assume una pressione costante pari a 2.10 kN/m^2 che tiene conto prudenzialmente sia del carico da vento di progetto (p.to 3.3 Norme Tecniche per le Costruzioni 14/01/2008) sia dell'azione dinamica dovuta ai veicoli secondo quanto previsto dalla UNI EN 1794-1.

Nei Paragrafi seguenti si esegue le verifiche degli elementi strutturali con:

$$f_{ck} = 0.83 \times 45 = 41.5 \text{ N/mm}^2 \quad \text{resistenza caratteristica a compressione del cls (} R_{ck}=50 \text{ N/mm}^2 \text{)}$$

$$f_{cd} = 0.85 f_{ck} / 1.5 = 23.5 \text{ N/mm}^2 \quad \text{resistenza di calcolo a compressione del cls}$$

$$f_{yd} = f_{yk} / 1.15 = 391 \text{ N/mm}^2 \quad \text{tensione di calcolo per acciaio B450C (} f_{yk}=450 \text{ N/mm}^2 \text{)}$$

11.3.1.1. Urto sul sicurvia

In seguito all'urto di un veicolo pesante tutti i piantoni della barriera di un certo tratto subiscono una rilevante deformazione plastica. Pertanto il momento flettente massimo alla base di un piantone in fase d'urto si può calcolare come il momento limite di plasticizzazione:

$$M_{pl} = f_y W_{pl}$$

essendo: f_y = tensione di snervamento

$W_{pl} = 2 S_x$ = modulo di resistenza plastico

S_x = momento statico di metà sezione rispetto al baricentro

Riguardo al valore della tensione di snervamento f_y da impiegare nel calcolo di M_{pl} , si osserva che non è corretto assumere la tensione caratteristica, in quanto essa rappresenta il frattile di ordine 0.05 della distribuzione statistica, ossia il valore che ha una probabilità del 5% di essere minorato.

Poiché in questo caso l'azione è proporzionale a f_y , si deve invece considerare il frattile di ordine 0.95 (probabilità del 5% di essere maggiorato), come per i valori caratteristici delle azioni.

La formula per il calcolo del valore caratteristico (frattile di ordine 0.05) è:

$$f_k = f_m - k s$$

con: f_m = valore medio

s = scarto quadratico medio

k = fattore funzione del numero n di risultati sperimentali; per $n=\infty$ $k=1.64$
(Tabella 11.3.IV del D.M. 14/01/08)

Il frattile di ordine 0.95 è invece dato da:

$$f'_k = f_m + k s = f_k + 2 k s$$

Quindi, per calcolare f'_k a partire da f_k è necessario conoscere lo scarto quadratico medio s .

Al punto 11.3.4.11.1.4 (verifica periodica) dello stesso D.M. si prescrive che il coefficiente di variazione percentuale dello snervamento per acciaio compreso tra S235 ed S355 sia pari all'8%.

Indicando tale coefficiente con p , si ha:

$$p = s / f_m \quad s = p f_m$$

$$f'_k = f_m - k s = f_m - k p f_m = f_m (1 - k p)$$

da cui si ricava il valore medio f_m in funzione di f_k :

$$f_m = \frac{f_k}{1 - k p}$$

Il frattile di ordine 0.95 si può quindi calcolare con:

$$f'_k = f_m + k s = f_m + k p f_m = f_m (1 + k p) = f_k \frac{1 + k p}{1 - k p}$$

Con $k = 1.64$ ($n=\infty$) e $p = 0.08$ (S355) risulta pertanto:

$$k p = 1.64 \times 0.08 = 0.1312$$

$$f_m = \frac{f_k}{1 - 0.1312} = 1.15 f_k$$

$$f'_k = f_k \frac{1 + 0.1312}{1 - 0.1312} = 1.30 f_k$$

Per l'acciaio S355J0WP (CORTEN A) con tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} = 355$ N/mm² si deve quindi considerare almeno:

valore medio $f_{ym} = 1.15 \times 355 = 408$ N/mm²

frattile 0.95 $f'_{yk} = 1.30 \times 355 = 461$ N/mm²

NOTA: da prove eseguite su paletti HE 100 A la tensione di snervamento è risultata compresa tra 403 e 431 N/mm².

Per il piantone **HE 100 B**, avente modulo di resistenza plastico $W_{pl} = 2 \times 52.1 = 104$ cm³, il momento limite di plasticizzazione risulta pertanto:

$$M_{pl} = 461 \times 104 \times 10^{-3} = \mathbf{47.9 \text{ kNm}}$$

Essendo l'interasse dei piantoni $i = 1.33$ m, il momento plastico per unità di lunghezza risulta:

$$M_{pl,i} = 47.9 / 1.33 = 35.9 \text{ kNm/m}$$

Il D.M. 14/01/08 prevede al punto 5.1.3.10 quale azione relativa all'urto di un veicolo in svio una forza pari a **100 kN** applicata ad un'altezza di **1.00 m** dal piano viario.

Per non superare il momento limite di plasticizzazione del montante con la forza prevista dal D.M., supponendo che la cerniera plastica si formi a 5 cm dalla superficie superiore del cordolo e che questa sporga 20 cm dal piano viabile, tale forza deve ripartirsi su una lunghezza di barriera pari a:

$$l_{\text{ripart.,pl}} = 100.0 \times (1.00 - 0.20 + 0.05) / 35.9 = 2.37 \text{ m}$$

Tale larghezza corrisponde circa ad assumere la forza del D.M. distribuita su 0.50 m e ripartita a 45° a partire da un'altezza di 1.00 m dal piano viario. Alla quota della cerniera plastica infatti:

$$l_{\text{ripart.}} = 0.50 + 2 \times 0.85 \tan 45^\circ = 2.20 \text{ m}$$

$$H_{\text{urto}} = 100.0 / 2.20 = 45.4 \text{ kN/m}$$

$$M_{\text{urto}} = 100.0 \times 0.85 / 2.20 = 38.6 \text{ kNm/m} \approx M_{\text{pl,i}} = 35.9 \text{ kNm/m}$$

Essendo inoltre il momento calcolato maggiore di quello di plasticizzazione, la ripartizione risulta essere prudentiale.

Nei Paragrafi seguenti le armature dei nuovi cordoli vengono dimensionate in modo da avere una resistenza superiore a quella del paletto, ossia in modo che la probabilità che il paletto si plasticizzi senza che ceda l'ancoraggio sia sufficientemente elevata.

11.3.2. Verifica della campata

Luce di calcolo campo interno	$L = 1.10 \text{ m}$
Spessore soletta	$s_s = 0.30 \text{ m}$
Spessore pavimentazione	$s_p = 0.15 \text{ m}$

Si risolve la soletta come una piastra di lunghezza infinita, incastrata ai bordi per il calcolo dei momenti negativi (sezione 2) e semi-incastrata per i momenti positivi (sezione 1). Si rimanda alla figura riportata al *paragrafo 11.3.1* per i riferimenti alle sezioni.

Carichi permanenti

peso proprio	$25 \times 0.30 = 7.50 \text{ kN/m}^2$
pavimentazione	$22 \times 0.15 = 3.30 \text{ kN/m}^2$
totale	$= 10.80 \text{ kN/m}^2$

$$M_{\text{perm, p.p.}}^+ = M_{\text{perm, p.p.}}^- = 7.50 \times 1.10^2 / 12 = 0.76 \text{ kNm/m}$$

$$M_{\text{perm, pav.}}^+ = M_{\text{perm, pav.}}^- = 3.30 \times 1.10^2 / 12 = 0.33 \text{ kNm/m}$$

$$V_{\text{perm, p.p.}} = 7.50 \times 1.10 / 2 = 4.13 \text{ kN/m}$$

$$V_{\text{perm, pav.}} = 3.30 \times 1.10 / 2 = 1.82 \text{ kN/m}$$

Carichi mobili

Si adottano i carichi del D.M. del 14 gennaio 2008.

- 1 ruota da 150 kN del carico Q_{1k} (schema di carico 1):

$$A = B = 0.40 + 2 \times 0.15 + 0.30 = 1.00 \text{ m}$$

$$Q = 150/1.00^2 = 150 \text{ kN/m}^2$$

- 1 ruota da 200 kN del carico Q_{ak} (schema di carico 2):

$$A = 0.60 + 2 \times 0.15 + 0.30 = 1.20 \text{ m}$$

$$B = 0.35 + 2 \times 0.15 + 0.30 = 0.95 \text{ m}$$

$$Q = 200/(1.20 \times 0.95) = 175.4 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{cm}^+ = M_{cm}^- = 175.4 \times 1.10^2 / 12 = 17.69 \text{ kNm/m}$$

$$V_{cm} = 175.4 \times 1.10 / 2 = 96.47 \text{ kN/m}$$

Verifica

Caratteristiche della sezione di mezzzeria:

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$h = 30 \text{ cm}$$

$$d = 26 \text{ cm}, d' = 4 \text{ cm}$$

$$A_s = 1 \phi 12/15 \text{ cm} = 7.54 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (n=15) \text{ arm. inf.}$$

$$A'_s = 1 \phi 16/15 \text{ cm} = 13.40 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (n=15) \text{ arm. sup.}$$

Caratteristiche della sezione di incastro:

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$h = 30 \text{ cm}$$

$$d = 23 \text{ cm}, d' = 7 \text{ cm}$$

$$A'_s = 1 \phi 16/15 \text{ cm} = 13.40 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (n=15) \text{ arm. sup.}$$

$$M^+ = M^- = 0.76 + 0.33 + 17.69 = 18.78 \text{ kNm}$$

Nella sezione di mezzzeria risulta: $\sigma_c = 2.41 \text{ N/mm}^2 < 0.60 f_{ck} = 24.9 \text{ N/mm}^2$

$$\sigma_s = 104.2 \text{ N/mm}^2 < 0.8 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$$

Nella sezione di incastro risulta: $\sigma_c = 2.36 \text{ N/mm}^2 < 0.60 f_{ck} = 24.9 \text{ N/mm}^2$

$$\sigma_s = 68.7 \text{ N/mm}^2 < 0.8 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$$

Il momento sollecitante di calcolo allo stato limite ultimo vale:

$$M_{Sd}^+ = M_{Sd}^- = 1.35 \times 0.76 + 1.50 \times 0.33 + 1.35 \times 17.69 = 25.40 \text{ kNm}$$

Eseguendo la verifica allo stato limite ultimo della sezione, risulta un momento ultimo resistente:

$$M_{Rd}^+ = 90.91 \text{ kNm} > 25.40 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd}^- = 113.69 \text{ kNm} > 25.40 \text{ kNm}$$

Verifica a taglio

Il taglio sollecitante di calcolo allo stato limite ultimo vale:

$$V_{sd} = 1.35 \times 4.13 + 1.50 \times 1.82 + 1.35 \times 96.47 = 138.54 \text{ kN/m}$$

Si esegue la verifica allo stato limite ultimo della sezione senza armature trasversali resistenti al taglio.

$b_w =$	100	cm	larghezza minima della sezione
$d =$	23	cm	altezza utile della sezione
$A_{sl} =$	6,09	cm ²	area dell'armatura longitudinale
$k =$	1,93		$= 1 + (20/d)^{1/2} \leq 2,0$
$\rho_1 =$	0,003		$= A_{sl}/(b_w d) \leq 0,02$
$v_{min} =$	0,61		$= 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$
$\sigma_{cp} =$	0,00	N/mm ²	tensione media di compress. nella sezione $\leq 0,2 f_{cd}$

Resistenza di calcolo del calcestruzzo:

$$V_{Rcd} = 119 \text{ kN} = [0,18 k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} / 1,5 + 0,15 \sigma_{cp}] b_w d$$

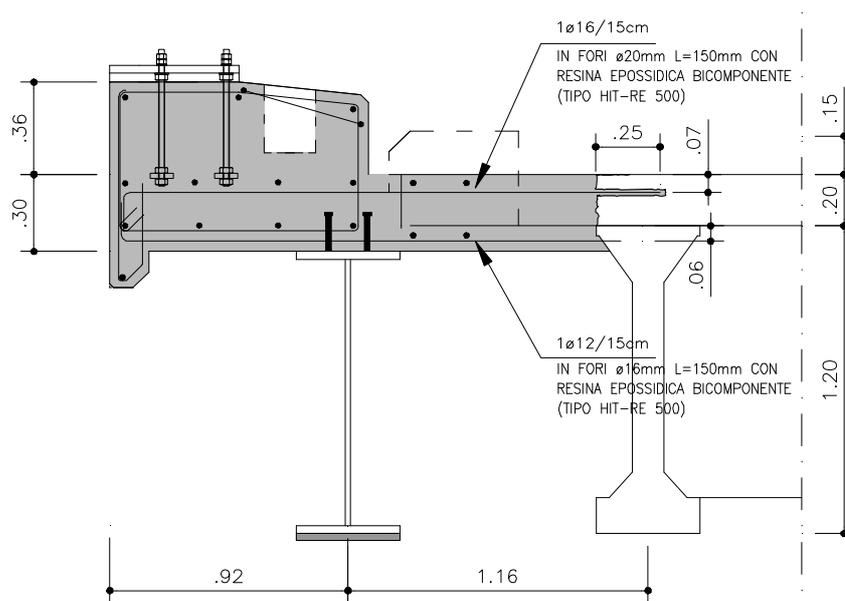
$$V_{Rcd, min} = 139 \text{ kN} = (v_{min} + 0,15 \sigma_{cp}) b_w d$$

Verifica:

$$V_{Rd} = \max (V_{Rcd}) = 139 \text{ kN} > 138,5 \text{ kN} = V_{sd}$$

11.3.3. Verifica del collegamento alla soletta esistente

Si verifica il collegamento tra la soletta esistente e il nuovo getto costituito da connettori $\phi 16/15\text{cm}$ ancorati con resina epossidica bi-componente (tipo Hilti HIT-RE 500).



Si verifica il collegamento considerando le sollecitazioni già calcolate per la verifica di resistenza della sezione di incastro riportata nel paragrafo precedente.

In particolare:

$$N_{Sd} = 1.35 \times 68.7 \text{ N/mm}^2 \times 201 \text{ mm}^2 = 18.6 \text{ kN}$$

$$V_{Sd} = 138.5 \text{ kN} / (2/0.15) = 10.4 \text{ kN}$$

$$F_{Sd} = (18.6^2 + 10.4^2)^{0.5} = 21.3 \text{ kN}$$

La resistenza della connessione allo stato limite ultimo è pari a:

$$F_{Rd} = 22.3 \text{ kN} > F_{Sd} = 21.3 \text{ kN}$$

La verifica risulta soddisfatta.

NOTA : i coefficienti di influenza per il calcolo di $N_{Rd,c}$ e $V_{Rd,c}$ sono stati determinati considerando $h_{nom}=125 \text{ mm}$, $h_{act}=250 \text{ mm}$, $R_{ck}=37 \text{ N/mm}^2$, $s=150 \text{ mm}$, $c_{min}=62.5 \text{ mm}$, $c=62.5 \text{ mm}$, $n=7$, $\alpha=25.9^\circ$

11.3.4. Verifica del dente superiore

11.3.4.1. Armatura verticale

Nella tabella seguente vengono riportate le sollecitazioni che agiscono sulla sezione alla base del cordolo (sezione 3 di figura).

	H [kN/m]	N [kN/m]	e' [m]	M' [kNm/m]
barriera di sicurezza (tipo H4b)		1,24	-0,696	-0,86
barriera antirumore (h=4,50 m)		4,48	-0,090	-0,40
cordolo (25x1,00x0,36)		9,00	-0,500	-4,50
totale permanenti		14,72	-0,392	-5,77
vento (2,10x4,77)	10,02		2,535	25,39
urto ($l_{RIP} = 2,80 \text{ m}$)	35,71		1,15	41,07
c.d.c. TI (vento)	10,02	14,72	1,334	19,63
c.d.c. TII (vento + urto)	41,72	14,72	3,435	50,54
c.d.c. UI (vento)	15,03	14,72	2,197	32,32
c.d.c. UII (vento + urto)	62,59	14,72	5,348	78,70

e' = eccentricità rispetto allo spigolo esterno del cordolo.

Verifica

Caratteristiche della sezione:

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$h = 100 \text{ cm}$$

$$d = 95 \text{ cm}$$

$$A_s = 6\phi 12/1.33 \text{ m} = 5.10 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (n=15)$$

Verifica delle tensioni in esercizio:

Sollecitazioni: $N = 14.72 \text{ kN/m}$

$$M = 14.72 \times (3.435 + 1.00/2) = 57.90 \text{ kNm/m}$$

$$V = 41.72 \text{ kN/m}$$

Le tensioni massime nel calcestruzzo e nell'acciaio valgono:

$$x = 12.6 \text{ cm}$$

$$\sigma_c = 1.13 \text{ N/mm}^2 < 18.68 \text{ N/mm}^2 \text{ (per } R_{ck}=50 \text{ N/mm}^2)$$

$$\sigma_s = 110.5 \text{ N/mm}^2 < 360 \text{ N/mm}^2 \text{ (per acciaio B450C)}$$

Verifica allo stato limite ultimo:

$$M_{Sdu} = 14.72 \times (5.348 + 1.00/2) = 86.05 \text{ kNm/m}$$

$$N_{Sdu} = 14.72 \text{ kN/m}$$

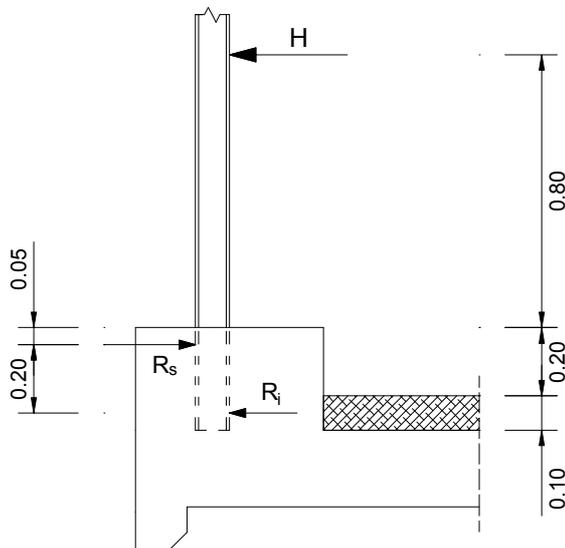
$$0.85 f_{ck} / 1.5 = 23.52 \text{ N/mm}^2 \quad \text{resistenza di calcolo a compressione del cls}$$

$$f_{yk} / 1.15 = 391 \text{ N/mm}^2 \quad \text{tensione di calcolo dell'acciaio}$$

risulta un momento ultimo resistente:

$$M_{Rdu} = 193.71 \text{ kNm/m} > M_{Sdu} = 86.05 \text{ kNm/m}$$

11.3.4.2. Armatura orizzontale



Con riferimento allo schema di figura risulta:

$$R_i = (38.6 \times 1.33) / 0.20 = 256.7 \text{ kN}$$

$$R_s = 256.7 + (45.4 \times 1.33) = 317.1 \text{ kN}$$

Alla reazione R_s resistono:

2+2 ϕ 12 (staffe adiacenti al foro)

2 ϕ 22 inclinati di 30° nel piano orizzontale e di 15° in quello verticale

$$A_s = 4.52 + 7.60 \times \cos 30^\circ \times \cos 15^\circ = 10.88 \text{ cm}^2$$

Sforzo resistente con la tensione di calcolo dell'acciaio:

$$f_{yd} = 450/1.15 = 391 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{Rd} = 391 \times 1088 / 1000 = 425.4 \text{ kN}$$

Coefficiente di sicurezza: $\gamma = 425.4/317.1 = 1.34$

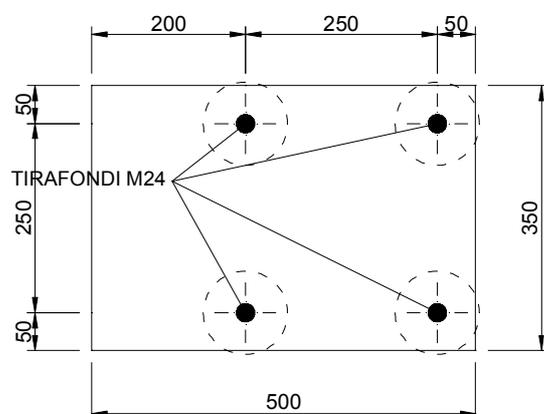
Il coefficiente di sicurezza ottenuto è da considerarsi soddisfacente in virtù delle caratteristiche di eccezionalità ed istantaneità dell'azione d'urto.

11.3.5. Verifica dell'ancoraggio della barriera antirumore nel cordolo

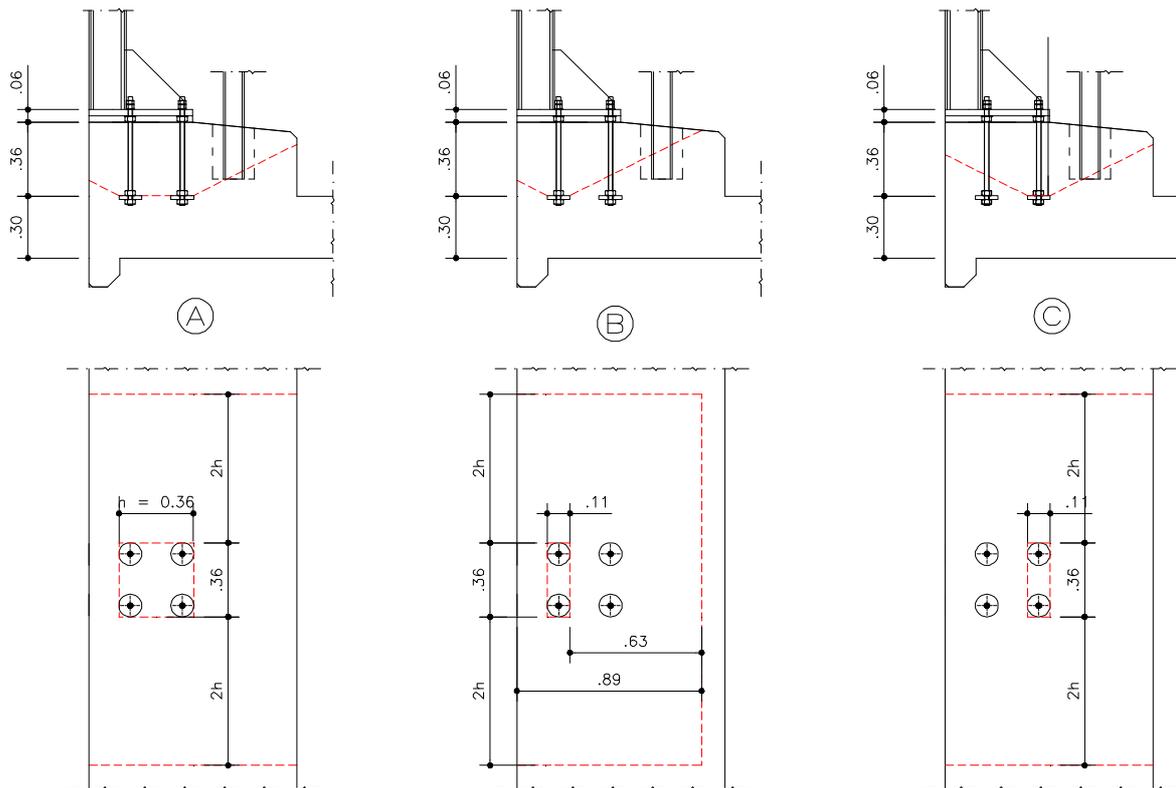
Per verificare che i tirafondi della barriera antirumore siano di lunghezza adeguata, si esegue una verifica a punzonamento del cordolo.

L'ancoraggio è realizzato mediante i seguenti elementi:

- 4 tirafondi M24 ($D_{int}=24 \text{ mm}$, $A=452 \text{ mm}^2$);
- 4 rondelle ($D_{est}=110 \text{ mm}$, $s=20 \text{ mm}$);
- 1 piastra (dim. $500 \times 350 \times 30 \text{ mm}$).



Nella figura seguente sono schematizzati i tre possibili meccanismi di punzonamento ipotizzati per il calcolo della forza resistente.



In mancanza di un'armatura trasversale appositamente dimensionata, la forza resistente al punzonamento è assunta pari a:

$$F_{Rd} = 0.5 u h f_{ctd}$$

dove:

h è lo spessore di cordolo interessato dal punzonamento (36 cm);

u è il perimetro del contorno efficace distante $2h$ dall'impronta caricata secondo quanto previsto dal p.to 4.1.2.1.3.4 del D.M. 14/01/2008;

f_{ctd} è la resistenza di calcolo a trazione del cls

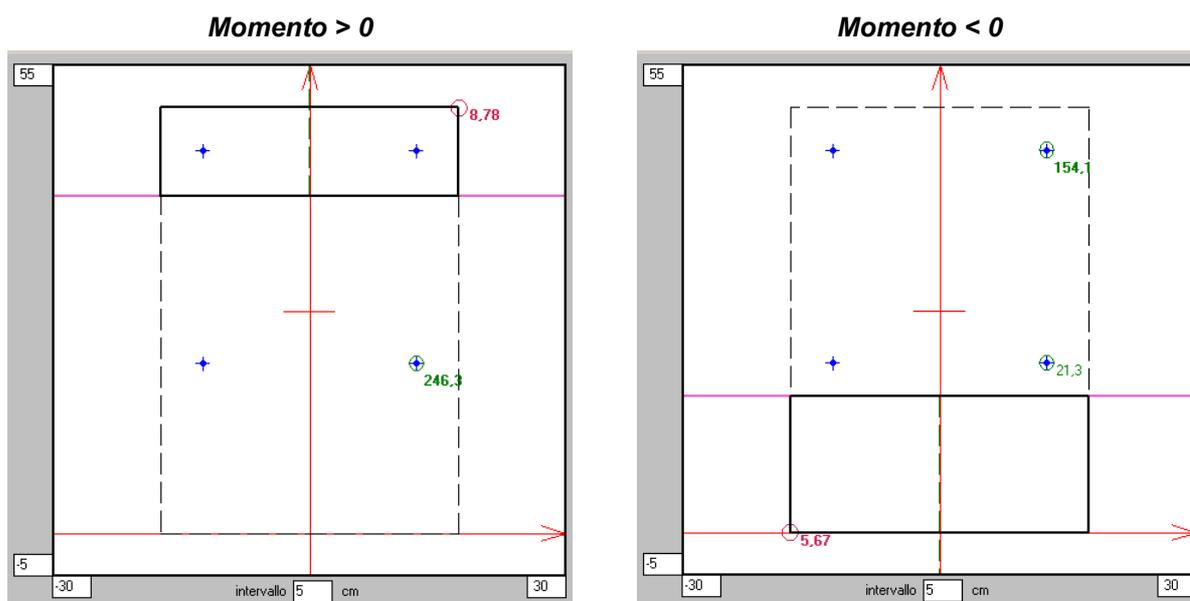
$$= f_{ctk} / 1.5 = 0.7 \times 0.30 \times (0.83 \times 50)^{2/3} / 1.5 = 1.68 \text{ N/mm}^2 \text{ (per } R_{ck} = 50 \text{ N/mm}^2\text{)}.$$

Schema	A	B	C
u (cm)	200	358	200
F_{Rd} (kN)	604.8	1082.6	604.8

Il momento flettente alla base della barriera vale:

$$M_{\text{vento}} = \pm(2.10 \times 4.56 \times 2.66) \times (4.56/2) = \pm 58.1 \text{ kNm}$$

Le tensioni massime nel calcestruzzo e nei tirafondi valgono:



$$\sigma_c = 8.78 \text{ N/mm}^2 < 18.68 \text{ N/mm}^2 \text{ (per } R_{ck}=50 \text{ N/mm}^2)$$

$$\sigma_s = 246.3 \text{ N/mm}^2 < 0.8 \times 450 = 360 \text{ N/mm}^2 \text{ (per acciaio inox } f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2)$$

Eseguendo la verifica allo stato limite ultimo della sezione con:

$$M_{Sdu} = \pm 1.5 \times 58.1 = \pm 87.2 \text{ kNm}$$

$$0.85 f_{ck} / 1.5 = 23.52 \text{ N/mm}^2 \quad \text{resistenza di calcolo a compressione del cls}$$

$$f_{yk} / 1.15 = 391 \text{ N/mm}^2 \quad \text{tensione di calcolo dell'acciaio}$$

risulta un momento ultimo resistente:

$$M_{Rdu} = 97.6 \text{ kNm} \text{ (-198.3 kNm per } M < 0) > M_{Sdu} = 87.2 \text{ kNm}$$

La massima pressione della rondella sul calcestruzzo vale:

$$\text{area di contatto rondella-clc} = \pi/4 (110^2 - 24^2) = 9051 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_{c,max} = 246.3 \times 452 / 9051 = 12.30 \text{ N/mm}^2 < 18.68 \text{ N/mm}^2$$

Verifica (M>0)

$$\text{schema B: } F_{Sd} = 1.5 \times 246.3 \times 452 \times 2 / 1000 = 334.0 \text{ kN} < 1082.6 \text{ kN}$$

Verifica (M<0)

$$\text{schema A: } F_{Sd} = 1.5 \times (154.1 + 21.3) \times 452 \times 2 / 1000 = 237.8 \text{ kN} < 604.8 \text{ kN}$$

$$\text{schema C: } F_{Sd} = 1.5 \times 154.1 \times 452 \times 2 / 1000 = 209.0 \text{ kN} < 604.8 \text{ kN}$$

11.4. Verifica degli appoggi

In questo paragrafo si riporta la verifica dei nuovi appoggi in neoprene per le travi in acciaio, in conformità alle Istruzioni CNR 10018; in tabella sono riassunte le caratteristiche degli stessi.

CARATTERISTICHE DEGLI APPOGGI PER LE TRAVI DI ACCIAIO-CLS		
Dimensione nella direzione della trave	A	250 mm
Dimensione in direzione trasversale	B	400 mm
Spessore della gomma	hg	24 mm
Spessore totale dell'appoggio	h	26 mm
Modulo di elasticità tangenziale della gomma	G	0.90 N/mm ²

11.4.1. Calcolo delle deformazioni dovute variazione termica

Si considera nel calcolo:

- Variazione termica $\Delta T = \pm 30^\circ\text{C}$ $\alpha = 1.2 \times 10^{-5}$ (p.to 3.5.7 D.M. 2008)

Le deformazioni dell'appoggio risultano pari a:

- Variazione termica $1.2 \times 10^{-5} \times 30 \times 19090 / 2 = 3.40 \text{ mm}$

11.4.2. Analisi dei carichi

Carichi verticali su un appoggio

Carichi verticali su un appoggio:

- Carichi permanenti $V = 342.8 \text{ kN}$ (paragrafo 11.6.1.1)
- Carichi mobili $V_{\max} = 314.6 \text{ kN}$ (paragrafo 11.2.4.211.6.1.1)
 $V_{\min} = 0.0 \text{ kN}$

Forze orizzontali longitudinali

- Frenata $F_{L, \text{TOT}} = (0.6 \times 600 + 0.1 \times 27.0 \times 19.80) = 413.5 \text{ kN}$

Ripartendo la forza sui 14 appoggi esistenti ($k = 2250 \text{ N/mm}$) e sui 2 appoggi nuovi posizionati sotto la trave in acciaio ($k = 3750 \text{ N/mm}$) in funzione della rigidità degli stessi, si ottiene:

$$F_{L, \text{nuovi}} = 39.8 \text{ kN}$$

$$F_{L, \text{esistenti}} = 23.9 \text{ kN}$$

- DT, fluage, ritiro $F_L = 250 \times 400 \times 0.90 / 24 \times 3.40 / 1000 = 12.8 \text{ kN}$

Forze orizzontali trasversali

- Vento** $F_T = 2.10 \times (1.10 + 0.66 + 4.50) \times 19.80 = 260.3 \text{ kN}$
 Adottando la stessa ripartizione descritta per la forza frenante, si ottengono le forze dovute a vento sugli appoggi esistenti e su quelli nuovi:
 $F_{T, \text{nuovi}} = 25.0 \text{ kN}$
 $F_{T, \text{esistenti}} = 15.0 \text{ kN}$

Si verificano gli appoggi con le sollecitazioni corrispondenti alle tre combinazioni TI, TII e TIII della normativa di riferimento, adottando i coefficienti riassunti in tabella:

	g	ε_1	ε_2	ε_3	q ₁	q ₃	q ₅
	PESI	PRESOLL.	RITIRO	DT	C. MOBILI	FRENATA	VENTO
TI	1.0	1.0	1.0	1.0	0.0	0.0	1.0
TII	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.0	0.6
TIII	1.0	1.0	1.0	1.0	0.75	1.0	0.6

forza orizzontale permanente (DT)

$$F_x^{(p)} = 12.8 \text{ kN}$$

$$F_y^{(p)} = 0.0 \text{ kN}$$

forza orizzontale accidentale (frenata e vento)

TI) $F_x^{(q)} = 0.0 \text{ kN}$
 $F_y^{(q)} = 25.0 \text{ kN}$

TII) $F_x^{(q)} = 0.0 \text{ kN}$
 $F_y^{(q)} = 0.6 \times 25.0 = 15.0 \text{ kN}$

TIII) $F_x^{(q)} = 39.8 \text{ kN}$
 $F_y^{(q)} = 0.6 \times 25.0 = 15.0 \text{ kN}$

forza verticale permanente

$$F_z^{(p)} = 342.8 \text{ kN}$$

forza verticale totale

TI) $F_{z \text{ max}} = 342.8 \text{ kN}$

TII) $F_{z \text{ max}} = 342.8 + 335.6 = 657.4 \text{ kN}$

TIII) $F_{z \text{ max}} = 342.8 + 538.9 \times 1.50 / 4.00 = 544.9 \text{ kN}$

* Si precisa che nella combinazione TIII il carico tandem e il carico distribuito sono stati coefficientati considerando rispettivamente $\psi_1 = 0.75$ e $\psi_1 = 0.40$.

Si riportano i risultati delle verifiche nella combinazione di carico più gravosa (TIII).

**VERIFICA APPOGGI IN NEOPRENE ARMATO 250x400x26 mm
(secondo CNR 10018)**
COMBINAZIONE 3
CARATTERISTICHE APPOGGIO

Dimensione in direzione trave	A =	250,0 mm	Dimensione in direzione trasv.	B =	400,0 mm
Dimensione netta in direz. trave	a =	245,0 mm	Dimensione netta in direz. trasv.	b =	395,0 mm
Spess. singolo strato gomma int.	s =	12,0 mm	Numero strati gomma interni	n =	2
Spess. singolo strato gomma est.	s _e =	0,0 mm			
Spess. singola lamiera in acciaio	s _a =	2,0 mm	Numero lamiere in acciaio	n _a =	1
Spess. totale strati gomma interni	h _g =	24,0 mm	Spessore totale appoggio	h =	26,0 mm
Durezza gomma (Shore A3)	=	60	Modulo di elasticità tangenz. gomma	G =	0,90 N/mm ²
Angolo asse trave - asse appoggi	α =	100,0 cent			

k app 3750,0 N/mm

CARICHI SU UN APPOGGIO

Carico verticale permanente	F _z ^(p) =	342,8 kN	Carico vert. min. contemp. a F _{x,y} ^(q)	F _{z min} =	342,8 kN
Carico verticale massimo	F _{z max} =	544,9 kN	Forza orizzontale trasv. perm.	F _y ^(p) =	0,0 kN
Forza orizzontale longit. perm.	F _x ^(p) =	12,8 kN	Forza orizzontale trasv. accid.	F _y ^(q) =	15,0 kN
Forza orizzontale longit. accid.	F _x ^(q) =	39,8 kN	Forza orizzontale accidentale	F _{xy} ^(q) =	42,5 kN
Forza orizzontale permanente	F _{xy} ^(p) =	12,8 kN			

DEFORMAZIONI TRAVE

Luce trave L = 19,09 m

ROTAZIONI ANGOLARI TRAVE ALL'APPOGGIO

Precompressione	φ p =	0,00 mrad	Carichi permanenti	φ g =	4,11 mrad
Fluage	φ f =	0,00 mrad	Errori di posa	φ e =	±5,00 mrad
			Totale ponte scarico	φ s =	9,11 mrad
Carichi accidentali	φ q =	1,26 mrad	Totale ponte carico	φ c =	10,37 mrad

TENSIONI NEL NEOPRENE

Superficie in pianta	A _c = a*b =	96775 mm ²	Coefficiente di forma	S =	6,300
TENSIONE NORMALE PERM.	σ _v ^(p) =	3,594 N/mm ²	TENSIONE NORMALE MAX	σ _v =	5,877 N/mm ²
con: u _x =	3,51 mm	u _y =	0,00 mm	con: u _x =	9,00 mm
A _r =	95387 mm ²			A _r =	92715 mm ²
TENSIONI TANGENZIALI PERMANENTI			TENSIONE TANGENZIALI MAX		
- Carico verticale F _z ^(p)	τ _v ^(p) =	0,856 N/mm ²	- Carico verticale F _{z max}	τ _v =	1,399 N/mm ²
- Forza orizzontale F _{xy} ^(p)	τ _{Hx} ^(p) =	0,132 N/mm ²	- Forza orizzontale F _{xy} ^(p) +0.5 F _{xy} ^(q)	τ _{Hx} =	0,337 N/mm ²
	τ _{Hy} ^(p) =	0,000 N/mm ²		τ _{Hy} =	0,077 N/mm ²
	τ _H ^(p) =	0,132 N/mm ²		τ _H =	0,351 N/mm ²
- Rotazione φ s	τ _{φ s} =	0,854 N/mm ²	- Rotazione φ c	τ _{φ c} =	0,973 N/mm ²

DEFORMAZIONI DELL'APPOGGIO

$$\text{ACCORCIAMENTI ELASTICI} = \sigma_V \cdot h_g / (5 \cdot G \cdot S^2 + 3 \cdot \sigma_V)$$

- Dovuto a $F_z^{(p)}$	$\Delta h^{(p)} =$	0,449 mm	calcolato con $\sigma_V = F_z^{(p)}/A_c =$	3,542 N/mm ²
- Dovuto a $F_{z \max}$	$\Delta h =$	0,691 mm	calcolato con $\sigma_V = F_{z \max}/A_c =$	5,631 N/mm ²

$$\text{SCORRIMENTI ELASTICI} = \tau_H / G$$

$$\text{SPOSTAMENTI ORIZZONTALI} = h_g \cdot \gamma$$

- Dovuto a $F_x^{(p)}$	$\gamma_x^{(p)} =$	0,146 rad	- Dovuto a $F_x^{(p)}$	$u_x^{(p)} =$	3,51 mm
- Dovuto a $F_x^{(p)} + 0.5 F_x^{(q)}$	$\gamma_x =$	0,375 rad	- Dovuto a $F_x^{(p)} + 0.5 F_x^{(q)}$	$u_x =$	9,00 mm
- Dovuto a $F_y^{(p)}$	$\gamma_y^{(p)} =$	0,000 rad	- Dovuto a $F_y^{(p)}$	$u_y^{(p)} =$	0,00 mm
- Dovuto a $F_y^{(p)} + 0.5 F_y^{(q)}$	$\gamma_y =$	0,086 rad	- Dovuto a $F_y^{(p)} + 0.5 F_y^{(q)}$	$u_y =$	2,07 mm

VERIFICHE DI RESISTENZA

$\sigma_V^{(p)}$	=	3,594	N/mm ²	<	8	N/mm ²
σ_V	=	5,877	N/mm ²	<	12	N/mm ²
$\tau_V^{(p)} + \tau_{\varphi, s}$	=	1,710	N/mm ²	<	2,70	N/mm ² = 3 G
$\tau_V + \tau_{\varphi, c}$	=	2,372	N/mm ²	<	2,70	N/mm ² = 3 G
τ_H	=	0,351	N/mm ²	<	0,45	N/mm ² = 0.5 G

PARZIALIZZAZIONE DELL'APPARECCHIO DI APPOGGIO

$\Delta h^{(p)}$	=	0,449	mm	>	0,372	mm	= $a/6 \cdot \text{tg} \varphi_s $
Δh	=	0,691	mm	>	0,423	mm	= $a/6 \cdot \text{tg} \varphi_c $

VERIFICHE ALLO SLITTAMENTO

$\sigma_{V \min}$	=	3,542	N/mm ²	>	1,5	N/mm ²
$F_{xy}^{(p)} / F_z^{(p)}$	=	0,037		<	0,156	= $\mu = 0.1 + 0.2 / \sigma_V^{(p)}$
$(F_{xy}^{(p)} + F_{xy}^{(q)}) / F_{z \min}$	=	0,161		>	0,154	= $\mu = 0.1 + 0.2 / \sigma_V^{(Fz \min)}$

VERIFICHE DI STABILITA'

h	=	26,0	mm	<	49,0	mm	= $a/5$
-----	---	------	----	---	------	----	---------

VERIFICA DELLE ARMATURE METALLICHE

s_a	=	2,0	mm	>	0,74	mm	= $2 \cdot \sigma_V / \sigma_{adm} \cdot s$ ($\sigma_{adm} = 190 \text{ N/mm}^2$)
-------	---	-----	----	---	------	----	---

11.5. Fondazione sull'orecchio

Si riportano in questo paragrafo le verifiche relative all'elemento strutturale di fondazione della barriera antirumore in corrispondenza dell'orecchio, la cui geometria è definita nelle tavole di progetto.

11.5.1. Carichi

Per l'analisi dei carichi relativa a pesi propri, azione del vento e urto si rimanda al paragrafo 2.7.3.2. Si precisa che le sollecitazioni dovute all'urto sono state valutate adottando una distribuzione a 45° della forza pari a 100 kN agente su 0.50 m, secondo quanto previsto dalla normativa di riferimento.

$$H_{urto} = 100 \text{ kN} / (0.50 + 1.52 \times 2) = 28.25 \text{ kN/m}$$

Si considera inoltre agente a 0.50 m dal bordo del cordolo una fila di ruote che supporta tutto il carico che provoca l'urto, schematizzabile con un carico di:

$$P/L = 160/10.0 = 16 \text{ kN/m}$$

con: P = 160 kN (peso del mezzo)
L = 10.0 m (lunghezza del mezzo)

11.5.2. Verifica a ribaltamento

VERIFICA A RIBALTAMENTO				
AZIONI RIBALTANTI				
		<i>N (kN/m)</i>	<i>e' (m)</i>	<i>M' (kNm/m)</i>
1.	Profilo + pannello + fissaggi + alette cont. pannelli	4,380	1,080	4,730
2.	Muretto in c.a.	0,000	1,080	0,000
3.	Piastra acciaio + rinforzo	0,000	0,910	0,000
4.	Barriera H4b	1,240	0,460	0,570
5.	Soletta in c.a.	10,605	0,505	5,360
		1,575	1,085	1,710
6.	Cordolo	4,500	0,910	4,100
		3,875	0,410	1,590
		0,313	0,493	0,150
7.	Pavimentazione	0,352	0,080	0,030
R1	AZIONE RIBALTANTE PERMANENTE	26,840	0,680	18,240
		<i>H (kN/m)</i>	<i>b (m)</i>	<i>M' (kNm/m)</i>
8.	Vento p= 2,10 kN/mq	9,450	3,085	29,150
R2	AZIONE RIBALTANTE VENTO	9,450	3,085	29,150
		<i>H (kN/m)</i>	<i>b (m)</i>	<i>M' (kNm/m)</i>
9.	Urto H= 28,25 kN/m	28,250	1,520	42,940
R3	AZIONE RIBALTANTE URTO	28,250	1,520	42,940
AZIONI STABILIZZANTI				
		<i>N (kN/m)</i>	<i>e' (m)</i>	<i>M' (kNm/m)</i>
10.	Soletta in c.a.	22,21	1,06	23,48
11.	Dente in c.a.	33,15	1,27	41,93
12.	Pavimentazione	5,58	1,06	5,90
S1	AZIONE STABILIZZANTE PERMANENTE	60,94	1,17	71,31
		<i>N (kN/m)</i> <td><i>e' (m)</i> <td><i>M' (kNm/m)</i></td> </td>	<i>e' (m)</i> <td><i>M' (kNm/m)</i></td>	<i>M' (kNm/m)</i>
13.	Accidentali	16,00	0,14	2,24
S2	AZIONE STABILIZZANTE ACCIDENTALE	16,00	0,14	2,24
COEFFICIENTE DI SICUREZZA AL RIBALTAMENTO				
C.S. CON VENTO	= S1/(R1+R2)	=	1,50	> 1,5
C.S. CON URTO	= (S1+S2)/(R1+R3)	=	1,20	< 1,5

Il valore del coefficiente di sicurezza conseguito si può ritenere accettabile data l'eccezionalità ed il carattere impulsivo dell'azione d'urto.

11.5.3. Verifica a slittamento

Si verificano i connettori tra fondazione e il muro come se dovessero assorbire tutta la forza di scorrimento. Si dispongono infatti dei connettori $\phi 14$ ogni 50 cm ancorati con resina a base di uretano meta-acrilato (tipo Hilti HIT-HY150) in grado di resistere a:

$$H_{RES} = 24.2 \times 2 = 48.4 \text{ kN/m} > H_{urto} = 28.57 \text{ kN/m}$$

Prudenzialmente si verifica inoltre che le armature di connessione tra la fondazione sull'orecchio e la spalla siano in grado di trasferire le forze orizzontali di taglio.

Armature di connessione fond. su muro - spalla: $7+7\phi 14 = 21.55 \text{ cm}^2$

VERIFICA A SLITTAMENTO									
FORZA SOLLECITANTE									
1.	Urto	$H_{urto} =$	28,25 kN/m						
2.	Vento	$H_{vento} =$	9,45 kN/m						
VERIFICHE									
Connessione fondazione-muro									
Connettori / ml	n°	2	$F_{res}/conn$	24,20 kN	H_{res}	48,40 kN/m	>	H_{urto}	OK
Armatura di connessione tra spalla - fond. su muro - fond. su rilevato									
Lunghezza muro/orecchio =		4,00 m							
Armature di connessione spalla - fond. su muro	n.	14	Φ	14	=	21,55 cm ²			
Armature di connessione fond. su muro - fond. su ril.	n.	0	Φ	14	=	0,00 cm ²			
Vento	$H_{vento} =$	37,80 kN							
	$\tau_{max} =$	23,39 N/mm ²	<	147,22 N/mm ²					
Urto	$H_{urto} =$	113,00 kN							
	$\tau_{max} =$	69,91 N/mm ²	<	147,22 N/mm ²					

11.5.4. Verifica della portanza

VERIFICA DELLA PORTANZA										
	SOLLECITAZIONI					PRESSIONI				
	H (kN/m)	N (kN/m)	e' (m)	M' (kNm/m)	M (kNm/m)	e (m)	h/6 (m)	P_{min} (kN/m ²)	P_{max} (kN/m ²)	h' (m)
Car. perm. (R1+S1)	0,00	87,78	0,60	53,07	39,76	0,45	0,35	0	97	1,81
Con Vento (R1+R2+S1)	9,45	87,78	0,27	23,92	68,91	0,79	0,35	0	215	0,82
Con Urto (R1+R3+S1+S2)	28,25	103,78	0,12	12,37	97,38	0,94	0,35	0	580	0,36

11.5.5. Verifica dello sbalzo della fondazione

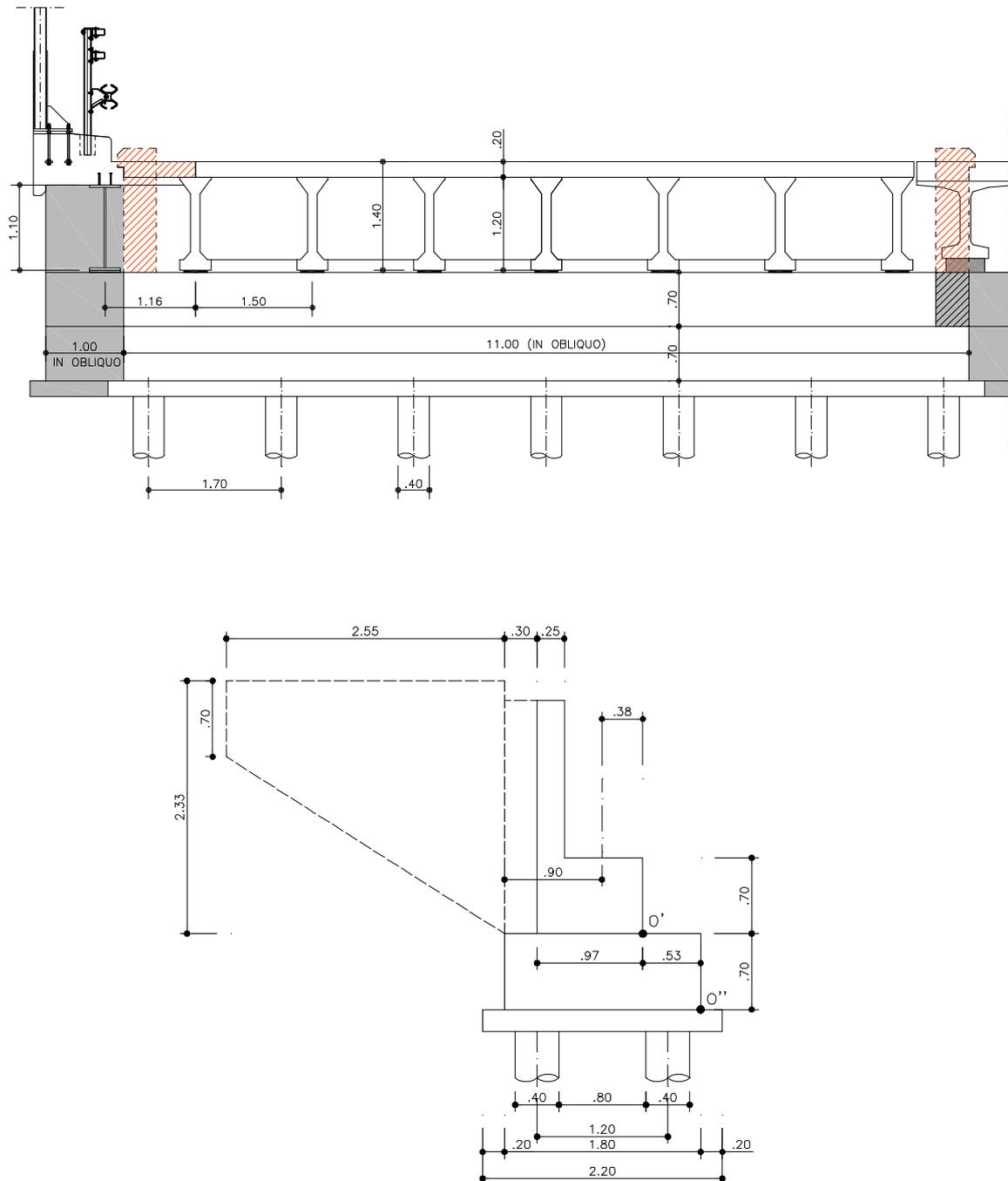
VERIFICA DELLO SBALZO DELLA FONDAZIONE							
AZIONI SOLLECITANTI							
		V (kN/m)	e' (m)	M' (kNm/m)			
1.	Profilo + pannello + fissaggi + alette cont. pannelli	4,38	1,08	4,73			
2.	Muretto in c.a.	0,00	1,08	0,00			
3.	Piastra acciaio + rinforzo	0,00	0,91	0,00			
4.	Barriera H4b	1,24	0,46	0,57			
5.	Soletta in c.a.	10,61	0,51	5,36			
		1,58	1,09	1,71			
6.	Cordolo	4,50	0,91	4,10			
		3,88	0,41	1,59			
		0,31	0,49	0,15			
7.	Pavimentazione	0,35	0,08	0,03			
R1	AZIONE PERMANENTE	26,84	0,68	18,24			
		N (kN/m)	b (m)	M' (kNm/m)			
8.	Vento p= 2,10 kN/mq	9,45	2,88	27,17			
R2	AZIONE VENTO INTERNO	9,45	2,88	27,17			
		N (kN/m)	b (m)	M' (kNm/m)			
8 bis.	Vento p= 2,10 kN/mq	-9,45	2,88	-27,17			
R2 bis	AZIONE VENTO INTERNO	-9,45	2,88	-27,17			
		N (kN/m)	b (m)	M' (kNm/m)			
9.	Urto H= 28,25 kN/m	28,25	1,31	37,01			
R3	AZIONE RIBALTANTE URTO	28,25	1,31	37,01			
VERIFICHE TENSIONALI E ALLO SLU							
VERIFICHE TENSIONALI			M'	N	V		
			(kNm/m)	(kN/m)	(kN/m)		
C1.	COMB. CON VENTO INTERNO	R1+R2	45,41	9,45	26,84		
C2.	COMB. CON VENTO ESTERNO	R1+R2 bis	-8,93	-9,45	26,84		
C3.	COMB. CON URTO	R1+R3	55,25	28,25	26,84		
Dati geometrici per verifica a pressoflessione							
b =	100 cm	h =	42 cm	d =	37 cm		
As =	n. 5	Φ 16	= 10,05 cm ²				
	M'	N	V	x	σ_c	σ_s	τ_s
	(kNm/m)	(kN/m)	(kN/m)	(cm)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
C1. COMB. CON VENTO INTERNO	45,41	-9,45	26,84	8,89	2,90	137,70	0,079
C3. COMB. CON URTO	55,25	-28,25	26,84	8,50	3,49	175,80	0,079
VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO							
Caratteristiche meccaniche							
0,85 x f _{ck} / γ _c = 16,46 N/mm ² (R _{ck} = 35 N/mm ²)							
f _{yk} = 391 N/mm ² (B450C)							
	M'	N	V	M_{Rd}	V_{Rd}		
	(kNm/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kNm/m)	(kN/m)		
C1.	COMB. CON VENTO INTERNO	1,5xR1+1,5xR2	68,12	-14,18	40,26	136,46	159,54
C2.	COMB. CON VENTO ESTERNO	R1+1,5xR2 bis	-22,52	14,18	26,84	141,68	159,54
C3.	COMB. CON URTO	1,5xR1+1,5xR3	82,88	-42,38	40,26	131,23	159,54

Si osserva che le verifiche allo stato limite ultimo e alle tensioni sono soddisfatte.

11.6. Verifica della spalla

La spalla esistente viene prolungata di 1.00 m in modo da consentire la posa dell'appoggio in neoprene per la nuova trave metallica. La lunghezza totale della spalla nella situazione modificata risulta quindi pari a $11.00 + 1.00 = 12.00$ m. In questo paragrafo si riportano le verifiche del prolungamento.

VISTA FRONTALE SPALLA (IN RETTO) – ALLARGAMENTO DI PROGETTO



11.6.1. Analisi dei carichi

11.6.1.1. Carichi permanenti

- carichi trasmessi dall'impalcato:			
trave e soletta		= 17.6 kN/m	
finiture		= 16.3 kN/m	
		= 33.9 kN/m	
traversi		= 7.2 kN	
totale impalcato	$33.9 \times 19.80 / 2 + 7.2$	= 342.8 kN	$e' = 0.340 \text{ m}$
- peso elevazione:	$286.4 / 11.00 \times 1.00$	= 26.0 kN	$e' = 0.610 \text{ m}$
- peso fondazione:	$(378.0 + 139.3) / 12.00$	= 43.1 kN	$e'' = 1.100 \text{ m}$
sovraccarico			
elevazione	$(3.0 + 10.0) \times 0.25$	= 3.3 kN/m	$e' = 0.845 \text{ m}$
sommità pali	$(3.0 + 10.0) \times (0.25 + 0.30)$	= 7.2 kN/m	$e'' = 1.525 \text{ m}$

NOTA : e' = eccentricità rispetto allo spigolo anteriore della spalla (O')
 e'' = eccentricità rispetto allo spigolo anteriore della fondazione (O'')

11.6.1.2. Carichi mobili

Si adottano i carichi del D.M. del 14 gennaio 2008, considerando due condizioni di carico al fine di massimizzare in un caso lo sforzo assiale, nell'altro il momento flettente trasversale.

Si rimanda al *paragrafo 8.1.2* per l'analisi dei carichi mobili utilizzati per le verifiche delle combinazioni TII e TIII. Si riassumono in tabella i valori delle sollecitazioni utilizzate per le verifiche.

	COMBINAZIONE TII			COMBINAZIONE TIII		
	N	N/L	M_T	N	N/L	M_T
	[kN]	[kN/m]	[kNm]	[kN]	[kN/m]	[kNm]
MAX N	1563.2	130.3	2502.3	1032.0	86.0	1611.1
MAX M_T	1297.9	108.2	3165.5	858.1	71.5	2045.9

11.6.1.3. Azione di frenamento

La forza frenante sulla spalla è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1 ed è uguale a:

$$F_L = (0.6 \times 600 + 0.1 \times 27.0 \times 19.80) / 2 = 206.7 \text{ kN}$$

Forza a metro di spalla:

$$H = 206.7 / 12.00 = 17.2 \text{ kN/m}$$

11.6.1.4. Azione del vento

Per la presenza della barriera antirumore di altezza 4.50 m e considerando una pressione di 2.10 kN/m²:

$$F_T = 2.10 \times (1.10 + 0.66 + 4.50) \times 19.80 / 2 = 130.1 \text{ kN}$$

$$e'' = 0.70 + 0.05 + (1.10 + 0.66 + 4.50) / 2 + 0.70 = 4.580 \text{ m}$$

$$M_T = 130.1 \times 4.580 = 596.0 \text{ kNm}$$

11.6.1.5. Spinta del terreno e del sovraccarico

-> vedi situazione esistente (paragrafo 7.1.5)

11.6.2. Combinazioni di carico

Nei paragrafi successivi si riportano le verifiche della fondazione con le sollecitazioni corrispondenti alle tre combinazioni TI, TII e TIII della normativa di riferimento, adottando i coefficienti amplificativi riassunti in tabella:

	g _{1,2}	g ₃	Q ₁	q ₁	q ₃	q ₅
	PESI	SPINTE	C. MOBILI	C. MOBILI	FRENATA	VENTO
TI	1.0	1.0	0.0	0.0	0.0	1.0
TII	1.0	1.0	1.0	1.0	0.0	0.6
TIII	1.0	1.0	0.75	0.40	1.0	0.6

11.6.3. Verifica allo spiccato della fondazione

Prudenzialmente si verifica l'armatura d'incastro nella fondazione della spalla adottando la stessa armatura della sezione esistente:

$$b = 100 \text{ cm}, h = 97 \text{ cm}, d = 93 \text{ cm}, A_s = 1\phi 16/30\text{cm} = 6.70 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (n=10)$$

Nella tabella seguente vengono riportate le sollecitazioni alla base dell'elevazione della spalla e le tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio.

	H	N	e'	M'	M	$\sigma_c \max$	$\sigma_s \max$
	(kN/m)	(kN/m)	(m)	(kNm/m)	(kNm/m)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
elevazione		26,0	0,61	15,9			
spinta del terreno orizz.	11,2		-0,72	-8,1			
spinta del sovraccarico orizz.	7,5		-1,08	-8,1			
spinta del sovraccarico vert.		3,3	0,85	2,7			
SENZA IMPALCATO	18,8	29,3	0,08	2,5	-11,7	0,16	2,3
peso impalcato		342,8	0,34	116,6			
ΔT , fluage, ritiro	0,0			0,0			
PONTE SCARICO	18,8	372,1	0,32	119,0	-61,4	0,78	-0,2
carichi mobili (MAX N)(1) (TII)		130,3	0,34	44,3			
carichi mobili (MAX M _L)(2) (TII)		108,2	0,34	36,8			
carichi mobili (MAX N)(1) (TIII)		86,0	0,34	29,2			
carichi mobili (MAX M _L)(2) (TIII)		71,5	0,34	24,3			
frenata (TIII)	17,2		-2,25	-38,8			
PONTE CARICO SENZA FRENATA(1) (TII)	18,8	502,4	0,325	163,3	-80,3	1,03	-0,5
PONTE CARICO SENZA FRENATA(2) (TII)	18,8	480,2	0,324	155,8	-77,1	0,99	-0,4
PONTE CARICO CON FRENATA(1) (TIII)	36,0	458,1	0,239	109,5	-112,7	1,27	3,5
PONTE CARICO CON FRENATA(2) (TIII)	36,0	443,6	0,236	104,6	-110,6	1,24	3,7

Nota: e', M' sono riferiti allo spigolo anteriore della spalla; M = N (e'-0.97/2) è il momento flettente.

Vista l'entità delle tensioni non si riportano le verifiche che risultano ampiamente soddisfatte.

11.6.4. Verifica della fondazione

11.6.4.1. Carichi sui pali

Nella tabella seguente vengono riportate le sollecitazioni alla base del plinto ed i carichi massimi e minimi sui pali per le varie condizioni di carico.

	H	N	e''	M''	M _L	M _T	P _{max}	P _{min}
	(kN/m)	(kN/m)	(m)	(kNm/m)	(kNm/m)	(kNm)	(kN)	(kN)
elevazione		26,0	1,140	29,7		0		
fondazione e terreno		43,1	1,102	47,5		0		
sovraccarico		7,2	1,525	10,9				
spinta del terreno orizz.	19,7		-0,950	-18,8				
spinta del sovraccarico orizz.	10,0		-1,425	-14,3				
SENZA IMPALCATO	29,7	76,3	0,722	55,1	-13,6	0,0	85	46
peso impalcato		141,9	0,870	123,5		0		
ΔT , fluage, ritiro	0,0		0,000	0,0				
vento impalcato scarico						-596,1		
PONTE SCARICO	29,7	218,2	0,818	178,6	-17,8	-596,1	231	143
carichi mobili (MAX N)(1) (TII)		130,3	0,870	113,3				
carichi mobili (MAX M _L)(2) (TII)		108,2	0,870	94,1				
carichi mobili (MAX N)(1) (TIII)		86,0	0,870	74,8				
carichi mobili (MAX M _L)(2) (TIII)		71,5	0,870	62,2				
frenata (TIII)	-17,2		-2,950	50,8				
PONTE CARICO SENZA FRENATA(1) (TII)	29,7	348,5	0,838	291,9	-21,7	-2859,9	420	178
PONTE CARICO SENZA FRENATA(2) (TII)	29,7	326,4	0,835	272,7	-21,1	-3523,2	421	139
PONTE CARICO CON FRENATA(1) (TIII)	12,5	304,2	1,033	314,4	40,6	-1968,7	381	141
PONTE CARICO CON FRENATA(2) (TIII)	12,5	289,7	1,035	300,0	39,2	-2403,5	380	117

Nota: e'', M'' sono riferiti allo spigolo anteriore del plinto; M = N (e''-1.80/2) è il momento flettente.

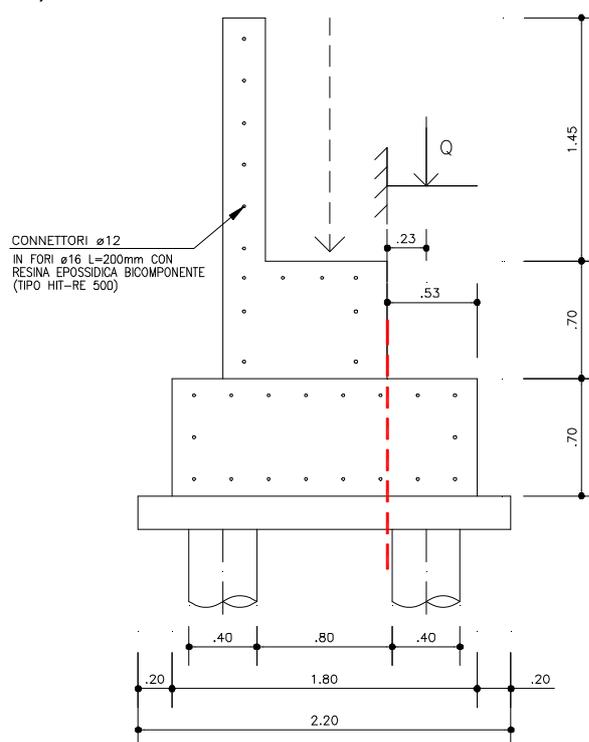
Nota: Il carico massimo sui pali nella situazione modificata risulta pari a 421 kN, ovvero solo il 21% in più rispetto al carico massimo nella situazione esistente, che è di 332 kN. Quindi, per quanto concerne la portata dei pali, si continua comunque a mantenere un coefficiente di sicurezza adeguato.

11.6.4.2. Verifica del paraghiaia

-> vedi situazione esistente (paragrafo 7.1.5)

11.6.4.3. Verifica del plinto

Si verificano le armature trasversali considerando lo schema di verifica riportato in figura. Si precisa che a favore di sicurezza non sono state considerate resistenti nel calcolo le armature piegate ($3\phi 20/m$).



Verifica

Caratteristiche della sezione:

- $b = 100 \text{ cm}$
- $h = 70 \text{ cm}$
- $d = 65 \text{ cm}$
- $A_s = 3\phi 16 = 6.03 \text{ cm}^2 \text{ (n=10)}$

Verifica delle tensioni in esercizio:

$$Q = 421 \text{ kN}$$

Ripartendo sull'interasse dei pali:

$$M = 421 \times 0.23 / 1.70 \text{ m} = 57.0 \text{ kNm/m}$$

$$V = 421 / 1.70 \text{ m} = 247.6 \text{ kNm/m}$$

Le tensioni massime nel calcestruzzo e nell'acciaio valgono:

$$x = 8.3 \text{ cm}$$

$$\sigma_c = 2.21 \text{ N/mm}^2 < 6.00 \text{ N/mm}^2 \text{ (per } R_{ck} = 22.5 \text{ N/mm}^2)$$

$$\sigma_s = 151.9 \text{ N/mm}^2 < 180 \text{ N/mm}^2 \text{ (per acciaio B450C)}$$

$$\tau = 0.398 \text{ N/mm}^2 < 0.40 \text{ N/mm}^2$$

11.6.4.4. Verifica della connessione tra spalla nuova e spalla esistente

Prudenzialmente si verifica che le armature di connessione tra la spalla esistente ed il suo prolungamento siano in grado di assorbire tutta la forza di scorrimento dovuta ai carichi verticali.

Si dispongono connettori $\phi 12$ in fori $\phi 16$ mm di profondità 20 cm come riportato nelle tavole di progetto e nello schema all'inizio del paragrafo precedente, ancorati mediante resina epossidica bicomponente (tipo Hilti HIT-RE 500), in grado di resistere a:

$$N_{SOLL} = 502.4 + 43.1 = 545.5 \text{ kN}$$

$$V_{RES} = 17.8 \times (6 + 8 \times 3 + 2) = 17.8 \times 32 \text{ kN} = 569.6 \text{ kN} > 545.5 \text{ kN}$$

fo