

# Anas SpA

Direzione Centrale Progettazione



**Regione Lombardia**

Provincia di Milano

**Legge n. 345/97**

## Accordo di programma quadro in materia di trasporti

Realizzazione di un sistema integrato di accessibilità ferroviaria e stradale  
all'aeroporto di Malpensa 2000

( CONVENZIONE DEL 29.10.1999 )

Collegamento tra la S.S.n.11 "Padana Superiore" a Magenta  
e la Tangenziale ovest di Milano  
Variante di Abbiategrasso sulla S.S.n.494 e adeguamento in sede  
del tratto Abbiategrasso Vigevano fino al nuovo ponte sul Ticino

**PROGETTO DEFINITIVO - 1° STRALCIO FUNZIONALE**

**C - PARTE STRADALE**

**VARIANTE DI PONTENUOVO DI MAGENTA**  
Cavalcavia strada vicinale della Costa  
Cavalcavia: relazione di calcolo

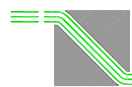
Revisioni	Controllato	Approvato	Data : .....Dicembre 2008.....	Scala : .....1:200.....
			Agg.to : .....Novembre 2014.....	All.to n. ....D.17.4.....

Progettazione :



Società Esercizi Aeroportuali s.p.a.  
20090 Aeroporto Milano Linate tel. 02/74851

Progettazione redatta da :



**errevia** s. r. l.  
RICERCA VIABILITÀ AMBIENTE

Centro operativo: 20090 TREZZANO s/N (MI), via Cristoforo Colombo n. 23

Il Progettista :

Il Direttore Tecnico  
Dott. Ing. Alberto RINALDI

*Alberto Rinaldi*

Visto

La Direzione Centrale Progettazione :

Dott. Ing. Nicola DINNELLA

.....

Visto

Il Responsabile del Procedimento :

Dott. Ing. Domenico PETRUZZELLI

.....

**PROGETTO DEFINITIVO**

**INDICE**

<b>1. INTRODUZIONE.</b>	<b>4</b>
<b>2. NORMATIVA E MATERIALI.</b>	<b>6</b>
2.1 Normativa adottata.	6
2.2 Caratteristiche dei materiali.	8
2.3 Durabilità del calcestruzzo.	10
2.4 Stratigrafia.	10
<b>3. CONSIDERAZIONI SULLE ANALISI E SULLE VERIFICHE.</b>	<b>13</b>
<b>4. ANALISI DEI CARICHI.</b>	<b>14</b>
4.1 Peso Proprio.	14
4.2 Carichi permanenti.	15
4.3 Distorsioni applicate.	15
4.4 Carichi accidentali:	16
<b>5. COMBINAZIONI DI CARICO</b>	<b>19</b>
<b>6. MODALITÀ DI VERIFICA.</b>	<b>20</b>
6.1 Elementi in acciaio-calcestruzzo – Verifiche SLU.	20
6.2 Connettori a piolo – Verifiche SLU.	20
6.3 Elementi in acciaio-calcestruzzo – Verifiche SLE.	20
6.4 Elementi in c.a. – Verifiche a presso-flessione SLU.	21
6.5 Verifiche a taglio SLU.	22
6.5.1 Sezioni prive di armatura trasversale.	22
6.5.2 Sezioni con armatura trasversale.	22
6.6 Verifiche allo stato limite di fessurazione.	23
6.7 Stato limite delle tensioni in esercizio.	23
<b>7. STATICA LOCALE.</b>	<b>24</b>
7.1 Fase 1 – campi a sbalzo.	24
7.1.1 Analisi dei carichi.	24
7.1.2 Dimensionamento.	24
7.2 Fase 1 – campi interni.	25

**PROGETTO DEFINITIVO**

---

7.2.1	<i>Analisi dei carichi</i> .....	25
7.2.2	<i>Dimensionamento</i> .....	25
7.3	<b>Fase 2.</b> ....	26
7.3.1	<i>Analisi dei carichi</i> .....	26
7.3.2	<i>Modello di calcolo</i> .....	27
7.3.3	<i>Dimensionamento</i> .....	29
7.3.4	<i>Verifiche agli SLU</i> .....	29
7.3.5	<i>Verifiche agli SLE</i> .....	32
<b>8.</b>	<b>STATICA GLOBALE</b> .....	<b>39</b>
8.1	Riepilogo fasi costruttive.....	39
8.2	Modelli di calcolo.....	40
8.3	Modalità di applicazione dei carichi.....	40
8.4	Dimensionamento e verifiche tensionali agli SLU.....	42
8.4.1	<i>Verifica delle travi</i> .....	42
8.4.2	<i>Verifica dei traversi</i> .....	46
8.5	verifiche agli SLE.....	50
<b>9.</b>	<b>AZIONI SUGLI APPARECCHI DI APPOGGIO</b> .....	<b>51</b>
<b>10.</b>	<b>VERIFICA DELLE SPALLE</b> .....	<b>54</b>
10.1	Dati geometrici e di carico.....	55
10.2	Riepilogo armature.....	58
10.3	Verifiche SLU.....	59
10.4	Verifiche SLE.....	66
<b>11.</b>	<b>VERIFICA DELLE FONDAZIONI</b> .....	<b>69</b>
11.1	Capacità portante.....	69
11.2	Verifica SLU del palo.....	71
<b>12.</b>	<b>CONCLUSIONI</b> .....	<b>74</b>

---

**PROGETTO DEFINITIVO**

## **1. INTRODUZIONE.**

Si considera un'opera di scavalcamento da realizzarsi nell'ambito dei lavori per il collegamento tra la S.S.11 a Magenta e la Tangenziale Ovest di Milano, tratto Variante Pontenuovo di Magenta. Il ponte copre una luce di calcolo uguale a 22m

La sede stradale della carreggiata è larga 8.50 m; su entrambi i cigli sono presenti marciapiedi di servizio, realizzati con un ringrosso della soletta, della larghezza di 1.25 m; a questi marciapiedi sono ancorati, a mezzo di tirafondi, le barriere metalliche bordo ponte a tripla onda in acciaio e le reti metalliche di protezione. L'asse della carreggiata è curvilineo, trovandosi in corrispondenza di un tratto di raccordo con curvatura trascurabile.

Il sistema strutturale scelto è quello delle travi continue in sezione mista acciaio/calcestruzzo, con traversi di collegamento ad anima piena. Le travi sono appoggiate su spalle mediante dispositivi di vincolo tradizionali. Un solo allineamento contiene gli appoggi fissi, mentre tutti gli altri contengono appoggi unidirezionali sulle travi vicine alla mezzeria e appoggi mobili sulle travi laterali. Il comportamento della struttura nei confronti delle azioni orizzontali si configura pertanto come segue: per carichi trasversali (vento, azione centrifuga) reagiscono gli appoggi su tutti gli allineamenti, per carichi longitudinali (sisma, frenatura, attrito dei vincoli) reagisce un solo allineamento. In particolare, per quanto riguarda l'azione sismica, si segnala che non è stato introdotto alcun sistema di isolamento dell'impalcato in virtù della bassa sismicità locale.

L'impalcato metallico è costituito da travi in acciaio, realizzate mediante la saldatura di lastre laminate, disposte simmetricamente rispetto all'asse della piattaforma. Il numero delle travi è uguale a 3. L'interasse delle travi è costante ed uguale a 420m. Le travi sono rettilinee e parallele, per cui l'andamento curvilineo del tracciato si riflette esclusivamente sulla forma della soprastante soletta in calcestruzzo armato. L'altezza delle travi metalliche è costante e uguale a 110cm. Le travi sono divise in conci, secondo quanto meglio specificato nel seguito. Il collegamento tra i conci è assicurato da giunzioni bullonate. I pannelli di acciaio sono irrigiditi da piastre verticali su di essi saldate. In direzione trasversale, si introdurranno dei traversi (reticolari in campata, ad anima piena sugli appoggi), i cui elementi sono imbullonati a flange saldate sulle anime delle travi principali.

La costruzione del cavalcavia avverrà in linea di massima seguendo le fasi costruttive descritte nel seguito. Saranno in primo luogo fabbricate le sottostrutture a sostegno dell'impalcato. Le spalle laterali a sostegno dell'impalcato sono gettate in opera, con

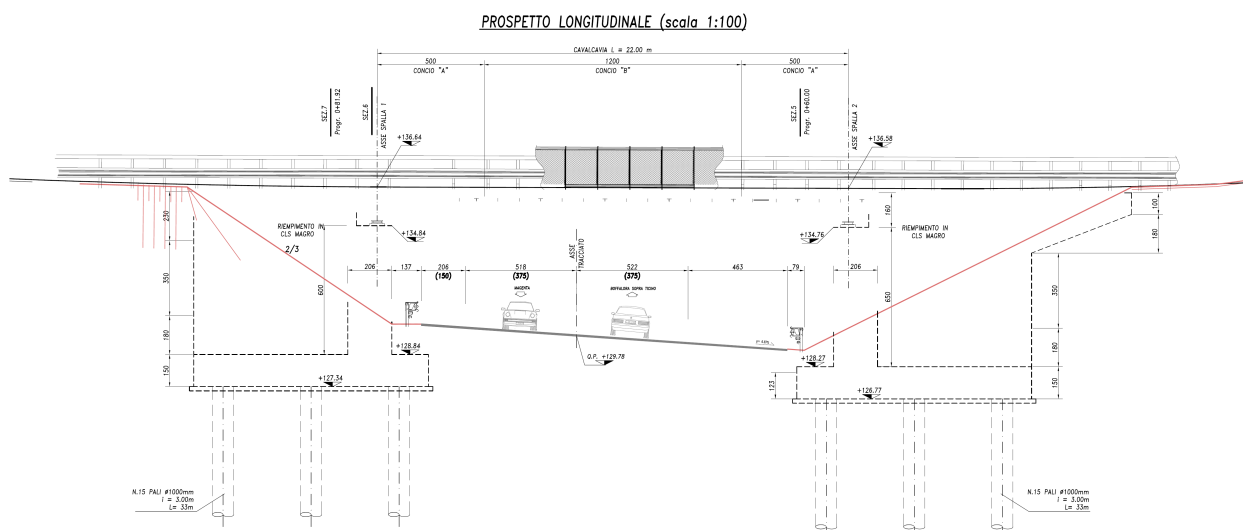
**PROGETTO DEFINITIVO**

paraghiaia spesso 30 cm e di altezza variabile a causa dell'inclinazione trasversale del profilo stradale. Le spalle sono completate dai muri andatori e dal plinto di fondazione, sostenuto da un gruppo di pali  $\phi$  1000. I pali sono situati ad interasse di 3.0 m. Si disporranno quindi gli apparecchi di appoggio in acciaio-teflon, per mezzo dei quali le travi sono appoggiate alle sottostrutture. La posizione degli appoggi consente di ottenere la pendenza trasversale della soletta. Allo stesso tempo saranno assemblate, in officina o in prossimità del sito di realizzazione, le campate dell'impalcato. Si prevede quindi di procedere posizionando tali tronconi di ponte sugli apparecchi di appoggio con l'ausilio di una gru.

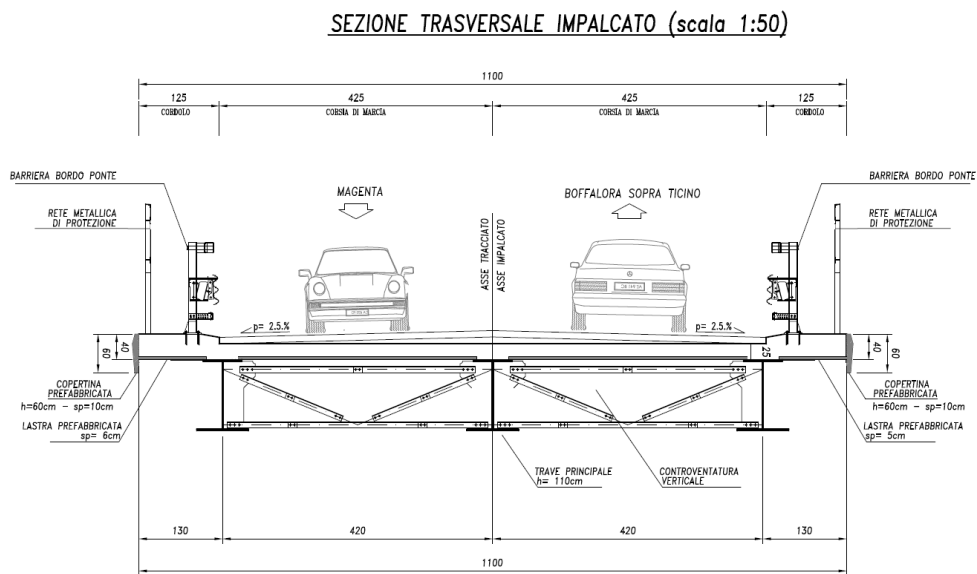
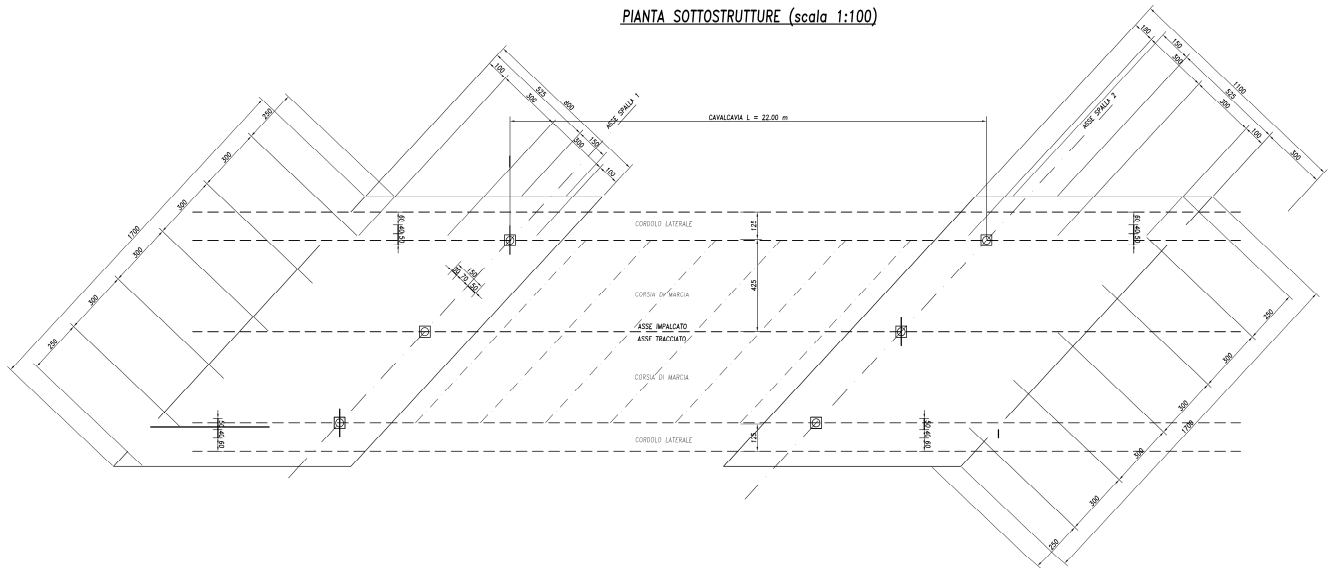
Sulle travi è quindi gettata una soletta di cemento armato ordinario, di spessore 30 cm, realizzata mediante getto su predalles tralicciate che fungono da cassero perso. In questo modo, avvenuta la presa del calcestruzzo, si realizza una struttura di impalcato con due travi miste acciaio-calcestruzzo.

La costruzione è ultimata disponendo le opere di finitura stradali, tra cui la pavimentazione di spessore 10 cm, le barriere di protezione e i cordoli.

Nel seguito della relazione, riferita ad una fase di progetto definitivo, sono riportati: le normative di riferimento, l'analisi dei carichi, i modelli strutturali impiegati per il calcolo, il dimensionamento delle varie membrature e le verifiche per gli elementi principali. Nel calcolo delle fondazioni si adotta l'Approccio Progettuale 2.



Collegamento tra la S.S.n.11 "Padana Superiore" a Magenta e la Tangenziale Ovest di Milano  
 Variante di Pontenuovo di Magenta  
**PROGETTO DEFINITIVO**



## 2. NORMATIVA E MATERIALI.

### 2.1 NORMATIVA ADOTTATA.

I calcoli delle strutture sono stati eseguiti in base alle seguenti disposizioni:

- Legge 5/11/1971 n° 1086: "Norme per le discipline delle opere di conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica".
- D.M. 14/01/2008: "Norme tecniche per le costruzioni".

**PROGETTO DEFINITIVO**

---

- Circ. del 2 febbraio 2009, n. 617: "Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008".
- UNI EN 206-1:2001: "Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità".
- UNI ENV 197 Parte 1a: "Cemento. Composizione, specificazioni e criteri di conformità".
- Linee guida sul calcestruzzo strutturale - Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale.
- UNI EN 197-1 giugno 2001: "Cemento: composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni".
- UNI EN 11104 marzo 2004: "Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità", Istruzioni complementari per l'applicazione delle EN 206-1".

Ulteriori riferimenti normativi

- UNI EN 1990 (Eurocodice 0) – Aprile 2006: "Criteri generali di progettazione strutturale";
- UNI EN 1991-1-1 (Eurocodice 1) – Agosto 2004 – Azioni in generale- Parte 1-1: "Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici";
- UNI EN 1991-2 (Eurocodice 1) – Marzo 2005 – Azioni sulle strutture- Parte 2: "Carico da traffico sui ponti";
- UNI EN 1992-1-1 (Eurocodice 2) – Novembre 2005: "Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: "Regole generali e regole per gli edifici";
- UNI EN 1993-1-1 (Eurocodice 3) – Ottobre 1993: "Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici";
- UNI EN 1998-1 (Eurocodice 8) – Marzo 2005: "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali – Azioni sismiche e regole per gli edifici";
- UNI EN 1998-2 (Eurocodice 8) – Febbraio 2006: "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti".

**PROGETTO DEFINITIVO**

## 2.2 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.

### Acciaio per cemento armato ordinario.

Barre a aderenza migliorata, classe B450C

- Tensione caratteristica di snervamento  $f_{yt} \geq 450 \text{ MPa}$
- Tensione caratteristica di rottura  $f_{tk} \geq 540 \text{ MPa}$
- Tensione di calcolo SLU (coeff. parziale 1.15)  $f_d = 391 \text{ MPa}$
- Coefficiente di Poisson  $\nu = 0.3$
- Modulo di Young  $E_S = 210000 \text{ MPa}$

### Acciaio per carpenteria metallica.

Acciaio per strutture saldate, classe S355J0W autoprotetto.

Spessore minore di 40mm

- Tensione caratteristica di snervamento  $f_{yk} \geq 355 \text{ MPa}$
- Tensione caratteristica di rottura  $f_{ptk} \geq 510 \text{ MPa}$
- Tensione di calcolo SLU (coeff. parziale 1.05)  $f_d = 338 \text{ MPa}$

Spessore maggiore di 40mm

- Tensione caratteristica di snervamento  $f_{yk} \geq 335 \text{ MPa}$
- Tensione caratteristica di rottura  $f_{ptk} \geq 470 \text{ MPa}$
- Tensione di calcolo SLU (coeff. parziale 1.05)  $f_d = 319 \text{ MPa}$
- Modulo di Young  $E_p = 210000 \text{ MPa}$
- Coefficiente di Poisson  $\nu = 0.3$
- Coefficiente di dilatazione termica  $\alpha = 0.00001 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$

### Acciaio per connettori a piolo.

Acciaio classe ex ST37-3K (S235J2G3 + C450).

- Tensione caratteristica di snervamento  $f_{yk} \geq 350 \text{ MPa}$
- Tensione caratteristica di rottura  $f_{ptk} \geq 450 \text{ MPa}$
- Tensione di calcolo SLU (coeff. parziale 1.25)  $f_d = 360 \text{ MPa}$
- Modulo di Young  $E_p = 210000 \text{ MPa}$
- Coefficiente di Poisson  $\nu = 0.3$
- Coefficiente di dilatazione termica  $\alpha = 0.00001 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$



**PROGETTO DEFINITIVO**

---

**Calcestruzzo per la soletta.**

Calcestruzzo di classe C32/40.

- Resistenza caratteristica  $R_{ck} > 40 \text{ MPa}$
- Tensione di calcolo SLU (coeff. parziale 1.5)  $\sigma_{cd} = 18.1 \text{ MPa}$
- Modulo di Young  $E = 22000 \left[ \frac{(0.83R_{ck} + 8)}{10} \right]^{0.3} = 33600 \text{ MPa}$
- Coefficiente di Poisson  $\nu = 0.2$
- Coefficiente di dilatazione termica  $\alpha = 0.00001 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$

**Calcestruzzo per le predalles.**

Calcestruzzo di classe C28/35.

- Resistenza caratteristica  $R_{ck} > 35 \text{ MPa}$
- Tensione di calcolo SLU (coeff. parziale 1.5)  $\sigma_{cd} = 15.9 \text{ MPa}$
- Modulo di Young  $E = 22000 \left[ \frac{(0.83R_{ck} + 8)}{10} \right]^{0.3} = 33600 \text{ MPa}$
- Coefficiente di Poisson  $\nu = 0.2$
- Coefficiente di dilatazione termica  $\alpha = 0.00001 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$

**Calcestruzzo per le sottostrutture.**

Calcestruzzo di classe C28/35.

- Resistenza caratteristica  $R_{ck} > 35 \text{ MPa}$
- Tensione di calcolo SLU (coeff. parziale 1.5)  $\sigma_{cd} = 15.87 \text{ MPa}$
- Modulo di Young  $E = 22000 \left[ \frac{(0.83R_{ck} + 8)}{10} \right]^{0.3} = 32308 \text{ MPa}$
- Coefficiente di Poisson  $\nu = 0.2$
- Coefficiente di dilatazione termica  $\alpha = 0.00001 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$

**Calcestruzzo per i pali di fondazione.**

Calcestruzzo di classe C25/30.

- Resistenza caratteristica  $R_{ck} > 30 \text{ MPa}$
  - Tensione di calcolo SLU (coeff. parziale 1.5)  $\sigma_{cd} = 14.17 \text{ MPa}$
  - Modulo di Young  $E = 22000 \left[ \frac{(0.83R_{ck} + 8)}{10} \right]^{0.3} = 31447 \text{ MPa}$
  - Coefficiente di Poisson  $\nu = 0.2$
  - Coefficiente di dilatazione termica  $\alpha = 0.00001 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$
-

**PROGETTO DEFINITIVO**

## 2.3 DURABILITÀ DEL CALCESTRUZZO.

Si riportano le specifiche costruttive inerenti alla durabilità del materiale calcestruzzo. Le classi di esposizione e le conseguenti limitazioni sulla composizione del calcestruzzo sono state ricavate ai sensi della normativa UNI EN 206-1.

Per quanto riguarda il **calcestruzzo della soletta**, la classe di esposizione è determinata dal fatto che la struttura è esposta ad umidità moderata e all'attacco da gelo-disgelo in presenza diretta di agenti disgelanti. Si considera quindi la classe XC4-XD1-XF4 con le relative limitazioni:

- rapporto acqua/cemento  $\leq$  0.45
- classe di resistenza  $\geq$  C32/40
- dosaggio cemento  $\geq$  360  $kg/m^3$
- contenuto di aria  $\geq$  3%
- aggregati conformi a UNI EN 12620 con sufficiente resistenza al gelo/disgelo

Infine, per il **calcestruzzo delle sottostrutture e fondazioni**, si considera la classe XC2 con le relative limitazioni:

- rapporto acqua/cemento  $\leq$  0.60
- classe di resistenza  $\geq$  C25/30
- dosaggio cemento  $\geq$  300  $kg/m^3$

## 2.4 STRATIGRAFIA.

I calcoli delle fondazioni sono basati sui seguenti parametri geotecnici.

Dato che la quota di imposta dei pali (q.i.p.) si trova a circa 127.34 m s.l.m., la stratigrafia di progetto deve essere impostata come segue:

STRATO 1 - sino a 1 m sotto la q.i.p.

Limo sabbioso.

Coesione non drenata: 26.6 kPa

Peso specifico: 19 kN/m<sup>3</sup>.

STRATO 2 - sino a 9.44 m sotto la q.i.p.

Ghiaia con sabbia

**PROGETTO DEFINITIVO**

---

Angolo di attrito interno: 37.9°

Peso specifico: 19.5 kN/m<sup>3</sup>.

STRATO 3 - sino a 35 m sotto la q.i.p.

Sabbia limosa

Angolo di attrito interno: 35.9°

Peso specifico: 19.0 kN/m<sup>3</sup>.

La falda si attesta a circa 1 m sotto la q.i.p.



### **3. CONSIDERAZIONI SULLE ANALISI E SULLE VERIFICHE.**

Si riportano le informazioni in ottemperanza a quanto disposto dal capitolo 10 della vigente normativa tecnica (DM2008).

- *Tipo di analisi svolta*

Il calcolo viene eseguito in ambito statico lineare. Per quanto riguarda l'analisi sismica, si adottano le procedure di verifica per struttura in zona 4, applicando un sistema di forze pseudo-statiche, calcolate in modo semplificato. L'analisi strutturale viene eseguita con il metodo degli spostamenti, mentre le verifiche delle sezioni sono state effettuate secondo metodi della tecnica delle costruzioni, come indicato dettagliatamente nel seguito della presente relazione. Le combinazioni di carico sono indicate nel seguito: esse sono in numero tale da coprire tutte le possibili casistiche.

- *Origine, caratteristiche e affidabilità dei codici di calcolo*

Le analisi strutturali, ove non siano effettuate per via analitica, sono eseguite con un codice di calcolo sviluppato dal progettista in un linguaggio di programmazione OpenSource (linguaggio Octave). Tale codice di calcolo è basato sul metodo degli spostamenti e consente la soluzione dei problemi di telai piani in ambito statico.

- *Validazione dei codici*

I risultati del codice sono stati validati dal progettista con riferimento a vari casi di studio, la cui soluzione esatta si può reperire nella letteratura specialistica. Le verifiche delle sezioni sono state eseguite con fogli di lavoro oppure con il software di libera distribuzione VcaSLU (Prof. Gelfi), anch'essi opportunamente validati con calcoli manuali.

- *Modalità di presentazione dei risultati*

Le modalità di applicazione dei carichi sono descritte nella relazione con riferimento alle varie parti di struttura. Considerando la semplicità dello stato di carico la rappresentazione grafica appare superflua. I risultati sono presentati sottoforma di diagrammi delle componenti di azione interna oppure come tabelle dei valori di azioni interne nei punti più

---

**PROGETTO DEFINITIVO**

significativi. In questo modo si può fare una valutazione immediata dello stato di sollecitazione nelle membrature strutturali.

- *Giudizio motivato di accettabilità dei risultati*

Per quanto riguarda la verifica dei risultati, sono stati effettuati confronti delle azioni interne con casi analoghi ma più semplici (travi semplicemente appoggiate o incastrate). Le reazioni vincolari sono state controllate in fase di progettazione. La rappresentazione delle configurazioni deformate, che sono state comunque esaminate in sede di progettazione per avere conferma della correttezza del calcolo, non forniscono informazioni utili alla verifica di sicurezza. Non si ritiene pertanto indispensabile il loro inserimento nella relazione.

## **4. ANALISI DEI CARICHI.**

Si riportano in generale i carichi considerati agenti sulla struttura. Nel seguito, esaminando le diverse parti e considerando le fasi costruttive, si indicherà quali dei seguenti carichi si applicano al fine del calcolo delle azioni interne.

### **4.1 PESO PROPRIO.**

Vengono considerati nei calcoli i seguenti contributi.

- Peso proprio della soletta.

Poiché la soletta ha dimensioni variabili lungo i manufatti, si effettua il calcolo del peso proprio volta per volta considerando la dimensione degli elementi strutturali e il peso specifico del calcestruzzo armato:

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

- Peso proprio delle travi in acciaio.

Anche in questo caso si rimanda ai paragrafi specifici per il calcolo del peso di ogni singolo elemento, effettuato sulla base del peso specifico dell'acciaio:

$$\gamma_s = 78.5 \text{ kN/m}^3$$

- Peso proprio dei traversi in acciaio.

I traversi hanno sezione uguale ovunque; il loro peso per unità di lunghezza può quindi calcolarsi una volta per tutte e vale:

$$q_{\text{traversi}} = 0.01496 \text{ m}^2 \cdot 78.5 \text{ kN/m}^3 = 1.1744 \text{ kN/m}$$

**PROGETTO DEFINITIVO**

Il contributo dei traversi sarà inglobato in un incremento forfettario del peso della singola trave. Si nota sin d'ora che il contributo al peso unitario della trave è sempre dell'ordine del 5-6%.

- Peso proprio di bulloni, piastre, pioli e altri manufatti di collegamento in acciaio.

Anche questo peso sarà inglobato in un incremento fittizio del peso delle travi, per arrivare (inclusendo i traversi) ad un incremento del 15%.

## 4.2 CARICHI PERMANENTI.

Si considerano i seguenti contributi.

- Pavimentazione

La pavimentazione ha spessore costante 10 cm e peso specifico  $\gamma_{mass} = 22 \text{ kN/m}^3$ . Il peso per unità di superficie, che grava sulla soletta, è quindi:

$$q_{pavim} = 0.1m \cdot 22 \text{ kN/m}^3 = 2.2 \text{ kN/m}^2$$

- Cordoli prefabbricati

Basandosi sulla prevedibile geometria dei cordoli si ottiene la seguente stima del carico per unità di lunghezza:

$$q_{cord} = 1.3 \text{ kN/m}$$

- Barriera metallica (guard-rail e rete di protezione)

Basandosi sulla prevedibile geometria del guard-rail e della rete di protezione si ottiene la seguente stima del carico per unità di lunghezza:

$$q_{gr} = 1.5 \text{ kN/m}$$

## 4.3 DISTORSIONI APPLICATE.

Si considerano gli effetti primari e secondari di

- Ritiro ( $\epsilon_2$ )

Considerando il calcestruzzo adottato per la soletta, in una situazione di umidità medio-alta, per spessore mai inferiore a 300mm, si ottiene la seguente quota di ritiro per essiccamento:

$$\epsilon_{cd\infty} = 0.165 \cdot 10^{-3}$$

La parte di ritiro autogeno vale:

$$\epsilon_{ca\infty} = 0.055 \cdot 10^{-3}$$

ottenendo quindi una contrazione finale:

$$\epsilon_{r\infty} = 0.22 \cdot 10^{-3}$$

**PROGETTO DEFINITIVO**

- Viscosità ( $\varepsilon_4$ )

Considerando il calcestruzzo adottato per la soletta, in una situazione di umidità medio-alta, si ottiene il coefficiente finale di viscosità:

$$\phi_{\infty} = 2$$

- Variazioni termiche ( $\varepsilon_3$ ):

Considerando le temperature massime e minime e la temperatura di riferimento suggerite dalla normativa DM 14.2.2008, si assume una variazione di temperatura uniforme sulla sezione uguale a:

$$\Delta T_{unif} = \pm 30^{\circ}\text{C}$$

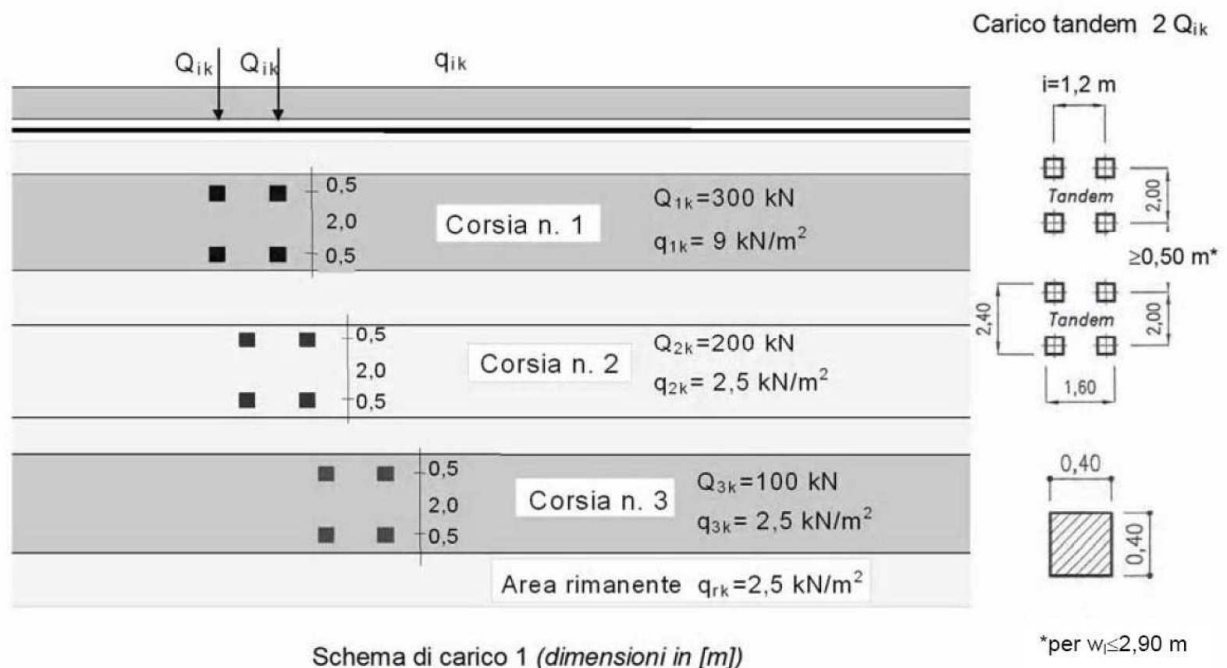
Per quanto riguarda la temperatura variabile sulla sezione, in assenza di precise analisi di trasmissione del calore, si fa riferimento alla differenza che la normativa prevede per strutture in acciaio esposte e non esposte. Tale differenza è di  $10^{\circ}\text{C}$ , per cui si assume un gradiente termico con temperature differenti su soletta e travi come segue:

$$\Delta T_{soletta} = \pm 5^{\circ}\text{C}, \Delta T_{trave} = \mp 5^{\circ}\text{C}$$

#### 4.4 CARICHI ACCIDENTALI:

- Carichi mobili  $q_1$

Secondo la normativa, si considerano agenti colonne di carico con il seguente schema:



La disposizione delle colonne sarà differente a seconda del tipo di verifica da effettuare, come meglio specificato nel seguito.



**PROGETTO DEFINITIVO**

---

La circolare esplicativa del DM2008 indica le modalità di applicazione dei carichi accidentali per i rilevati situati a tergo delle spalle da ponte. Tale procedura può essere applicata, per estensione, alla struttura in esame. Il carico verticale distribuito è dato dalla somma del carico di  $9\text{kN/m}^2$ , che secondo la normativa deve essere distribuito su tutta la colonna, più il carico equivalente al mezzo da  $600\text{kN}$ . Questo valore equivalente si calcola partendo da una zona di applicazione del carico di forma rettangolare con lati  $2.2\text{m}$  e  $3\text{m}$ . L'area di distribuzione del carico si amplia secondo un angolo di diffusione di  $30^\circ$ . Ad ogni quota di affondamento corrisponde una differente area di diffusione ed un diverso carico distribuito. Il valore equivalente è dato dalla media del carico distribuito sull'altezza della parete. Per esempio, svolgendo i calcoli per un muro di  $8.30\text{m}$ , si può ottenere il valore di un carico uniforme equivalente di:

$$q_{\text{acc sp}} = 29.83 \text{ kN/m}^2.$$

- Azione orizzontale di frenamento  $q_3$

Il calcolo si esegue secondo la formula:

$$180\text{kN} \leq Q_3 = 0.6(2Q_{1k}) + 0.10q_{1k} \cdot w_{1L} \leq 900\text{kN}$$

Il valore dell'azione dipende dunque dalla lunghezza della parte di ponte su cui è applicato il carico  $q_{1k}$ . Il valore finale sarà esplicitato in sede di verifica.

- Azione orizzontale centrifuga  $q_4$

Considerando il raggio di curvatura dell'asse stradale ( $R=380\text{m}$ ) si applica la seguente formula:

$$Q_4 = Q_v \cdot 40 / 380$$

essendo  $Q_v$  il valore totale dovuto agli assi tandem che si trovano su tutte le corsie di carico secondo lo schema indicato in precedenza.

- Azione orizzontale dovuta al vento  $q_5$

Si considera solo il vento trasversale rispetto al ponte. Il calcolo della pressione del vento è stato effettuato secondo la normativa, in vista delle caratteristiche oro-geografiche del sito.

**CALCOLO PRESSIONE DEL VENTO**

$v_0$              $25 \text{ m/s}$   
 $q_b$              $0.39063 \text{ kN/m}^2$

Altezza  $z$          $10 \text{ m}$   
 $k_r$              $0.19$   
 $z_0$              $0.05 \text{ m}$

---

**PROGETTO DEFINITIVO**

---

zmin	4 m
ce	2.35229
cp	1
cd	1.5

q 1.37829 kN/m<sup>2</sup>

La pressione così calcolata si applica sull'altezza dell'impalcato metallico, più lo spessore della soletta più la superficie dei carichi transitanti sul ponte, assimilata ad una parete rettangolare continua di altezza 3m. L'azione del vento si scarica integralmente sulle travi collegate agli appoggi fissi.

- Azione sismica  $q_6$

L'azione sismica è calcolata considerando lo spettro di risposta elastica per una struttura caratterizzata da vita utile uguale a 100 anni e coefficiente di utilizzo uguale a 2. Si considera lo stato limite ultimo di salvaguardia della vita, secondo quanto indicato nella parte di normativa sismica relativa ai ponti, ottenendo quindi un tempo di ritorno di 1900 anni. Si considera un suolo di tipo B con caratterizzazione topografica T1. I corrispondenti parametri che consentono la definizione dello spettro sono:

Accelerazione massima - $a_g/g$	0.058
Fattore di amplificazione - $F_0$	2.816
Periodo tipico - $T_c$ (s)	0.319
Amplificazione stratigrafica - $S_s$	1.200
Traslazione stratigrafica - $C_c$	1.383
Amplificazione topografica - $S_t$	1.000

- Resistenza passiva dei vincoli  $q_7$

Considerando le caratteristiche tecnologiche dei dispositivi di appoggio più comunemente utilizzati, si assume che le resistenze passive siano uguali al 5% delle azioni verticali scaricate su ogni apparecchio di appoggio a seguito dell'applicazione dei soli carichi permanenti.

- Urto di un veicolo in svio  $q_8$

Si considera una forza orizzontale equivalente di collisione di 100 kN.

**PROGETTO DEFINITIVO**

## 5. COMBINAZIONI DI CARICO

Nelle verifiche, secondo quanto prescritto dalla normativa sui ponti, si devono considerare le seguenti combinazioni dei carichi:

### VERIFICHE AGLI SLU

Carichi	Peso Proprio	Perm. Impal.	Perm. terra	Ritiro	Accid.	Fren.	Centr.	Vento	Sisma	Res. pass.	Urto	Temp.
EQU 1	1.1	1.5	1.5	1.2	1.35	0	0	0.9	0	1.5	1.5	0.72
EQU 2	1.1	1.5	1.5	1.2	1.0125	1.35	0	0.9	0	1.5	1.5	0.72
EQU 3	1.1	1.5	1.5	1.2	1.0125	0	1.35	0.9	0	1.5	1.5	0.72
STR 1	1.35	1.5	1.5	1.2	1.35	0	0	0.9	0	1.5	1.5	0.72
STR 2	1.35	1.5	1.5	1.2	1.0125	1.35	0	0.9	0	1.5	1.5	0.72
STR 3	1.35	1.5	1.5	1.2	1.0125	0	1.35	0.9	0	1.5	1.5	0.72
SISMA	1	1	1	1	0	0	0	0	1	1	0	0.6

### VERIFICHE AGLI SLE

Carichi	Peso Proprio	Perm. Impal.	Perm. terra	Ritiro	Accid.	Fren.	Centr.	Vento	Sisma	Res. pass.	Urto	Temp.
RARA 1	1	1	1	1	1	0	0	0.6	0	1	1	0.6
RARA 2	1	1	1	1	0.75	1	0	0.6	0	1	1	0.6
RARA 3	1	1	1	1	0.75	0	1	0.6	0	1	1	0.6
FREQ 1	1	1	1	1	0.75	0	0	0	0	1	0.75	0.5
FREQ 2	1	1	1	1	0.75	0.75	0	0	0	1	0.75	0.5
FREQ 3	1	1	1	1	0.75	0	0.75	0	0	1	0.75	0.5
Q.PERM	1	1	1	1	0	0	0	0	0	1	0	0.5

Note: nelle combinazioni EQU3, STR3, RARA3, FREQ3 il carico accidentale non è applicato sul ponte ma sul rilevato a tergo delle spalle; nel caso di effetto favorevole, il coefficiente dei pesi propri e permanenti è posto uguale a 1, mentre quello degli accidentali è posto uguale a 0.

I valori delle azioni interne, calcolate con il modello strutturale indicato in precedenza e combinate secondo la tabella qui riportata, sono stati impiegati per eseguire le verifiche descritte nei prossimi paragrafi.

## 6. MODALITÀ DI VERIFICA.

### 6.1 ELEMENTI IN ACCIAIO-CALCESTRUZZO – VERIFICHE SLU.

Considerando il dimensionamento delle travi, si perviene alla classificazione di tipo 4, per cui non è possibile considerare alcuna plasticizzazione dell'acciaio. La verifica agli SLU consiste pertanto in un calcolo elastico e nel confronto delle tensioni con i valori limite, che a loro volta si ottengono dai valori caratteristici sulla base di opportuni coefficienti di sicurezza:

- acciaio per carpenteria – tensione di snervamento – coeff. 1.05
- calcestruzzo – tensione di rottura cilindrica – coeff. 1.5
- acciaio per c.a. – tensione di snervamento – coeff. 1.15

### 6.2 CONNETTORI A PIOLO – VERIFICHE SLU.

La verifica dei connettori a piolo è effettuata considerando l'azione di scorrimento massima tra soletta e trave di acciaio. Si considerano le due modalità di crisi: crisi lato calcestruzzo e crisi lato acciaio. I pioli saranno di diametro 2.2 cm e altezza 8 cm. Considerando questo dimensionamento, la resistenza di calcolo di ogni piolo risulta dai calcoli seguenti:

Connettori a piolo		
$\gamma_v$		1.25
$f_{ck}$	[MPa]	32
$E_{cm}$	[MPa]	30000
$f_t$	[MPa]	450
$d$	[mm]	22
$h$	[mm]	175
$a$		1
$P_{rda}$	[kN]	109.48
$P_{rdc}$	[kN]	110.02
<b>Prd</b>	<b>[kN]</b>	<b>109.48</b>

### 6.3 ELEMENTI IN ACCIAIO-CALCESTRUZZO – VERIFICHE SLE.

Le verifiche in esercizio consistono nel calcolo degli spostamenti della struttura e nella valutazione relativa alla loro ammissibilità.

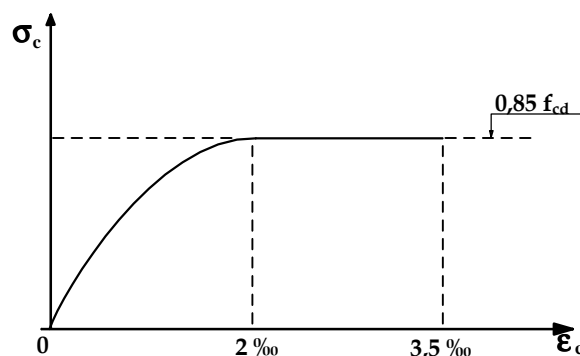
**PROGETTO DEFINITIVO**

## 6.4 ELEMENTI IN C.A. – VERIFICHE A PRESSO-FLESSIONE SLU.

Il calcolo dei diagrammi di interazione azione assiale (N) - momento flettente (M) è effettuato rispettando le seguenti ipotesi:

- conservazione delle sezioni piane;
- deformazione massima del calcestruzzo compresso pari a  $-0.0035$  nel caso di flessione semplice e composta con asse neutro reale, e variabile dal valore predetto a  $-0.002$  quando l'asse neutro, esterno alla sezione, tende all'infinito;
- deformazione massima dell'armatura tesa  $+0.01$ .

Per quanto riguarda il diagramma tensioni-deformazioni del calcestruzzo, si adotta il diagramma parabola rettangolo, rappresentato in figura, definito da un arco di parabola di secondo grado passante per l'origine, avente asse parallelo a quello delle tensioni, e da un segmento di retta parallelo all'asse delle deformazioni tangente alla parabola nel punto di sommità. Il vertice della parabola ha ascissa  $-0.002$ , l'estremità del segmento ha ascissa uguale a  $-0.0035$ . L'ordinata massima del diagramma è pari a  $0.85 f_{cd}$ .



Il valore di resistenza di progetto  $f_{cd}$  si ricava applicando il coefficiente riduttivo di sicurezza 1.5 alla resistenza caratteristica cilindrica.

Il diagramma di calcolo dell'acciaio ordinario si deduce dal diagramma caratteristico (assunto elastico-perfettamente plastico) effettuando un'affinità parallelamente alla tangente all'origine nel rapporto 1/1.15.

Le verifiche sono effettuate per via grafica, disegnando in ogni sezione la curva di interazione N-M e rappresentando su tale piano i valori di azione assiale e momento flettente risultanti dall'analisi strutturale in tutti gli elementi finiti inclusi nelle zone di verifica. Poiché tali punti risultano sempre interni alla curva di interazione, la verifica allo stato limite ultimo per presso-flessione è superata.

## 6.5 VERIFICHE A TAGLIO SLU.

### 6.5.1 Sezioni prive di armatura trasversale.

Nel caso in cui gli elementi siano sprovvisti di armature trasversali, il taglio ultimo si calcola con la seguente formula, con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente:

$$V_{Rd} = [0.18 \cdot k (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / 1.5 + 0.15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

con

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}$$

e dove

$d$  è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d)$  è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ( $\leq 0.02$ );

$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c$  è la tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0.2 f_{cd}$ );

$b_w$  è la larghezza minima della sezione(in mm).

### 6.5.2 Sezioni con armatura trasversale.

Nell'effettuare le verifiche a taglio si considera che le staffe contribuiscano al meccanismo resistente. Il valore del taglio ultimo è il minore tra quello relativo alla crisi delle diagonali compresse in calcestruzzo e quello riferito al collasso delle staffe. Il primo valore si ricava con la seguente formula:

$$V_{Rcd} = 0.90 b_w \cdot d \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

in cui compare la resistenza di progetto ridotta del calcestruzzo  $f'_{cd} = 0.5 f_{cd}$ . Il coefficiente maggiorativo  $\alpha_c$  si ottiene come segue:

$$\alpha_c = 1 \text{ per membrane non compresse;}$$

$$\alpha_c = 1 + \sigma_{cp} / f_{cd} \text{ per } 0 \leq \sigma_{cp} / f_{cd} \leq 0.25$$

$$\alpha_c = 1.25 \text{ per } 0.25 \leq \sigma_{cp} / f_{cd} \leq 0.5$$

Per quanto riguarda il collasso delle staffe, il taglio di calcolo deve risultare inferiore od al limite uguale al seguente valore:

$$V_{Rsd} = 0.90 (A_{sw}/s) \cdot d \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta)$$

In tale espressione  $A_{sw}$  è l'area delle staffe poste all'interasse  $s$ .

$d$  è l'altezza utile della sezione (in mm);

**PROGETTO DEFINITIVO**

---

$b_w$  è la larghezza minima della sezione (in mm).

$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c$  è la tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0.2 f_{cd}$ );

$\alpha$  è l'inclinazione delle staffe rispetto all'asse della trave

$\theta$  è l'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo, presa in modo che risulti  $\text{ctg}\theta = 2$ .

Le verifiche sono riassunte in tabelle.

## **6.6 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE.**

L'apertura caratteristica delle fessure è stata calcolata con la seguente formula:

$$w_m = 1.7 \varepsilon_{sm} s_{rm}$$

La deformazione media dell'acciaio è stata calcolata nell'ipotesi di effetto irrigidente del calcestruzzo con andamento iperbolico. L'ampiezza media delle fessure si può mettere in relazione al diametro medio delle barre in zona tesa e all'armatura percentuale presente nella cosiddetta "area efficace".

Le verifiche sono riassunte in tabelle.

## **6.7 STATO LIMITE DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO.**

In accordo con quanto previsto dalla normativa, il calcolo delle tensioni è stato eseguito nell'ipotesi di sezione fessurata, adottando un coefficiente di omogeneizzazione uguale a 15. Le verifiche sono riassunte in tabelle.

**PROGETTO DEFINITIVO**

## **7. STATICA LOCALE.**

In questo paragrafo si descrive il procedimento seguito per dimensionare la soletta, considerando esclusivamente la zona in cui la piattaforma stradale è più larga. In primo luogo si individuano due fasi costruttive. La Fase 1 consiste nel getto del calcestruzzo fresco sulle predalles prefabbricate, che fungono da cassero perso. Le predalles hanno la funzione di sostenere il peso del calcestruzzo fluido, oltre al proprio peso. A maturazione completata (Fase 2) la soletta acquista ruolo strutturale e deve essere in grado di sopportare tutti i carichi, inclusi il peso proprio e quello delle predalles. Nel passare da una Fase all'altra cambia lo schema statico di riferimento; in Fase 2 la soletta può considerarsi come una trave su 3 appoggi con sbalzi simmetrici. Le operazioni effettuate nel seguito faranno sempre riferimento ad una porzione di soletta profonda un metro.

### **7.1 FASE 1 – CAMPI A SBALZO.**

#### *7.1.1 Analisi dei carichi.*

E' agente solo il peso proprio. In corrispondenza delle estremità la soletta ha spessore variabile. Sul marciapiede lo spessore è 45 cm, per cui il corrispondente carico è:

$$q_{pp}^1 = 0.45 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 11.25 \text{ kN/m/m}$$

Nella restante parte lo spessore è 30 cm, quindi si trova:

$$q_{pp}^2 = 0.3 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 7.5 \text{ kN/m/m}$$

#### *7.1.2 Dimensionamento.*

Poiché l'applicazione dei carichi uniformi implica una deformazione di tipo "trave" delle predalles, le sollecitazioni sono state calcolate con riferimento ad un modello di trave a sbalzo di luce 1.39 m. Le azioni interne sono localizzate all'attacco dello sbalzo e valgono (in combinazione SLU):

$$M = -14.62 \text{ kNm/m}$$

$$V = 20.40 \text{ kN/m}$$

Le verifiche nei due correnti sono state eseguite ottemperando alle direttive di normativa. Le verifiche sono soddisfatte assumendo:

- Altezza della predalle 20 cm (distanza tra corrente teso e compresso)



**PROGETTO DEFINITIVO**

- Altezza del fondello in c.a. 5cm
- Corrente superiore (teso) costituito da 3 Ø 16 al metro
- Corrente inferiore (compresso) 6 Ø 14 al metro
- Tralicciatura inclinata 5 Ø 10 al metro.

Si ottiene infatti che l'azione massima nei correnti vale:

$$\sigma = \frac{M}{h \cdot A_{corr}} = 121.21 \text{ MPa}$$

## 7.2 FASE 1 – CAMPI INTERNI.

### 7.2.1 Analisi dei carichi.

E' agente solo il peso proprio. Lo spessore è 30 cm, quindi si trova:

$$q_{pp} = 0.3 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 7.5 \text{ kN/m/m}$$

### 7.2.2 Dimensionamento.

Poiché l'applicazione dei carichi uniformi implica una deformazione di tipo cilindrico delle predalles, le sollecitazioni sono state calcolate con riferimento ad un modello di trave semplicemente appoggiata di luce 4.2 m. Le azioni interne sono localizzate in mezzeria e valgono (in combinazione SLU):

$$M = 22.33 \text{ kNm/m}$$

$$V = 21.26 \text{ kN/m}$$

Le verifiche nei due correnti sono state eseguite ottemperando alle direttive di normativa per quanto riguarda la verifica delle aste compresse con il metodo dei coefficienti  $\chi$ . Le verifiche sono soddisfatte assumendo:

- Altezza della predalle 20 cm (distanza tra corrente teso e compresso)
- Altezza del fondello in c.a. 5cm
- Corrente superiore (teso) costituito da 3 Ø 16 al metro
- Corrente inferiore (compresso) 6 Ø 14 al metro
- Tralicciatura inclinata 5 Ø 10 al metro.

Si ottiene infatti che l'azione massima nei correnti vale:

$$\sigma = \frac{M}{h \cdot A_{corr}} = 244.03 \text{ MPa}$$

## **7.3 FASE 2.**

### *7.3.1 Analisi dei carichi.*

#### Peso proprio

Identico al caso della Fase 1.

#### Carichi permanenti

Nella mezzeria del marciapiede è situata una barriera di protezione il cui peso lineare può assumersi pari a  $1.5\text{ kN/m}$ ; bisogna inoltre considerare la presenza del cordolo, il cui peso lineare è  $1.3\text{ kN/m}$ , situato in corrispondenza dell'estremità dello sbalzo. Questi carichi sono applicati come pressioni superficiali a seguito di diffusione trasversale sulla larghezza del marciapiede (1.25 m). La pavimentazione, che fornisce una pressione superficiale uguale a  $2.2\text{ kN/m}^2$ , si trova solo nella zona non occupata dal marciapiede.

#### Carichi accidentali

Si considerano le impronte dello schema di carico 2 riportato nella normativa in Figura 5.1.2, che risultano essere le più gravose per le verifiche locali. Si tratta infatti di impronte di carico di entità 200 kN ognuna, disposte nelle posizioni tali da indurre le massime sollecitazioni sullo sbalzo, in campata e sugli appoggi. E' consentito considerare la diffusione verticale del carico a  $45^\circ$  all'interno della pavimentazione stradale e della soletta. Le verifiche sono eseguite con riferimento ad un modello di trave; i carichi accidentali, per loro natura, inducono in realtà sollecitazioni tipo piastra. Per questo motivo, si sono effettuate analisi preliminari con modelli di piastra per valutare la larghezza collaborante delle travi. Sulla base di questo valore si sono calcolati i carichi equivalenti da applicare al modello di trave.

Si considera inoltre il carico orizzontale  $q_8$  conseguente all'urto di un veicolo in svio contro la barriera. Tale carico è uguale a  $100\text{ kN}$  ed è applicato a 1.25m dal piano viario, su una lunghezza di 1m. Anche in questo caso le analisi preliminari con modello a piastra hanno consentito di valutare la larghezza di impalcato collaborante.

Si riassumono in tabella i carichi considerati nelle analisi.

#### ANALISI DEI CARICHI

---

**PROGETTO DEFINITIVO**

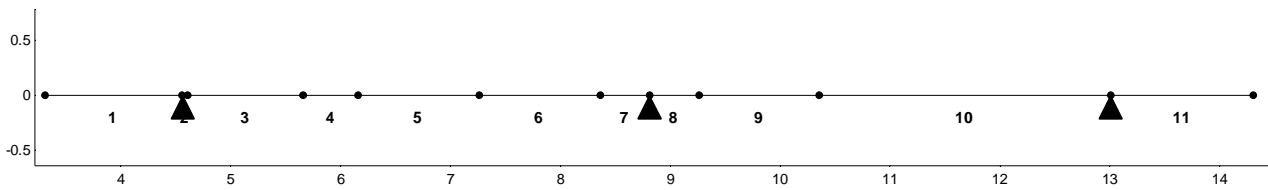
<i>Numero di travi</i>	3		
<i>Posizione delle travi (m)</i>	4.2	0	4.2
<i>Larghezza carreggiata (m)</i>	8.5		
<i>Larghezza marciapiedi (m)</i>	2.5		
<b>PESO SOLETTA</b>			
<i>Altezza carreggiata (m)</i>	0.3		
<i>Altezza marciapiedi (m)</i>	0.45		
<b>PESO SULLA CARREGGIATA (kN/m)</b>	<b>7.5</b>		
<b>PESO SUI MARCIAPIEDI (kN/m)</b>	<b>11.25</b>		
<b>CARICHI PERMANENTI</b>			
<i>Spessore pavimentazione (m)</i>	0.1		
<b>PESO MASSICCIA (kN/m)</b>	<b>2.2</b>		
<b>PESO GUARD RAIL (x4) (kN/m)</b>	<b>1.5</b>		
<b>PESO CORDOLI (x2) (kN/m)</b>	<b>1.3</b>		
<b>CARICHI ACCIDENTALI</b>			
<i>Larghezza marciapiede all'estremo caricato (m)</i>	1.25		
Dimensione trasversale impronta (m)	1.1		
Dimensione longitudinale impronta (m)	0.85		
Larghezza di impalcato collaborante	2.20		
Carico concentrato (kN)	200		
<b>CARICO DISTRIBUITO EQUIVALENTE (kN/m)</b>	<b>82.64</b>		
<b>URTO VEICOLO IN SVIO</b>			
<i>Forza concentrata (kN)</i>	100		
<i>Altezza dall'asse soletta (m)</i>	1.25		
<i>Lunghezza di azione (m)</i>	1		
Larghezza di impalcato collaborante	3		
<b>MOMENTO CONCENTRATO EQUIVALENTE (kNm)</b>	<b>41.6667</b>		
<b>FORZA CONCENTRATA EQUIVALENTE (kNm)</b>	<b>33.3333</b>		

**7.3.2 Modello di calcolo.**

La soletta è modellata come una trave continua appoggiata in corrispondenza delle travi e della rompitratta. L'analisi strutturale è condotta in campo elastico, seguendo quanto prescritto dalla normativa. La struttura è risolta adottando il metodo degli spostamenti, che consente di ottenere la soluzione esatta di telai più volte iperstatici.

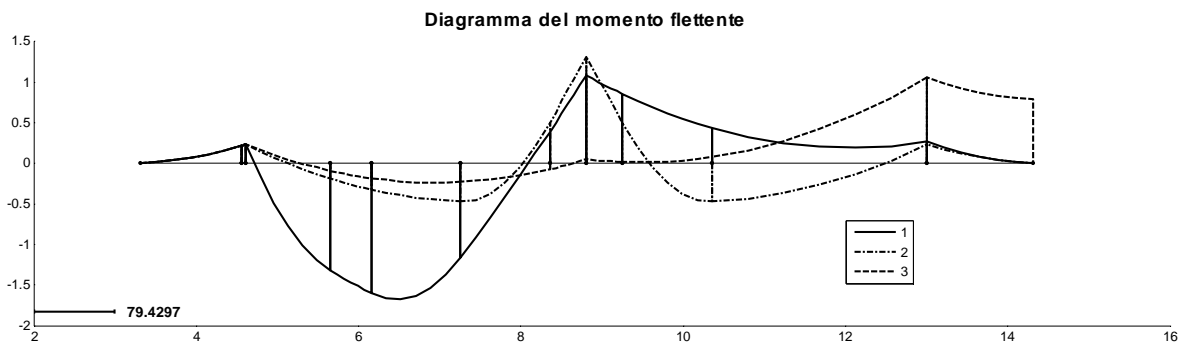
La seguente figura contiene il modello di calcolo per la struttura, evidenziando la posizione dei vincoli e la numerazione degli elementi di trave (a cui si farà riferimento nelle verifiche).

**PROGETTO DEFINITIVO**



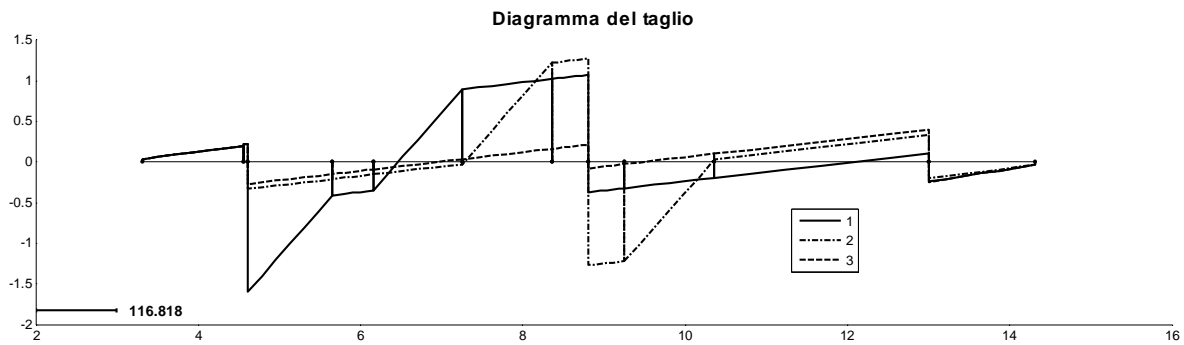
Si riportano i risultati sotto forma di diagrammi di involuppo delle azioni interne, riferendosi per brevità solo al caso delle combinazioni per le verifiche agli SLU. Le combinazioni appartengono tutte alla classe STR1 e sono differenziate dalla posizione dei carichi accidentali. Nel caso 1 i carichi accidentali sono disposti nella campata di sinistra, in modo da indurre il massimo momento che tende le fibre di sotto; nel caso 2 gli accidentali sono disposti a cavallo delle due campate per indurre il massimo momento negativo sull'appoggio centrale; nel caso 3 si considera l'azione del veicolo in svio e della folla sul marciapiede per ottenere il massimo momento all'attacco sbalzo. Le unità di misura sono:  $kN$  per azione assiale e taglio,  $kNm$  per momento flettente.

Momento flettente

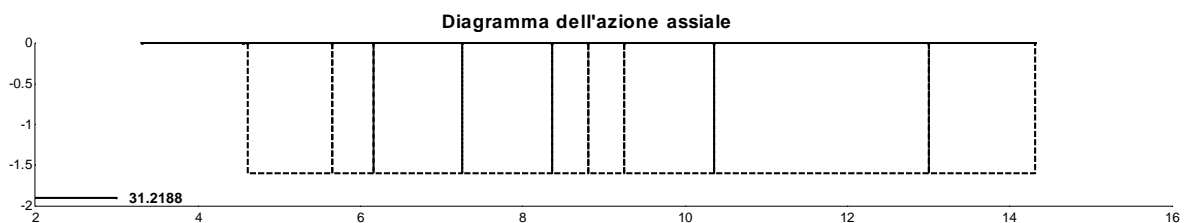


Taglio

**PROGETTO DEFINITIVO**



Azione assiale



**7.3.3 Dimensionamento.**

Le sollecitazioni calcolate possono essere sopportate entro i limiti delle tensioni ammissibili assumendo un'armatura disposta come segue:

- Armatura principale – sbalzo verso il marciapiede di servizio e adiacente campata:

Armatura superiore: 5 Ø 24 al metro (copriferro 3.5 cm)

Armatura inferiore: 5 Ø 24 al metro (copriferro 7 cm)

- Armatura principale – altrove:

Armatura superiore: 5 Ø 24 al metro (copriferro 3.5 cm)

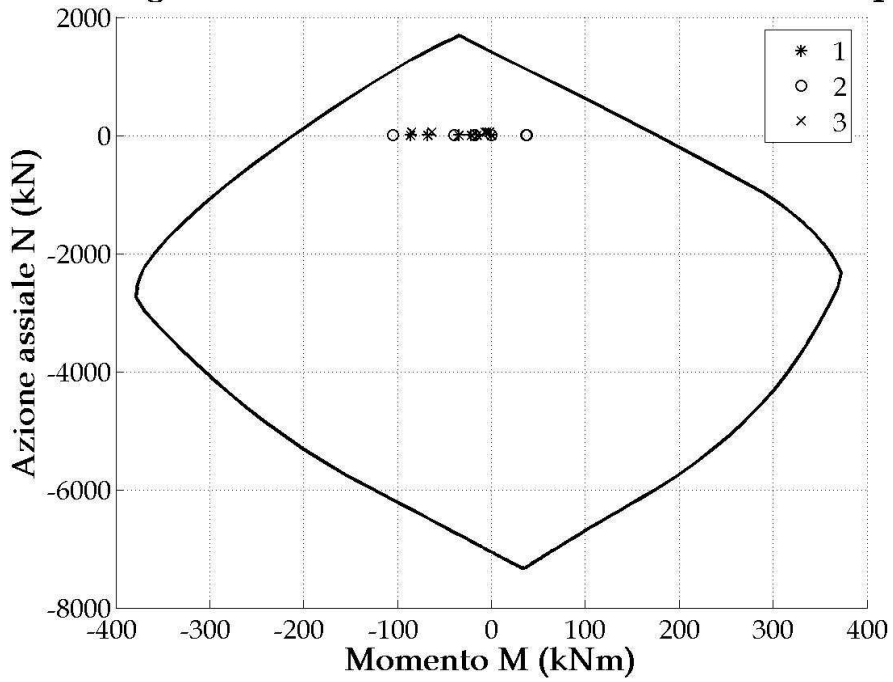
Armatura inferiore: 5 Ø 24 al metro (copriferro 7 cm)

Non si considerano staffe.

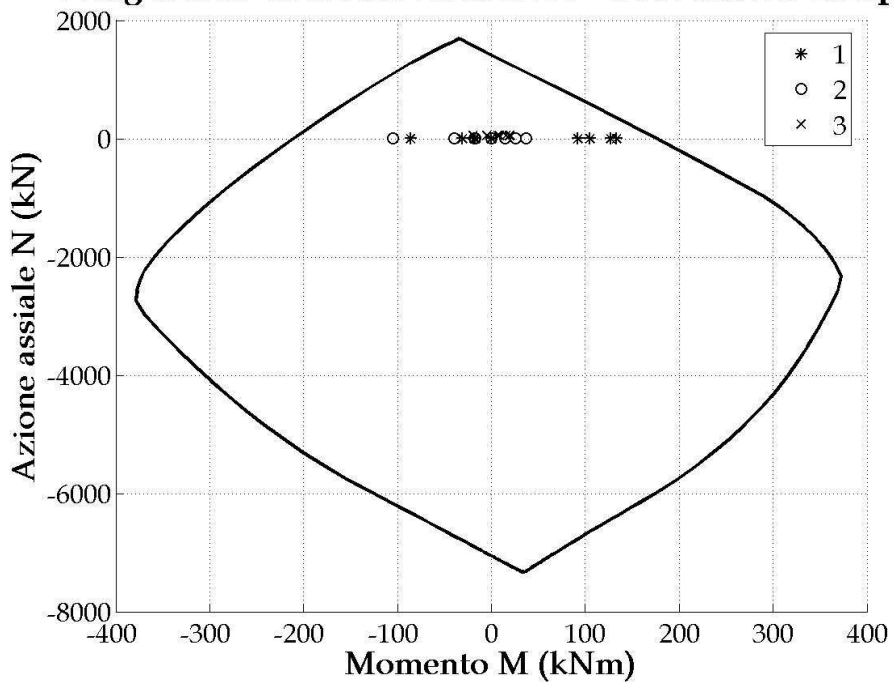
**7.3.4 Verifiche agli SLU**

Si riportano di seguito le relative verifiche statiche.

**Diagramma di interazione M-N - elset AltreCamp**



**Diagramma di interazione M-N - elset SbalzoCamp1**



**PROGETTO DEFINITIVO**

D a t i d e l l e v e r i f i c h e

Verifica a taglio - elset SbalzoCamp1

Elemento n.	1				
		Taglio di progetto		Taglio ultimo	Verifica
Estremo n.	1 Comb.	3	-4.20	170.47	OK
Estremo n.	2 Comb.	1	-23.18	182.66	OK
Elemento n.	2				
		Taglio di progetto		Taglio ultimo	Verifica
Estremo n.	1 Comb.	1	-25.43	182.66	OK
Estremo n.	2 Comb.	1	-26.11	182.66	OK
Elemento n.	3				
		Taglio di progetto		Taglio ultimo	Verifica
Estremo n.	1 Comb.	1	176.95	182.66	OK
Estremo n.	2 Comb.	1	45.71	170.47	OK
Elemento n.	4				
		Taglio di progetto		Taglio ultimo	Verifica
Estremo n.	1 Comb.	1	45.71	170.47	OK
Estremo n.	2 Comb.	1	39.00	170.47	OK
Elemento n.	5				
		Taglio di progetto		Taglio ultimo	Verifica
Estremo n.	1 Comb.	1	39.00	170.47	OK
Estremo n.	2 Comb.	1	-98.49	170.47	OK
Elemento n.	6				
		Taglio di progetto		Taglio ultimo	Verifica
Estremo n.	1 Comb.	1	-98.49	170.47	OK
Estremo n.	2 Comb.	2	-134.94	182.66	OK
Elemento n.	7				
		Taglio di progetto		Taglio ultimo	Verifica

**PROGETTO DEFINITIVO**

Estremo n.	1 Comb.	2	-134.94	182.66	OK
Estremo n.	2 Comb.	2	-140.99	182.66	OK

Verifica a taglio - elset AltreCamp

Elemento n.		8			
			Taglio di progetto	Taglio ultimo	Verifica
Estremo n.	1 Comb.	2	141.01	182.66	OK
Estremo n.	2 Comb.	2	134.97	182.66	OK

Elemento n.		9			
			Taglio di progetto	Taglio ultimo	Verifica
Estremo n.	1 Comb.	2	134.97	182.66	OK
Estremo n.	2 Comb.	1	21.83	182.66	OK

Elemento n.		10			
			Taglio di progetto	Taglio ultimo	Verifica
Estremo n.	1 Comb.	1	21.83	182.66	OK
Estremo n.	2 Comb.	3	-47.23	182.66	OK

Elemento n.		11			
			Taglio di progetto	Taglio ultimo	Verifica
Estremo n.	1 Comb.	3	28.82	182.66	OK
Estremo n.	2 Comb.	2	4.20	182.66	OK

### 7.3.5 Verifiche agli SLE

Si riportano di seguito le relative verifiche statiche.

D a t i   d e l l e   v e r i f i c h e

Verifica alla fessurazione in ambiente molto aggressivo - elset  
 SbalzoCamp1



**PROGETTO DEFINITIVO**

Elemento n. 1

	M	N	w (mm)	wu (mm)	Ver.
Combinazione F1 (frequente)					
Estremo 1	-0.00	0.00	0.0000	0.2000	OK
Combinazione QP (quasi perm.)					
Estremo 1	0.00	0.00	0.0000	0.2000	OK
Combinazione F1 (frequente)					
Estremo 2	-12.29	0.00	0.0000	0.2000	OK
Combinazione QP (quasi perm.)					
Estremo 2	-12.29	0.00	0.0000	0.2000	OK

Elemento n. 2

	M	N	w (mm)	wu (mm)	Ver.
Combinazione F1 (frequente)					
Estremo 1	-12.29	0.00	0.0000	0.2000	OK
Combinazione QP (quasi perm.)					
Estremo 1	-12.29	0.00	0.0000	0.2000	OK
Combinazione F1 (frequente)					
Estremo 2	-13.22	0.00	0.0000	0.2000	OK
Combinazione QP (quasi perm.)					
Estremo 2	-13.22	0.00	0.0000	0.2000	OK

Elemento n. 3

	M	N	w (mm)	wu (mm)	Ver.
Combinazione F1 (frequente)					
Estremo 1	-13.22	0.00	0.0000	0.2000	OK
Combinazione QP (quasi perm.)					
Estremo 1	-13.22	0.00	0.0000	0.2000	OK
Combinazione F1 (frequente)					
Estremo 2	55.32	0.00	0.1138	0.2000	OK
Combinazione QP (quasi perm.)					
Estremo 2	2.43	0.00	0.0000	0.2000	OK

Elemento n. 4

	M	N	w (mm)	wu (mm)	Ver.
Combinazione F1 (frequente)					
Estremo 1	55.32	0.00	0.1138	0.2000	OK
Combinazione QP (quasi perm.)					
Estremo 1	2.43	0.00	0.0000	0.2000	OK
Combinazione F1 (frequente)					
Estremo 2	67.93	0.00	0.1397	0.2000	OK

Collegamento tra la S.S.n.11 "Padana Superiore" a Magenta e la Tangenziale Ovest di Milano  
 Variante di Pontenuovo di Magenta

**PROGETTO DEFINITIVO**

Combinazione QP (quasi perm.)  
 Estremo 2 6.12 0.00 0.0000 0.2000 OK

Elemento n. 5

	M	N	w (mm)	wu (mm)	Ver.
Combinazione F1 (frequente)					
Estremo 1	67.93	0.00	0.1397	0.2000	OK
Combinazione QP (quasi perm.)					
Estremo 1	6.12	0.00	0.0000	0.2000	OK
Combinazione F1 (frequente)					
Estremo 2	49.63	0.00	0.1021	0.2000	OK
Combinazione QP (quasi perm.)					
Estremo 2	5.71	0.00	0.0000	0.2000	OK
Combinazione F1 (frequente)					
Ascissa 0.32	71.55	0.00	0.1514	0.2000	OK

Elemento n. 6

	M	N	w (mm)	wu (mm)	Ver.
Combinazione F1 (frequente)					
Estremo 1	49.63	0.00	0.1021	0.2000	OK
Combinazione QP (quasi perm.)					
Estremo 1	5.71	0.00	0.0000	0.2000	OK
Combinazione F1 (frequente)					
Estremo 2	-17.90	0.00	0.0000	0.2000	OK
Combinazione QP (quasi perm.)					
Estremo 2	-6.44	0.00	0.0000	0.2000	OK

Elemento n. 7

	M	N	w (mm)	wu (mm)	Ver.
Combinazione F1 (frequente)					
Estremo 1	-17.90	0.00	0.0000	0.2000	OK
Combinazione QP (quasi perm.)					
Estremo 1	-6.44	0.00	0.0000	0.2000	OK
Combinazione F2 (frequente)					
Estremo 2	-58.69	0.00	0.0585	0.2000	OK
Combinazione QP (quasi perm.)					
Estremo 2	-14.80	0.00	0.0000	0.2000	OK

Verifica alla fessurazione in ambiente molto aggressivo - elset  
 AltreCamp

Collegamento tra la S.S.n.11 "Padana Superiore" a Magenta e la Tangenziale Ovest di Milano  
 Variante di Pontenuovo di Magenta

**PROGETTO DEFINITIVO**

---

Elemento n. 8					
	M	N	w (mm)	wu (mm)	Ver.
Combinazione F2 (frequente)					
Estremo 1	-58.69	0.00	0.0585	0.2000	OK
Combinazione QP (quasi perm.)					
Estremo 1	-14.80	0.00	0.0000	0.2000	OK
Combinazione F1 (frequente)					
Estremo 2	-37.06	0.00	0.0000	0.2000	OK
Combinazione QP (quasi perm.)					
Estremo 2	-6.44	0.00	0.0000	0.2000	OK

Elemento n. 9					
	M	N	w (mm)	wu (mm)	Ver.
Combinazione F1 (frequente)					
Estremo 1	-37.06	0.00	0.0000	0.2000	OK
Combinazione QP (quasi perm.)					
Estremo 1	-6.44	0.00	0.0000	0.2000	OK
Combinazione F1 (frequente)					
Estremo 2	-16.37	0.00	0.0000	0.2000	OK
Combinazione QP (quasi perm.)					
Estremo 2	5.73	0.00	0.0000	0.2000	OK

Elemento n. 10					
	M	N	w (mm)	wu (mm)	Ver.
Combinazione F1 (frequente)					
Estremo 1	-16.37	0.00	0.0000	0.2000	OK
Combinazione QP (quasi perm.)					
Estremo 1	5.73	0.00	0.0000	0.2000	OK
Combinazione F1 (frequente)					
Estremo 2	-14.73	0.00	0.0000	0.2000	OK
Combinazione QP (quasi perm.)					
Estremo 2	-13.15	0.00	0.0000	0.2000	OK

Elemento n. 11					
	M	N	w (mm)	wu (mm)	Ver.
Combinazione F1 (frequente)					
Estremo 1	-14.73	0.00	0.0000	0.2000	OK
Combinazione QP (quasi perm.)					
Estremo 1	-13.15	0.00	0.0000	0.2000	OK
Combinazione F1 (frequente)					
Estremo 2	-0.00	0.00	0.0000	0.2000	OK
Combinazione QP (quasi perm.)					
Estremo 2	-0.00	0.00	0.0000	0.2000	OK

---

Collegamento tra la S.S.n.11 "Padana Superiore" a Magenta e la Tangenziale Ovest di Milano  
 Variante di Pontenuovo di Magenta

**PROGETTO DEFINITIVO**

D a t i d e l l e v e r i f i c h e

Verifica alle tensioni in ambiente molto aggressivo - elset SbalzoCamp1

Elemento n. 1		M	N	Tens. cls		Tens. acc.		Fat.	Ver.
				effett.	limite	effett.	limite		
Combinazione F1 (rara)									
Estremo	1	-0.00	0.00	-0.00	-19.92	0.00	344.00	1.00	OK
Combinazione QP (quasi permanente)									
Estremo	1	0.00	0.00	-0.00	-14.94	0.00	344.00	1.00	OK
Combinazione F1 (rara)									
Estremo	2	-12.29	0.00	-0.90	-19.92	23.52	344.00	1.00	OK
Combinazione QP (quasi permanente)									
Estremo	2	-12.29	0.00	-0.90	-14.94	23.52	344.00	1.00	OK
Elemento n. 2		M	N	Tens. cls		Tens. acc.		Fat.	Ver.
				effett.	limite	effett.	limite		
Combinazione F3 (rara)									
Estremo	1	-12.29	0.00	-0.90	-19.92	23.52	344.00	1.00	OK
Combinazione QP (quasi permanente)									
Estremo	1	-12.29	0.00	-0.90	-14.94	23.52	344.00	1.00	OK
Combinazione F1 (rara)									
Estremo	2	-13.22	0.00	-0.97	-19.92	25.30	344.00	1.00	OK
Combinazione QP (quasi permanente)									
Estremo	2	-13.22	0.00	-0.97	-14.94	25.30	344.00	1.00	OK
Elemento n. 3		M	N	Tens. cls		Tens. acc.		Fat.	Ver.
				effett.	limite	effett.	limite		
Combinazione F1 (rara)									
Estremo	1	-13.22	0.00	-0.97	-19.92	25.30	344.00	1.00	OK
Combinazione F3 (rara)									
Estremo	1	-13.22	33.30	-0.88	-19.92	31.74	344.00	1.00	OK
Combinazione QP (quasi permanente)									
Estremo	1	-13.22	0.00	-0.97	-14.94	25.30	344.00	1.00	OK
Combinazione F1 (rara)									
Estremo	2	77.65	0.00	-6.20	-19.92	170.03	344.00	1.00	OK
Combinazione QP (quasi permanente)									
Estremo	2	2.43	0.00	-0.19	-14.94	5.32	344.00	1.00	OK
Elemento n. 4		M	N	Tens. cls		Tens. acc.		Fat.	Ver.
				effett.	limite	effett.	limite		
Combinazione F1 (rara)									
Estremo	1	77.65	0.00	-6.20	-19.92	170.03	344.00	1.00	OK
Combinazione QP (quasi permanente)									

Collegamento tra la S.S.n.11 "Padana Superiore" a Magenta e la Tangenziale Ovest di Milano

Variante di Pontenuovo di Magenta

**PROGETTO DEFINITIVO**

---

Estremo	1	2.43	0.00	-0.19	-14.94	5.32	344.00	1.00	OK
Combinazione F1 (rara)									
Estremo	2	94.02	0.00	-7.50	-19.92	205.88	344.00	1.00	OK
Combinazione QP (quasi permanente)									
Estremo	2	6.12	0.00	-0.49	-14.94	13.40	344.00	1.00	OK

Elemento n. 5

	M	N	Tens. effett.	cls limite	Tens. effett.	acc. limite	Fat.	Ver.	
Combinazione F1 (rara)									
Estremo	1	94.02	0.00	-7.50	-19.92	205.88	344.00	1.00	OK
Combinazione QP (quasi permanente)									
Estremo	1	6.12	0.00	-0.49	-14.94	13.40	344.00	1.00	OK
Combinazione F1 (rara)									
Estremo	2	68.16	0.00	-5.44	-19.92	149.26	344.00	1.00	OK
Combinazione QP (quasi permanente)									
Estremo	2	5.71	0.00	-0.46	-14.94	12.50	344.00	1.00	OK
Combinazione F1 (rara)									
Ascissa 0.31		98.72	0.00	-7.88	-19.92	216.16	344.00	1.00	OK
Combinazione QP (quasi perm.)									
Ascissa 0.51		7.39	0.00	-0.59	-14.94	16.18	344.00	1.00	OK

Elemento n. 6

	M	N	Tens. effett.	cls limite	Tens. effett.	acc. limite	Fat.	Ver.	
Combinazione F1 (rara)									
Estremo	1	68.16	0.00	-5.44	-19.92	149.26	344.00	1.00	OK
Combinazione QP (quasi permanente)									
Estremo	1	5.71	0.00	-0.46	-14.94	12.50	344.00	1.00	OK
Combinazione F2 (rara)									
Estremo	2	-28.94	0.00	-2.12	-19.92	55.38	344.00	1.00	OK
Combinazione QP (quasi permanente)									
Estremo	2	-6.44	0.00	-0.47	-14.94	12.33	344.00	1.00	OK
Combinazione F2 (rara)									
Ascissa 0.03		27.54	0.00	-2.20	-19.92	60.30	344.00	1.00	OK

Elemento n. 7

	M	N	Tens. effett.	cls limite	Tens. effett.	acc. limite	Fat.	Ver.	
Combinazione F2 (rara)									
Estremo	1	-28.94	0.00	-2.12	-19.92	55.38	344.00	1.00	OK
Combinazione QP (quasi permanente)									
Estremo	1	-6.44	0.00	-0.47	-14.94	12.33	344.00	1.00	OK
Combinazione F2 (rara)									
Estremo	2	-77.23	0.00	-5.66	-19.92	147.81	344.00	1.00	OK
Combinazione QP (quasi permanente)									
Estremo	2	-14.80	0.00	-1.08	-14.94	28.32	344.00	1.00	OK

Verifica alle tensioni in ambiente molto aggressivo - elset AltreCamp

Elemento n. 8

	M	N	Tens. effett.	cls limite	Tens. effett.	acc. limite	Fat.	Ver.	
Combinazione F2 (rara)									

---

## PROGETTO DEFINITIVO

Estremo	1	-77.23	0.00	-5.66	-19.92	147.81	344.00	1.00	OK
Combinazione	QP (quasi permanente)								
Estremo	1	-14.80	0.00	-1.08	-14.94	28.32	344.00	1.00	OK
Combinazione	F1 (rara)								
Estremo	2	-50.01	0.00	-3.67	-19.92	95.72	344.00	1.00	OK
Combinazione	QP (quasi permanente)								
Estremo	2	-6.44	0.00	-0.47	-14.94	12.32	344.00	1.00	OK

## Elemento n. 9

	M	N	Tens. effett.	cls limite	Tens. effett.	acc. limite	Fat.	Ver.	
Combinazione	F1 (rara)								
Estremo	1	-50.01	0.00	-3.67	-19.92	95.72	344.00	1.00	OK
Combinazione	QP (quasi permanente)								
Estremo	1	-6.44	0.00	-0.47	-14.94	12.32	344.00	1.00	OK
Combinazione	F2 (rara)								
Estremo	2	27.53	0.00	-2.20	-19.92	60.28	344.00	1.00	OK
Combinazione	QP (quasi permanente)								
Estremo	2	5.73	0.00	-0.46	-14.94	12.55	344.00	1.00	OK
Combinazione	F2 (rara)								
Ascissa 1.07		27.56	0.00	-2.20	-19.92	60.35	344.00	1.00	OK

## Elemento n. 10

	M	N	Tens. effett.	cls limite	Tens. effett.	acc. limite	Fat.	Ver.	
Combinazione	F2 (rara)								
Estremo	1	27.53	0.00	-2.20	-19.92	60.28	344.00	1.00	OK
Combinazione	QP (quasi permanente)								
Estremo	1	5.73	0.00	-0.46	-14.94	12.55	344.00	1.00	OK
Combinazione	F3 (rara)								
Estremo	2	-56.93	33.30	-4.09	-19.92	115.28	344.00	1.00	OK
Combinazione	QP (quasi permanente)								
Estremo	2	-13.15	0.00	-0.96	-14.94	25.16	344.00	1.00	OK
Combinazione	F1 (rara)								
Ascissa 1.73		-11.16	0.00	-0.82	-19.92	21.35	344.00	1.00	OK
Combinazione	QP (quasi perm.)								
Ascissa 0.59		7.42	0.00	-0.59	-14.94	16.26	344.00	1.00	OK

## Elemento n. 11

	M	N	Tens. effett.	cls limite	Tens. effett.	acc. limite	Fat.	Ver.	
Combinazione	F3 (rara)								
Estremo	1	-56.93	33.30	-4.09	-19.92	115.28	344.00	1.00	OK
Combinazione	QP (quasi permanente)								
Estremo	1	-13.15	0.00	-0.96	-14.94	25.16	344.00	1.00	OK
Combinazione	F3 (rara)								
Estremo	2	-41.67	33.30	-2.98	-19.92	86.09	344.00	1.00	OK
Combinazione	QP (quasi permanente)								
Estremo	2	-0.00	0.00	-0.00	-14.94	0.00	344.00	1.00	OK

## **8. STATICA GLOBALE.**

### **8.1 RIEPILOGO FASI COSTRUTTIVE.**

Ai fini del calcolo delle caratteristiche geometriche delle travi, dell'analisi delle sollecitazioni e, infine, delle verifiche sezionali, bisogna considerare con attenzione le situazioni transitorie che si prevede la struttura debba sopportare nel processo costruttivo.

Le fasi si succedono nella seguente maniera:

- Fase 1 – Posa in opera della trave di acciaio e dei traversi.

In questa fase si considerano le travi soggette al peso proprio dell'acciaio. La sezione reagente è costituita dalla sola trave.

- Fase 2 – Posa in opera della soletta.

In questa fase si effettua il getto della soletta in calcestruzzo. I carichi agenti sono dovuti alla soletta, lo schema statico è quello di sezione aperta costituita dalle travi (senza soletta omogeneizzata) e dai traversi. La sezione reagente è ancora rappresentata dalla sola trave.

- Fase 3 – Posa in opera finiture.

I carichi agenti sono dovuti alla pavimentazione e ai manufatti di finitura; in questa fase la soletta è da considerarsi collaborante con le travi; dal momento che si tratta di carichi di lunga durata, per tenere in conto l'effetto della viscosità nella redistribuzione tensionale, si considera un coefficiente di omogeneizzazione  $n = 21$ , coerentemente con quanto prescritto nella normativa e con il valore del coefficiente finale di viscosità.

- Fase 4 – Effetto del ritiro.

In questa fase si considerano gli effetti primari e secondari del ritiro del calcestruzzo. Inoltre si applicano gli effetti secondari della viscosità. La sezione reagente è identica alla fase precedente, trattandosi anche in questo caso di carichi di lunga durata.

- Fase 5 – Intervento dei carichi accidentali e delle variazioni termiche.

Trattandosi di carichi per loro natura di breve durata, si considera una sezione reagente costituita dalle travi con la soletta omogeneizzata, considerando un coefficiente di omogeneizzazione  $n = 7$ .

## **8.2 MODELLI DI CALCOLO**

Benché il tracciato mostri una curvatura, le travi hanno andamento rettilineo e luce di calcolo uguale a 22m.

Nelle Fasi 1 e 2 si considera la singola trave isolata, con schema di trave su due appoggi. Le cose cambiano nelle fasi successive, perché il montaggio dei traversi e il getto della soletta consentono di considerare la trave di impalcato come una sezione mista acciaio – calcestruzzo con travi collaboranti. La risposta dell'impalcato (e in particolare la distribuzione dei carichi sulle travi) è calcolata applicando il metodo di Engesser-Courbon, che rappresenta il miglior compromesso tra semplicità applicativa e aderenza alla realtà fisica del problema.

L'analisi strutturale è condotta in campo elastico, seguendo quanto prescritto dalla normativa. La struttura è risolta adottando il metodo degli spostamenti, che consente di ottenere la soluzione esatta di telai più volte iperstatici.

## **8.3 MODALITÀ DI APPLICAZIONE DEI CARICHI.**

### **Peso proprio travi e traversi**

Il peso della singola trave è variabile sulla lunghezza, in quanto varia l'area della sezione trasversale nel passare da un concio all'altro. Considerando un concio alla volta, il carico ottenuto moltiplicando l'area della sezione per il peso specifico dell'acciaio si considera distribuito sui corrispondenti elementi finiti in cui si suddivide la struttura.

Per quanto riguarda i traversi, i corrispondenti carichi concentrati sono trasformati in un carico distribuito equivalente, inglobato nell'incremento di peso delle travi secondo quanto indicato nel paragrafo dedicato all'analisi dei carichi.

La tabella riportata più avanti illustra il carico lineare medio relativo al peso proprio.

### **Peso della soletta**

Il peso della soletta, considerando il ringrosso sullo sbalzo, viene applicato considerando una distribuzione uniforme sulle travi.

### **Carichi permanenti**

I carichi dovuti a pavimentazione, cordolo e guard rail vengono applicati considerando una distribuzione uniforme sulle travi.

---



**PROGETTO DEFINITIVO**

---

**Effetti della temperatura**

La variazione termica sulla sezione non dà alcun effetto sulla statica della trave, che è isostatica.

**Ritiro**

Gli effetti primari e secondari del ritiro sono stati considerati applicando un metodo analogo a quello seguito per gli effetti termici, applicando alla soletta una diminuzione di temperatura equivalente calcolata come segue:

$$\Delta T_{sol} = \varepsilon_{r\infty} / \alpha_c = 22^\circ C$$

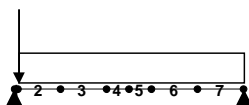
**Carichi accidentali**

Si considerano agenti le colonne di carico così come definite nella Normativa

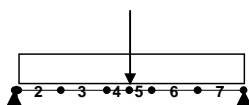
Per quanto riguarda la distribuzione trasversale, la larghezza della sede stradale consente di posizionare più colonne di carico, come meglio specificato nella tabella riportata più avanti. Volendo massimizzare le azioni torcenti sulla trave si è deciso di posizionare la prima con il carico intero situata a un estremo sinistro della carreggiata e le altre subito accanto alla prima con entità a scalare.

La disposizione longitudinale del carico sarà differente a seconda della sezione in cui si effettua la verifica:

Disp. 1 - Verifica a taglio sull'appoggio:



Disp. 2 - Verifica a momento in campata:



**PROGETTO DEFINITIVO**

Si riassumono in tabella i carichi considerati nelle analisi.

**ANALISI DEI CARICHI**

<i>Numero di travi</i>	3		
<i>Posizione delle travi (m)</i>	4.2	0	-4.2
<i>Larghezza carreggiata (m)</i>	8.5		
<i>Larghezza marciapiedi (m)</i>	2.5		

**PESO PROPRIO**

<i>Area della singola trave (m<sup>2</sup>)</i>	0.06709
<i>Peso specifico incrementato (kN/m<sup>3</sup>)</i>	90.275
<b>TOTALE PER TRAVE (kN/m)</b>	<b>6.05655</b>

**PESO SOLETTA**

<i>Altezza carreggiata (m)</i>	0.3
<i>Altezza marciapiedi (m)</i>	0.45
Totale (kN/m)	91.875
<b>TOTALE PER TRAVE (kN/m)</b>	<b>30.625</b>

**CARICHI PERMANENTI**

<i>Spessore pavimentazione (m)</i>	0.1
<i>Guard-rail (kN/m)</i>	6
<i>Cordoli (kN/m)</i>	2.6
Totale (kN/m)	27.3
<b>TOTALE PER TRAVE (kN/m)</b>	<b>9.1</b>

**CARICHI ACCIDENTALI**

Numero di colonne	2		
<i>Eccentricità del bordo carreggiata (m)</i>	4.25		
Larghezza colonne (m)	3		
Eccentricità delle colonne (m)	2.75	-0.25	
Carichi concentrati (kN)	600	400	0
Carichi distribuiti (kN/m)	27	7.5	
<b>TOTALE CARICHI CONC. PER TRAVE (kN)</b>	<b>517.857</b>	<b>333.333</b>	<b>148.81</b>
<b>TOTALE CARICHI DISTR. PER TRAVE (kN/m)</b>	<b>19.9673</b>	<b>13.5833</b>	<b>7.1994</b>

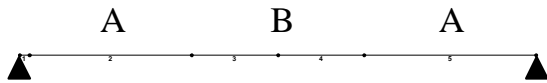
## 8.4 DIMENSIONAMENTO E VERIFICHE TENSIONALI AGLI SLU.

### 8.4.1 Verifica delle travi.

Sulla base delle azioni interne calcolate a seguito dell'applicazione dei succitati carichi, si è pervenuto al seguente dimensionamento per i vari conci di trave, che sono disposti come indicato nelle figure.

Nelle tabelle che seguono si riassumono anche le verifiche nelle sezioni più sollecitate.

**PROGETTO DEFINITIVO**



**Caratteristiche geometriche della sezione - Concio A**

Altezza sezione metallica	H	(cm)	110		
Spessore ala superiore	s <sub>sup</sub>	(cm)	2.5		
Larghezza ala superiore	b <sub>sup</sub>	(cm)	60		
Spessore ala inferiore	s <sub>inf</sub>	(cm)	4		
Larghezza ala inferiore	b <sub>inf</sub>	(cm)	80		
Spessore anima	s <sub>anima</sub>	(cm)	2		
Larghezza soletta collaborante	b <sub>sol</sub>	(cm)	340		
Altezza soletta collaborante	H <sub>sol</sub>	(cm)	30		
Larghezza soletta ritiro	b <sub>rit</sub>	(cm)	367		
				Solo trave	Trave+Sol. (n=7)
					Trave+Sol. (n=21)
Area	A*	(cm <sup>2</sup> )	677	2134.14	1162.71
Distanza baricentro bordo inferiore	y*	(cm)	42.09	98.70	76.72
Inerzia	I*	(cm <sup>4</sup> )	1404756.3	4691756.5	3385399
Modulo di resistenza lembo sup.	W <sub>s</sub> *	(cm <sup>3</sup> )	-20684.58	-415125.8	-101734.2
Modulo di resistenza lembo inf.	W <sub>i</sub> *	(cm <sup>3</sup> )	33377.61	47536.50	44124.90
Modulo di resist. lembo sup. sol.	W <sub>sol</sub> *	(cm <sup>3</sup> )	0.00	-113596.32	-53501.34
Momento statico nel baricentro	S <sub>1</sub> *	(cm <sup>3</sup> )	14278.37	39911.07	29200.04
Momento statico filo soletta	S <sub>2</sub> *	(cm <sup>3</sup> )	0.00	38325.79	23448.78

**Azioni: max T**

	M (kNm)	N (kN)	T (kN)
Peso proprio acciaio	0.00	0.00	92.07
Peso soletta	0.00	0.00	454.86
Carichi permanenti	0.00	0.00	150.15
Ritiro - effetti primari	1401.96	-2904.00	0.00
Ritiro - effetti secondari	0.00	0.00	0.00
Effetti termici	0.00	0.00	0.00
Carichi accidentali	0.00	0.00	977.31

**Tensioni**

		σ (MPa)	τ (MPa)	σ <sub>eq</sub> (MPa)
Fase 1	super.	0.000	0.000	0.000
	infer.	0.000	0.000	0.000
	baric.	0.000	4.679	8.105
Fase 2	super.	0.000	0.000	0.000
	infer.	0.000	0.000	0.000
	baric.	0.000	27.796	48.143
Fase 3	sup.sol.	0.000	0.000	0.000
	super.	0.000	5.200	9.007
	infer.	0.000	0.000	0.000
Fase 4	baric.	0.000	34.271	59.359
	sup.sol.	0.174	0.000	0.174
	super.	-38.757	5.200	39.789
Fase 5	infer.	6.797	0.000	6.797
	baric.	-24.976	34.271	64.400
	sup.sol.	0.174	0.000	0.174
Fase 5	super.	-38.757	45.117	87.228
	infer.	6.797	0.000	6.797
	baric.	-24.976	75.839	133.710

**PROGETTO DEFINITIVO**

Azione di scorrimento	$F_s$	(kN/m)	1516.78
Numero di pioli	$n_p$	()	5
Interasse dei pioli	$i_p$	(m)	0.15
Azione su ogni piolo	$F_p$	(kN)	45.50

**Azioni: max M**

	M (kNm)	N (kN)	T (kN)
Peso proprio acciaio	355.73	0.00	50.22
Peso soletta	1757.40	0.00	248.10
Carichi permanenti	580.13	0.00	81.90
Ritiro - effetti primari	1401.96	-2904.00	0.00
Ritiro - effetti secondari	0.00	0.00	0.00
Effetti termici	0.00	0.00	0.00
Carichi accidentali	2895.75	0.00	511.65

**Tensioni**

		$\sigma$ (MPa)	$\tau$ (MPa)	$\sigma_{eq}$ (MPa)
Fase 1	super.	-17.198	0.000	17.198
	infer.	10.658	0.000	10.658
	baric.	0.000	2.552	4.421
Fase 2	super.	-102.160	0.000	102.160
	infer.	63.310	0.000	63.310
	baric.	0.000	15.161	26.260
Fase 3	sup.sol.	-0.516	0.000	0.516
	super.	-107.862	2.836	107.974
	infer.	76.457	0.000	76.457
	baric.	0.000	18.693	32.378
Fase 4	sup.sol.	-0.343	0.000	0.343
	super.	-146.619	2.836	146.701
	infer.	83.254	0.000	83.254
	baric.	-24.976	18.693	40.892
Fase 5	sup.sol.	-3.984	0.000	3.984
	super.	-153.594	23.734	159.000
	infer.	144.170	0.000	144.170
	baric.	-24.976	40.455	74.389

Azione di scorrimento	$F_s$	(kN/m)	809.11
Numero di pioli	$n_p$	()	5
Interasse dei pioli	$i_p$	(m)	0.15
Azione su ogni piolo	$F_p$	(kN)	24.27

**PROGETTO DEFINITIVO****Caratteristiche geometriche della sezione - Concio B**

Altezza sezione metallica	H	(cm)	110
Spessore ala superiore	S <sub>sup</sub>	(cm)	3
Larghezza ala superiore	b <sub>sup</sub>	(cm)	60
Spessore ala inferiore	S <sub>inf</sub>	(cm)	4
Larghezza ala inferiore	b <sub>inf</sub>	(cm)	80
Spessore anima	S <sub>anima</sub>	(cm)	1.6
Larghezza soletta collaborante	b <sub>sol</sub>	(cm)	340
Altezza soletta collaborante	H <sub>sol</sub>	(cm)	30
Larghezza soletta ritiro	b <sub>rit</sub>	(cm)	367

		Solo trave	Trave+Sol. (n=7)	Trave+Sol. (n=21)	
Area	A*	(cm <sup>2</sup> )	664.8	2121.94	1150.51
Distanza baricentro bordo inferiore	y*	(cm)	44.10	99.65	78.25
Inerzia	I*	(cm <sup>4</sup> )	1481372	4578634.2	3354751.6
Modulo di resistenza lembo sup.	W <sub>s</sub> *	(cm <sup>3</sup> )	-22478.43	-442534.3	-105670.0
Modulo di resistenza lembo inf.	W <sub>i</sub> *	(cm <sup>3</sup> )	33592.67	45945.49	42870.82
Modulo di resist. lembo sup. sol.	W <sub>sol</sub> *	(cm <sup>3</sup> )	0.00	-113483.11	-54330.21
Momento statico nel baricentro	S <sub>1</sub> *	(cm <sup>3</sup> )	14757.67	38568.84	28811.57
Momento statico filo soletta	S <sub>2</sub> *	(cm <sup>3</sup> )	0.00	36933.32	22705.90

**Azioni: max M**

	M (kNm)	N (kN)	T (kN)
Peso proprio acciaio	641.39	0.00	0.00
Peso soletta	2501.70	0.00	0.00
Carichi permanenti	825.83	0.00	0.00
Ritiro - effetti primari	1357.55	-2904.00	0.00
Ritiro - effetti secondari	0.00	0.00	0.00
Effetti termici	0.00	0.00	0.00
Carichi accidentali	5479.65	0.00	0.00

**Tensioni**

		σ (MPa)	τ (MPa)	σ <sub>eq</sub> (MPa)
Fase 1	super.	-28.533	0.000	28.533
	infer.	19.093	0.000	19.093
	baric.	0.000	0.000	0.000
Fase 2	super.	-139.827	0.000	139.827
	infer.	93.565	0.000	93.565
	baric.	0.000	0.000	0.000
Fase 3	sup.sol.	-0.724	0.000	0.724
	super.	-147.642	0.000	147.642
	infer.	112.828	0.000	112.828
	baric.	0.000	0.000	0.000
Fase 4	sup.sol.	-0.505	0.000	0.505
	super.	-185.730	0.000	185.730
	infer.	119.253	0.000	119.253
	baric.	-25.241	0.000	25.241
Fase 5	sup.sol.	-7.403	0.000	7.403
	super.	-198.112	0.000	198.112
	infer.	238.517	0.000	238.517
	baric.	-25.241	0.000	25.241

Azione di scorrimento F<sub>s</sub> (kN/m) 0.00

**PROGETTO DEFINITIVO**

---

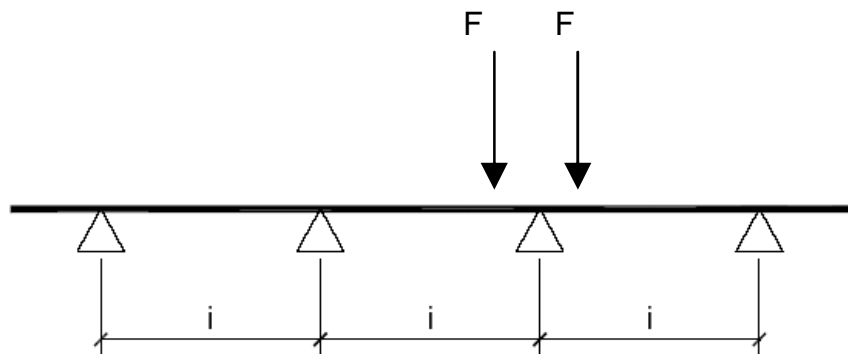
Numero di pioli	$n_p$	()	3
Interasse dei pioli	$i_p$	(m)	30
Azione su ogni piolo	$F_p$	(kN)	0.00

Nell'eseguire le verifiche si considerano le tensioni normali e tangenziali, nonché quelle equivalenti secondo Mises, a seguito dell'applicazione dei carichi nelle varie fasi descritte in precedenza. Si ottiene che, in ogni fase e in ogni punto della sezione considerato, la tensione equivalente risulta essere inferiore al valore limite, riportato nel paragrafo sui materiali.

#### 8.4.2 Verifica dei traversi.

Coerentemente con il metodo di Engesser-Courbon, adottato per il calcolo della distribuzione trasversale dei carichi accidentali, il traverso viene schematizzato come un elemento rigido vincolato su appoggi elastici situati in corrispondenza delle travi principali.

L'azione verticale agente sulla sezione del traverso si calcola considerando la statica longitudinale come indicato in figura:



Il simbolo  $i$  indica l'interasse dei traversi, in questo caso uguale a 3m. Si indica con  $R$  la reazione che grava sul traverso. Tale forza, in corrispondenza delle tre colonne di carico, assume i seguenti valori:

$$R_1 = 2 \cdot 150kN \frac{i-0.6m}{i} = 240kN$$

$$R_2 = 2 \cdot 100kN \frac{i-0.6m}{i} = 160kN$$

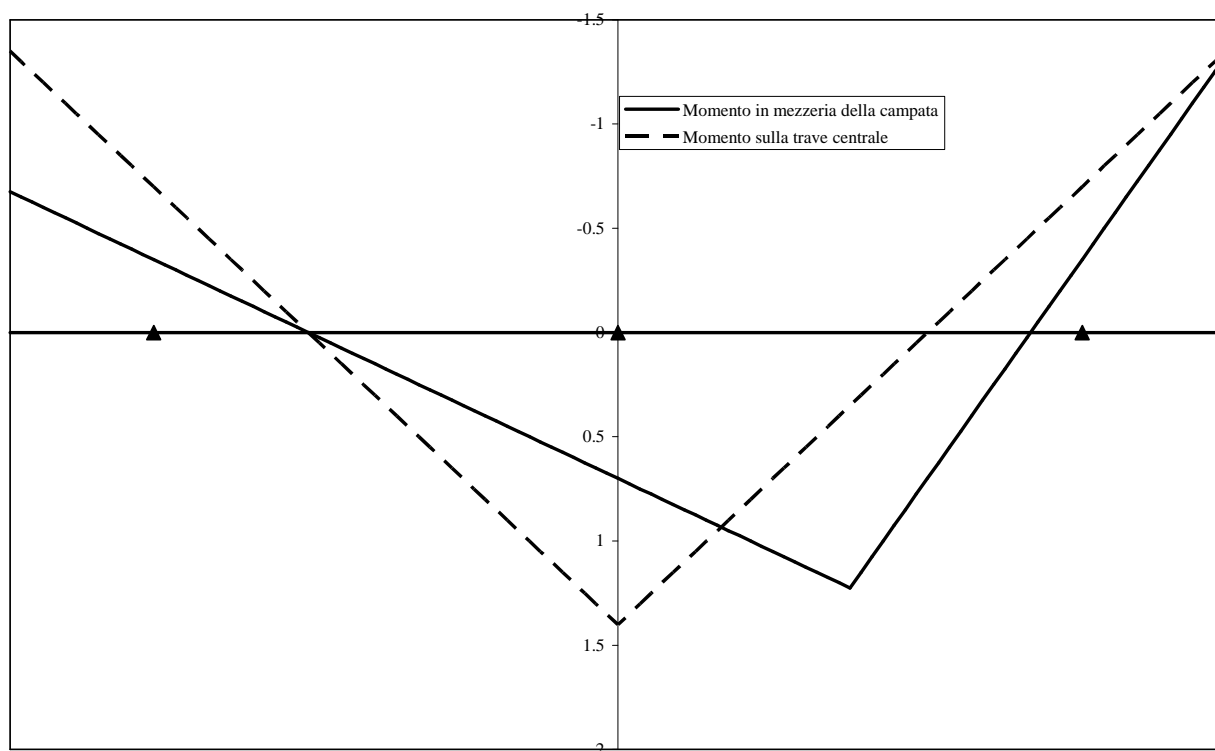
$$R_3 = 2 \cdot 50kN \frac{i-0.6m}{i} = 80kN$$

Queste forze si applicano trasversalmente con interasse di 2m all'interno della colonna, considerando che la distanza trasversale tra i baricentri delle colonne è uguale a 3m.

**PROGETTO DEFINITIVO**

**Verifica a flessione**

Per distribuire trasversalmente i carichi legati alle colonne di carico si considerano le linee di influenza del momento flettente nel traverso in due sezioni critiche, cioè la sezione di mezzeria fra la trave laterale e quella centrale e la sezione in corrispondenza della trave centrale.



Si può facilmente verificare che l'effetto massimo per il momento positivo si ottiene sull'appoggio centrale, disponendo la colonna 1 subito a sinistra di tale punto e la colonna 2 subito a destra. Si ottiene così:

$$M_{+} = 777.6kNm$$

Il momento flettente così calcolato si distribuisce fra gli elementi della travatura reticolare che rappresenta il traverso. L'elemento da sottoporre a verifica è il corrente inferiore, dato che superiormente si trova la soletta in c.a. che assorbe lo sforzo di compressione. Considerando il braccio fra gli elementi della travatura reticolare uguale alla distanza fra il baricentro del corrente inferiore ed il baricentro della soletta, si ottiene la seguente forza nel corrente inferiore:

**PROGETTO DEFINITIVO**

---

$$F = \frac{777.6kNm}{1.161m} = 669.8kN$$

Il corrente inferiore è costituito da due angolari metallici 100x100x12, la cui area netta (depurata dai fori per i bulloni M20) vale 17.54cm<sup>2</sup>. Si ottiene quindi:

$$\sigma = \frac{669.8kN}{2 \cdot 1754mm^2} = 191MPa < 338MPa \quad \text{OK}$$

Il massimo momento negativo si trova anch'esso in corrispondenza dell'appoggio centrale, disponendo però le due colonne di carico alle estremità dell'impalcato. Si ottiene:

$$M_- = -918kNm$$

Il momento flettente così calcolato si distribuisce fra gli elementi della travatura reticolare che rappresenta il traverso. In questo caso non si considera la presenza della soletta, che sarebbe soggetta a trazione. I due correnti in acciaio sono uguali, per cui si verifica quello inferiore che in questo caso è soggetto a compressione. Considerando il braccio fra gli elementi della travatura reticolare uguale alla distanza fra il baricentro del corrente inferiore ed il baricentro del corrente superiore, si ottiene la seguente forza nel corrente inferiore:

$$F = \frac{-918kNm}{0.922m} = -996kN$$

Il corrente inferiore è costituito da due angolari metallici 100x100x12, con lunghezza di libero inflessione uguale a 185cm. L'area totale degli angolari è uguale a 45.42cm<sup>2</sup>, l'inerzia totale minima è uguale a 413.4cm<sup>4</sup>. Si ottiene pertanto un valore di snellezza:

$$\lambda = 94 \Rightarrow \omega = 1.51$$

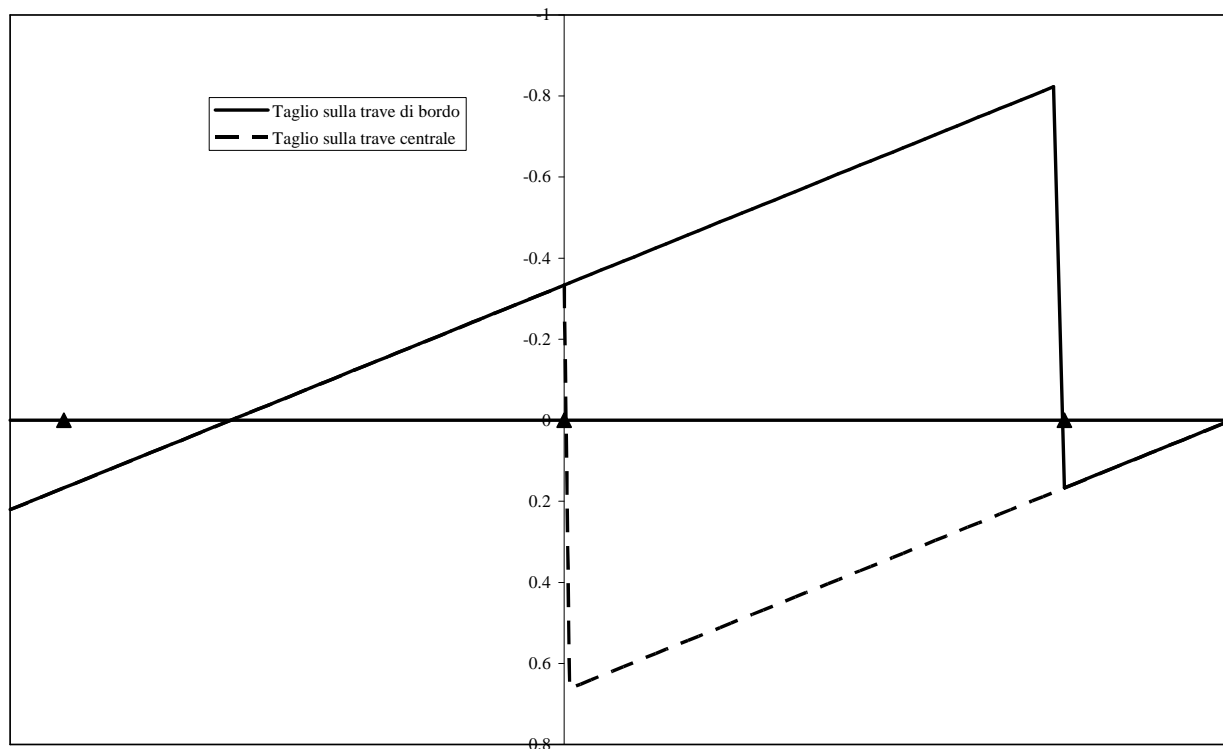
$$|\sigma| = \left| \frac{1.51 \cdot (-996)kN}{2 \cdot 2270mm^2} \right| = 331MPa < 338MPa \quad \text{OK}$$

**Verifica a taglio.**

Per distribuire trasversalmente le colonne di carico si considerano le linee di influenza del taglio nel traverso in due sezioni critiche, cioè la sezione sulla trave laterale e la sezione in corrispondenza della trave centrale.



**PROGETTO DEFINITIVO**



Si può facilmente verificare che l'effetto massimo per il taglio si ottiene in corrispondenza della sezione sulla trave laterale, disponendo la colonna 1 subito a sinistra di tale punto e, affianco a questa, le altre due colonne. Si ottiene così:

$$T_{-} = 626kN$$

La verifica è soddisfatta poiché il taglio di calcolo è inferiore del valore resistente  $V_y$ , riportato nella tabella seguente:

Il taglio così calcolato si distribuisce fra gli elementi della travatura reticolare che rappresenta il traverso. Parte del taglio viene equilibrato dalla soletta in calcestruzzo, che allo stato limite ultimo è in grado di equilibrare al massimo il valore specificato in quanto segue e ricavato sulla base dei calcoli già effettuati per la soletta:

$$T_{cls} = 3m \cdot 180.92 kN/m = 542.76kN$$

La restante parte del taglio viene equilibrato dall'asta inclinata nella travatura reticolare. Considerando l'inclinazione di  $22^{\circ}$  sull'orizzontale, si ottiene la seguente forza:

$$F = \frac{626kN - 542.76kN}{\sin 22^{\circ}} = 222.2kN$$

**PROGETTO DEFINITIVO**

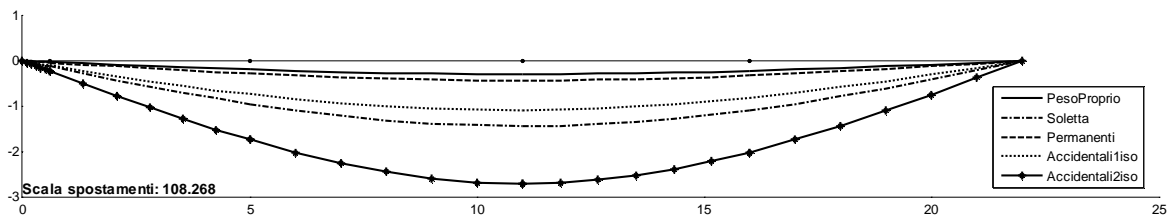
L'asta di parete è costituita da due angolari metallici 90x90x8, la cui area netta (depurata dai fori per i bulloni M20) vale 10.36cm<sup>2</sup>. Si ottiene quindi:

$$\sigma = \frac{222.2kN}{2 \cdot 1036mm^2} = 107MPa < 338MPa \quad OK$$

## 8.5 VERIFICHE AGLI SLE.

La verifica consiste nel controllo degli spostamenti massimi subiti dalla struttura.

Lo schema seguente riporta gli spostamenti a seguito dell'applicazione dei carichi permanenti e accidentali:



Si esegue la verifica considerando la combinazione dei carichi che include la disposizione Accidentali2. Gli spostamenti risultano inferiori rispetto ai limiti stabiliti.

LUCE	22.00m		
	Spostamento max (m)		Rapp. f/L
PesoProprio	-0.0027		
Soletta	-0.0132		
Permanenti	-0.0039		
<b>TOTALE PERM</b>	<b>-0.0199</b>		<b>1/1100</b>
MONTA	0.0200		1/1100
Accidentali	-0.0249		
<b>TOTALE ACC</b>	<b>-0.0249</b>		<b>1/882 OK</b>
<b>SPOST. FINALE</b>	<b>-0.0248</b>		<b>1/887 OK</b>

## **9. AZIONI SUGLI APPARECCHI DI APPOGGIO.**

Ogni trave è appoggiata agli estremi su appoggi in acciaio-teflon. Le azioni compressive scaricate su tali apparecchi sono:

### Azioni verticali

Coincidono con le azioni di taglio sull'appoggio della trave.

### Azioni orizzontali di frenatura

In base alla normativa si possono calcolare considerando il peso complessivo della prima colonna di carico. Queste azioni si scaricano solo sugli appoggi fissi in direzione longitudinale, situati sulla spalla.

### Azioni orizzontali dovute alla forza centrifuga

Si calcolano, in base alla normativa, sulla base del raggio di curvatura del tratto di strada interessata dal viadotto. Considerata la geometria della struttura, si tratta in questo caso di una forza assolutamente trascurabile.

### Azioni orizzontali dovute al vento

Si considera una pressione calcolata come segue:

$v_0$             25 m/s  
 $q_b$             0.39063 kN/m<sup>2</sup>

Altezza  $z$         10 m  
 $k_r$             0.19  
 $z_0$             0.05 m  
 $z_{min}$          4 m  
 $c_e$             2.35229  
 $c_p$             1  
 $c_d$             1.5

$q$             1.37829

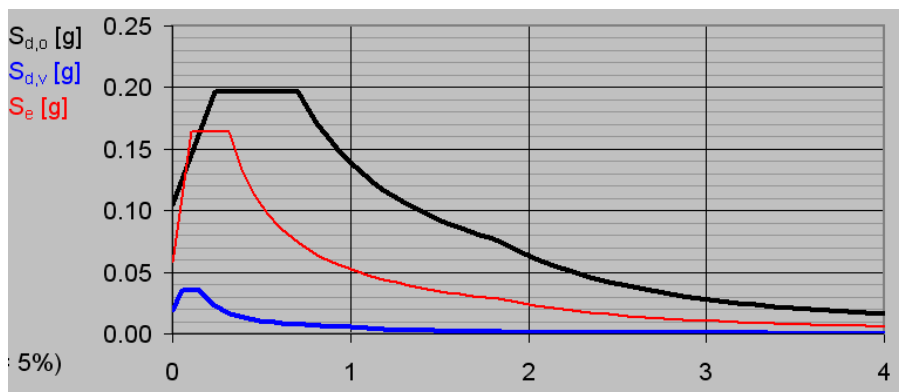
**PROGETTO DEFINITIVO**

La pressione è agente sulle parti strutturali e sulla colonna di traffico. Queste azioni si scaricano solo sugli appoggi fissi in direzione trasversale, collocati su tutti gli assi di appoggio sulle travi prossime alla mezzeraia.

Azione sismica

La struttura è situata in un comune classificato in zona 4 secondo la suddivisione ufficiale della Regione Lombardia. Considerando la regolarità della struttura è possibile utilizzare la procedura semplificata pseudo-statica per verifiche allo Stato Limite Ultimo.

Lo spettro di progetto viene calcolato considerando un fattore di struttura 1.5, valore che secondo la normativa è adeguato sia per le spalle sia per le pile. Nel calcolo dello spettro si considera una struttura di importanza strategica, con vita nominale di 100 anni e coefficiente di uso uguale a 2. Si deve pertanto considerare una probabilità di superamento del 10% ed un tempo di ritorno di 1900 anni. Il sottosuolo è di categoria D. Lo spettro di progetto si può rappresentare come segue (lo spettro di progetto, in linea più spessa, è confrontato con quello elastico per il caso di sottosuolo di categoria A):



Per il calcolo delle azioni sulle spalle, in virtù della loro grande rigidezza in direzione longitudinale, si considera il valore di ancoraggio dello spettro.

L'azione inerziale va applicata esclusivamente alle masse corrispondenti ai pesi propri ed ai carichi permanenti.

Resistenze passive dei vincoli

Sono uguali al 5% delle azioni verticali scaricate su ogni apparecchio di appoggio a seguito dell'applicazione dei soli carichi permanenti.

**PROGETTO DEFINITIVO**

I valori delle reazioni vincolari riferiti a Peso proprio, Soletta, Permanenti, Accidentali, Frenatura, Centrifuga, Vento carico, Vento Scarico, Neve, sono riportati nella seguente tabella.

**AZIONI VERTICALI**

Peso proprio	Soletta	Permanenti	Accidentali	Frenatura	Centrifuga
68.20	336.90	100.10	723.90	0	0
68.20	336.90	100.10	479.21	0	0
68.20	336.90	100.10	234.51	0	0

Vento Carico	Vento Scarico	Neve	Sisma Long.	Sisma Trasv.	Az. Parassite
0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0

**AZIONI LONGITUDINALI**

Peso proprio	Soletta	Permanenti	Accidentali	Frenatura	Centrifuga
0	0	0	0	139.80	0
0	0	0	0	139.80	0
0	0	0	0	139.80	0

Vento Carico	Vento Scarico	Neve	Sisma Long.	Sisma Trasv.	Az. Parassite
0	0	0	105.49	0	50.52
0	0	0	105.49	0	50.52
0	0	0	105.49	0	50.52

**AZIONI TRASVERSALI**

Peso proprio	Soletta	Permanenti	Accidentali	Frenatura	Centrifuga
0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	52.63
0	0	0	0	0	0

Vento Carico	Vento Scarico	Neve	Sisma Long.	Sisma Trasv.	Az. Parassite
0	0	0	0	0.00	0
68.98	23.50	0	0	158.23	0
0	0	0	0	0	0

**PROGETTO DEFINITIVO**

Per quanto riguarda la disposizione degli appoggi, si è scelto di disporre gli appoggi fissi (F) e mobili trasversali (MT) in corrispondenza della spalla più bassa. Sull'altra spalla saranno disposti appoggi mobili (M) e mobili longitudinali (ML).

Riepilogo azioni sugli apparecchi di appoggio:

	VERIFICHE SLU					VERIFICHE SLE	
	STR1	STR2	STR3	SISMA LONG	SISMA TRASV	QP	FREQ
VERTICALI	1659.29	1414.97	682.02	505.20	505.20	505.20	1048.13
	1328.95	1167.22	682.02	505.20	505.20	505.20	864.61
	998.61	919.46	682.02	505.20	505.20	505.20	681.09
LONGITUDINALI	217.33	264.51	75.78	156.01	82.17	50.52	50.52
	217.33	264.51	75.78	156.01	82.17	50.52	50.52
	217.33	264.51	75.78	156.01	82.17	50.52	50.52
TRASVERSALI	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	62.09	62.09	103.48	47.47	158.23	0.00	13.80
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

## 10. VERIFICA DELLE SPALLE.

Poiché le due spalle sono molto simili, si considera solo la spalla 1 che è caratterizzata dalla presenza degli appoggi fissi.

I carichi applicati sugli apparecchi di appoggio vengono diffusi su una larghezza uguale a 4.20 m, che coincide con l'interasse degli appoggi

Le seguenti verifiche fanno dunque riferimento ad una striscia di spalla di spessore uguale a un metro.

**PROGETTO DEFINITIVO**

**10.1 DATI GEOMETRICI E DI CARICO.**

OPERA Cavalcavia

**DATI DI PROGETTO:**

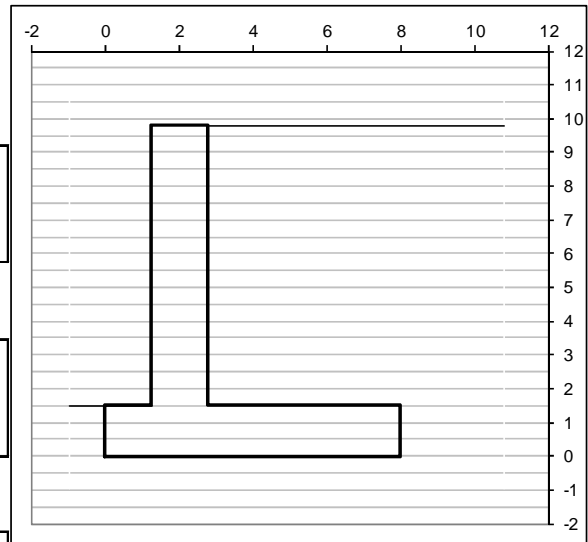
**Geometria del Muro**

Elevazione	H3	8.30	(m)
Aggetto Valle	B2	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3	1.50	(m)
Aggetto monte	B4	0.00	(m)

**Geometria della Fondazione**

Larghezza Fondazione	B	8.00	(m)
Spessore Fondazione	H2	1.50	(m)
Suola Lato Valle	B1	1.25	(m)
Suola Lato Monte	B5	5.25	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo	$\gamma_{cls}$	25.00	(kN/m <sup>3</sup> )
---------------------------------	----------------	-------	----------------------

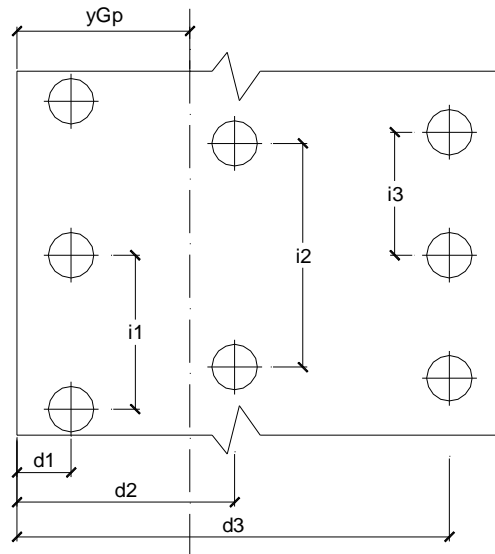


**Dati Geotecnici**

			Valori caratteristici	Valori di progetto	
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	$\phi'$	30.00	30.00	(°)
	Peso Unità di Volume del terrapieno	$\gamma'$	18.50	27.75	(kN/m <sup>3</sup> )
	Angolo di Inclinazione Piano di Campagna	$\epsilon$	0.00	0.00	(°)
	Angolo di attrito terreno-paramento	$\delta_{muro}$	0.00	0.00	(°)
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	$\delta_{sup id}$	0.00	0.00	(°)
Dati Sismici	Accelerazione sismica	$a_g/g$	0.06		(-)
	Coefficiente Categoria di Suolo	S	1.80		(-)
	coefficiente sismico orizzontale	kh	0.0531		(-)
	coefficiente sismico verticale	kv	0.0266		(-)
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Sp. Attiva sulla superficie ideale	ka	0.33	0.33	(-)
	Coeff. Di Sp. Attiva Sismica sulla superficie ideale sisma +	kas+	0.36	0.36	(-)
	Coeff. Di Sp. Attiva Sismica sulla superficie ideale sisma -	kas-	0.37	0.37	(-)
	Coeff. di Spinta Attiva sulla parete	ka	0.33	0.33	(-)
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	kas+	0.40	0.36	(-)
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	kas-	0.41	0.37	(-)

**PROGETTO DEFINITIVO**

**CARATTERISTICHE DELLA PALIFICATA**



Diametro dei pali	d	=	1.00	(m)		
Fila n° 1	distanza asse bordo valle (d1)	=	1.00	(m)	interasse pali (i1)	= 3.00 (m)
Fila n° 2	distanza asse bordo valle (d2)	=	4.00	(m)	interasse pali (i2)	= 3.00 (m)
Fila n° 3	distanza asse bordo valle (d3)	=	7.00	(m)	interasse pali (i3)	= 3.00 (m)
Asse Baricentrico della Palificata	(yGp)	=	4.000	(m)		

**COMBINAZIONE STR1**

**Carichi Agenti** (usati per verifiche di stabilità e allo SLU)

Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	q	=	12.15	(kN/m <sup>2</sup> )
	Forza Orizzontale in Testa in condizioni statiche	f	=	37.84	(kN/m)
	Forza Verticale in Testa in condizioni statiche	v	=	347.57	(kN/m)
	Momento in Testa in condizioni statiche	m	=	-77.18	(kNm/m)

**COMBINAZIONE STR2**

**Carichi Agenti** (usati per verifiche di stabilità e allo SLU)

Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	q	=	12.15	(kN/m <sup>2</sup> )
	Forza Orizzontale in Testa in condizioni statiche	f	=	46.06	(kN/m)
	Forza Verticale in Testa in condizioni statiche	v	=	289.40	(kN/m)
	Momento in Testa in condizioni statiche	m	=	-92.79	(kNm/m)

**COMBINAZIONE STR3**

**Carichi Agenti** (usati per verifiche di stabilità e allo SLU)

Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	q	=	40.27	(kN/m <sup>2</sup> )
	Forza Orizzontale in Testa in condizioni statiche	f	=	13.20	(kN/m)
	Forza Verticale in Testa in condizioni statiche	v	=	114.89	(kN/m)
	Momento in Testa in condizioni statiche	m	=	-30.35	(kNm/m)

**COMBINAZIONE SISMICA**

Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	qs	=	0.00	(kN/m <sup>2</sup> )
	Forza Orizzontale in Testa in condizioni sismiche	fs	=	27.17	(kN/m)
	Forza Verticale in Testa in condizioni sismiche	vs	=	72.79	(kN/m)
	Momento in Testa in condizioni sismiche	ms	=	-74.96	(kNm/m)



**PROGETTO DEFINITIVO**

---

**COMBINAZIONE FREQUENTE**

Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	q	=	6.75	(kN/m <sup>2</sup> )
	Forza Orizzontale in Testa in condizioni statiche	f	=	8.80	(kN/m)
	Forza Verticale in Testa in condizioni statiche	v	=	158.36	(kN/m)
	Momento in Testa in condizioni statiche	m	=	-23.84	(kNm/m)

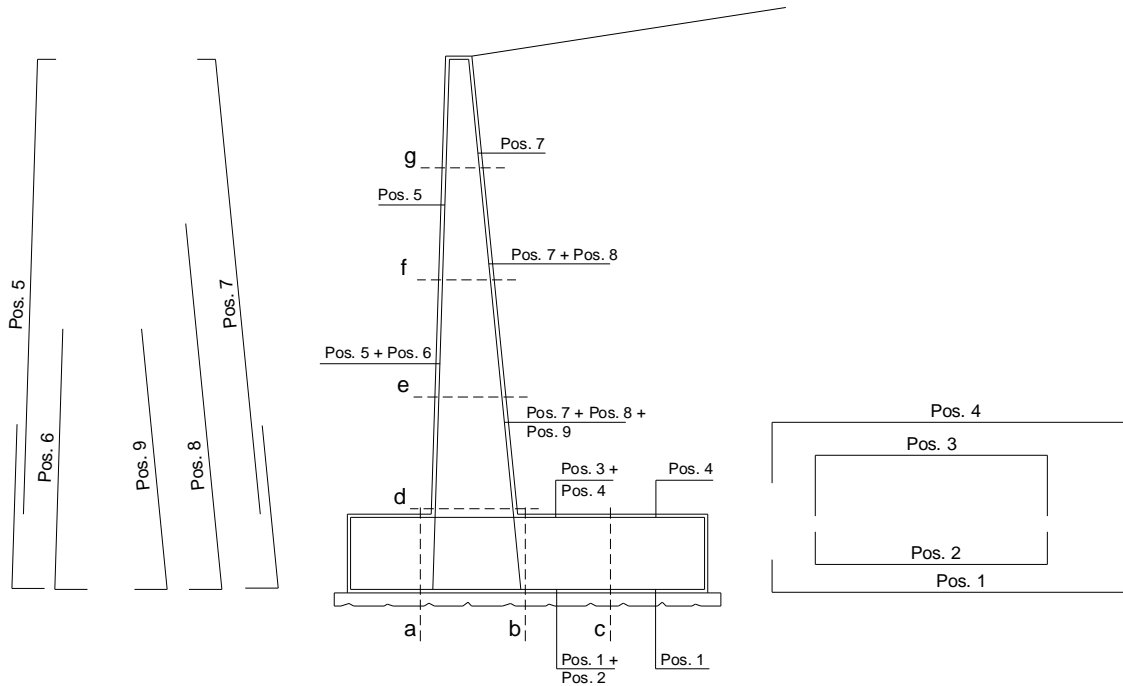
**COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE**

Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	q	=	0.00	(kN/m <sup>2</sup> )
	Forza Orizzontale in Testa in condizioni statiche	f	=	8.80	(kN/m)
	Forza Verticale in Testa in condizioni statiche	v	=	72.79	(kN/m)
	Momento in Testa in condizioni statiche	m	=	-23.84	(kNm/m)

**PROGETTO DEFINITIVO**

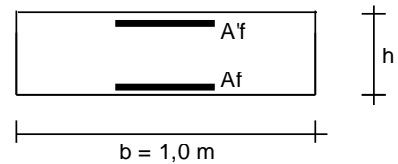
**10.2 RIEPILOGO ARMATURE.**

SCHEMA DELLE ARMATURE



**ARMATURE**

pos	n°/ml	φ	pos	n°/ml	φ
1	5.0	20	5	5.0	20
2	0.0	0	6	0.0	0
3	10.0	20	7	10.0	24
4	5.0	24	8	0.0	0
			9	0.0	0



**PROGETTO DEFINITIVO**

**10.3 VERIFICHE SLU.**

Nelle seguenti tabelle si riportano le forze e i momenti risultanti agenti sul muro e sulla fondazione. In funzione di tali valori, è facile ricavare le azioni interne sul muro e sulla fondazione: tali azioni sono riportate nella tabella finale, insieme alla relativa verifica di resistenza SLU.

**COMBINAZIONE STR1**

**Azioni orizzontali**

Spinta terreno	444.19	(kN/m)
Spinta sovraccarico	39.69	(kN/m)
Azioni esterne	37.84	(kN/m)

**Azioni verticali**

PP muro	611.25	(kN/m)
PP terreno a monte	806.14	(kN/m)
Spinta terreno	0.00	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	347.57	(kN/m)

**Momenti ribaltanti**

Spinta terreno	1451.00	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	194.48	(kNm/m)
Azioni esterne	293.69	(kNm/m)

**Momenti stabilizzanti**

PP muro	1822.50	(kNm/m)
PP terreno a monte	4332.99	(kNm/m)
Spinta terreno	0.00	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	695.14	(kNm/m)

**AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAZIONE**

Risultante forze verticali (N)	N	=	1764.96 (kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)	T	=	521.72 (kN/m)
Momento stabilizzante (Ms)	Ms	=	6850.62 (kNm/m)
Momento ribaltante (Mr)	Mr	=	1939.17 (kNm/m)
Risultante momenti rispetto al piede di valle (MM)		=	4911.45 (kNm/m)

**Sollecitazioni rispetto al baricentro della palificata**

caso	Np	Mp	Tp
	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]
statico	1764.96	2148.37	521.72

**Sollecitazioni sui pali**

caso	N pali all.1	N pali all.2	N pali all.3	T pali
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
statico	2839.14	1764.96	690.77	521.72

**PROGETTO DEFINITIVO**

**VERIFICHE**

<b>Sez.</b>	<b>M</b>	<b>N</b>	<b>h</b>	<b>Af</b>	<b>A'f</b>	<b>Mu</b>
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(kNm)
a - a	207.30	0.00	1.50	15.71	54.04	883.21
b - b	-1976.97	0.00	1.50	54.04	15.71	2955.98
c - c	-548.57	0.00	1.50	22.62	15.71	1264.75
d - d	1257.93	658.82	1.50	45.24	15.71	2910.97
e - e	608.75	581.01	1.50	45.24	15.71	2862.18
f - f	224.93	503.19	1.50	45.24	15.71	2813.12
g - g	23.84	425.38	1.50	45.24	15.71	2763.80

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

Verifica a taglio alla base del muro

N = 658.82 kN      T = 389.25 kN

**Caratteristiche della sezione**

Resistenza caratteristica del calcestruzzo	$f_{ck}$	(MPa)	25.00
Altezza utile della sezione	d	(cm)	144
Larghezza dell'anima	$b_w$	(cm)	100
Coefficiente per l'effetto "pettine"	k		1.37
Area totale delle armature tese	$A_{sl}$	(cm <sup>2</sup> )	45.24
Rapporto meccanico di armatura	$\rho$	( )	0.003142
Azione assiale di calcolo	$N_{sdu}$	(kN)	-658.82
Tensione media di compressione	s	(MPa)	0.46

**Calcolo azioni ultime**

Taglio ultimo     $V_{sdu}$     (kN)    570.32

La verifica è soddisfatta poiché il taglio ultimo è superiore al taglio di calcolo.

**PROGETTO DEFINITIVO**

**COMBINAZIONE STR2**

**Azioni orizzontali**

Spinta terreno	444.19	(kN/m)
Spinta sovraccarico	39.69	(kN/m)
Azioni esterne	46.06	(kN/m)

**Azioni verticali**

PP muro	611.25	(kN/m)
PP terreno a monte	806.14	(kN/m)
Spinta terreno	0.00	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	289.40	(kN/m)

**Momenti ribaltanti**

Spinta terreno	1451.00	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	194.48	(kNm/m)
Azioni esterne	358.59	(kNm/m)

**Momenti stabilizzanti**

PP muro	1822.50	(kNm/m)
PP terreno a monte	4332.99	(kNm/m)
Spinta terreno	0.00	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	578.79	(kNm/m)

**AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAZIONE**

Risultante forze verticali (N)	N	=	1706.78	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)	T	=	529.93	(kN/m)
Momento stabilizzante (Ms)	Ms	=	6734.28	(kNm/m)
Momento ribaltante (Mr)	Mr	=	2004.08	(kNm/m)
Risultante momenti rispetto al piede di valle (MM)		=	4730.21	(kNm/m)

**Sollecitazioni rispetto al baricentro della palificata**

caso	Np	Mp	Tp
	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]
statico	1706.78	2096.93	529.93

**Sollecitazioni sui pali**

caso	N pali all.1	N pali all.2	N pali all.3	T pali
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
statico	2755.25	1706.78	658.32	529.93

**VERIFICHE**

Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(kNm)
a - a	200.31	0.00	1.50	15.71	54.04	883.21
b - b	-2047.19	0.00	1.50	54.04	15.71	2955.98
c - c	-566.15	0.00	1.50	22.62	15.71	1264.75
d - d	1310.51	600.65	1.50	45.24	15.71	2874.52
e - e	644.28	522.83	1.50	45.24	15.71	2825.53
f - f	243.42	445.02	1.50	45.24	15.71	2776.27
g - g	25.28	367.21	1.50	45.24	15.71	2726.75

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

**PROGETTO DEFINITIVO**

Verifica a taglio alla base del muro

N = 600.65 kN      T = 397.46 kN

**Caratteristiche della sezione**

Resistenza caratteristica del calcestruzzo	$f_{ck}$	(MPa)	25.00
Altezza utile della sezione	d	(cm)	144
Larghezza dell'anima	$b_w$	(cm)	100
Coefficiente per l'effetto "pettine"	k		1.37
Area totale delle armature tese	$A_{sl}$	(cm <sup>2</sup> )	45.24
Rapporto meccanico di armatura	$\rho$	( )	0.003142
Azione assiale di calcolo	$N_{sdu}$	(kN)	-600.65
Tensione media di compressione	s	(MPa)	0.42

**Calcolo azioni ultime**

Taglio ultimo	$V_{sdu}$	(kN)	561.59
---------------	-----------	------	--------

La verifica è soddisfatta poiché il taglio ultimo è superiore al taglio di calcolo.

**COMBINAZIONE STR3****Azioni orizzontali**

Spinta terreno	444.19	(kN/m)
Spinta sovraccarico	131.55	(kN/m)
Azioni esterne	13.20	(kN/m)

**Azioni verticali**

PP muro	611.25	(kN/m)
PP terreno a monte	806.14	(kN/m)
Spinta terreno	0.00	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	114.89	(kN/m)

**Momenti ribaltanti**

Spinta terreno	1451.00	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	644.60	(kNm/m)
Azioni esterne	98.97	(kNm/m)

**Momenti stabilizzanti**

PP muro	1822.50	(kNm/m)
PP terreno a monte	4332.99	(kNm/m)
Spinta terreno	0.00	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	229.77	(kNm/m)

**AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAZIONE**

Risultante forze verticali (N)	N	=	1532.27 (kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)	T	=	588.93 (kN/m)
Momento stabilizzante (Ms)	Ms	=	6385.26 (kNm/m)
Momento ribaltante (Mr)	Mr	=	2194.57 (kNm/m)
Risultante momenti rispetto al piede di valle (MM)		=	4190.69 (kNm/m)

**PROGETTO DEFINITIVO**

**Sollecitazioni rispetto al baricentro della palificata**

caso	Np	Mp	Tp
	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]
statico	1532.27	1938.40	588.93

**Sollecitazioni sui pali**

caso	N pali all.1	N pali all.2	N pali all.3	T pali
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
statico	2501.47	1532.27	563.07	588.93

**VERIFICHE**

Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(kNm)
a - a	179.16	0.00	1.50	15.71	54.04	883.21
b - b	-2254.83	0.00	1.50	54.04	15.71	2955.98
c - c	-617.74	0.00	1.50	22.62	15.71	1264.75
d - d	1423.05	426.14	1.50	45.24	15.71	2764.28
e - e	683.76	348.32	1.50	45.24	15.71	2714.69
f - f	250.19	270.51	1.50	45.24	15.71	2664.83
g - g	39.70	192.70	1.50	45.24	15.71	2614.70

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

Verifica a taglio alla base del muro

N = 426.14 kN      T = 442.40 kN

**Caratteristiche della sezione**

Resistenza caratteristica del calcestruzzo	$f_{ck}$	(MPa)	25.00
Altezza utile della sezione	d	(cm)	144
Larghezza dell'anima	$b_w$	(cm)	100
Coefficiente per l'effetto "pettine"	k		1.37
Area totale delle armature tese	$A_{sl}$	(cm <sup>2</sup> )	45.24
Rapporto meccanico di armatura	$\rho$	( )	0.003142
Azione assiale di calcolo	$N_{sdu}$	(kN)	-442.4
Tensione media di compressione	s	(MPa)	0.31

**Calcolo azioni ultime**

Taglio ultimo     $V_{sdu}$     (kN)    537.86

La verifica è soddisfatta poiché il taglio ultimo è superiore al taglio di calcolo.

**PROGETTO DEFINITIVO**

**COMBINAZIONE SISMICA**

**CONDIZIONE SISMICA +**

**Azioni orizzontali**

Spinta terreno	332.50	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	27.17	(kN/m)
Inerzia muro	32.46	(kN/m)
Inerzia terrapieno	42.81	(kN/m)

**Azioni verticali**

PP muro	611.25	(kN/m)
PP terreno a monte	806.14	(kN/m)
Spinta terreno	0.00	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	72.79	(kN/m)
Inerzia terrapieno	21.40	(kN/m)

**Momenti ribaltanti**

Spinta terreno	1629.24	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	191.27	(kNm/m)
Inerzia muro	105.33	(kNm/m)
Inerzia terrapieno	126.81	(kNm/m)

**Momenti stabilizzanti**

PP muro	1822.50	(kNm/m)
PP terreno a monte	4332.99	(kNm/m)
Spinta terreno	0.00	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	145.57	(kNm/m)

**AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAZIONE**

Risultante forze verticali (N)	N	=	1511.58	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)	T	=	434.93	(kN/m)
Momento stabilizzante (Ms)	Ms	=	6301.06	( kNm/m )
Momento ribaltante (Mr)	Mr	=	2052.65	( kNm/m )
Risultante momenti rispetto al piede di valle (MM)		=	4248.41	( kNm/m )



**PROGETTO DEFINITIVO****CONDIZIONE SISMICA -****Azioni orizzontali**

Spinta terreno	316.85	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	27.17	(kN/m)
Inerzia muro	32.46	(kN/m)
Inerzia terrapieno	42.81	(kN/m)

**Azioni verticali**

PP muro	611.25	(kN/m)
PP terreno a monte	806.14	(kN/m)
Spinta terreno	0.00	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	72.79	(kN/m)
Inerzia terrapieno	-21.40	(kN/m)

**Momenti ribaltanti**

Spinta terreno	1552.55	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	191.27	(kNm/m)
Inerzia muro	105.33	(kNm/m)
Inerzia terrapieno	356.89	(kNm/m)

**Momenti stabilizzanti**

PP muro	1822.50	(kNm/m)
PP terreno a monte	4332.99	(kNm/m)
Spinta terreno	0.00	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	145.57	(kNm/m)

**VERIFICA ALLO SCORRIMENTO**

Risultante forze verticali (N)	N	=	1468.77 (kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)	T	=	419.28 (kN/m)
Momento stabilizzante (Ms)	Ms	=	6301.06 (kNm/m)
Momento ribaltante (Mr)	Mr	=	2206.04 (kNm/m)
Risultante momenti rispetto al piede di valle (MM)		=	4095.02 (kNm/m)

**Sollecitazioni rispetto al baricentro della palificata**

caso	Np	Mp	Tp
	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]
sisma+	1511.58	1797.89	434.93
sisma-	1468.77	1780.06	419.28

**Sollecitazioni sui pali**

caso	N pali all.1	N pali all.2	N pali all.3	T pali
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
sisma+	2410.52	1511.58	612.63	434.93
sisma-	2358.80	1468.77	578.74	419.28

**VERIFICHE**

Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(kNm)
a - a	170.80	0.00	1.50	15.71	54.04	883.21
b - b	-1205.09	0.00	1.50	54.04	15.71	2955.98
c - c	-343.86	0.00	1.50	22.62	15.71	1264.75
d - d	1208.89	392.30	1.50	45.24	15.71	2742.75
e - e	550.30	312.42	1.50	45.24	15.71	2691.72
f - f	178.65	232.54	1.50	45.24	15.71	2640.41
g - g	9.18	77.81	1.50	45.24	15.71	2540.20

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

**PROGETTO DEFINITIVO**

---

Verifica a taglio alla base del muro

$N = 392.30 \text{ kN}$        $T = 168.32 \text{ kN}$

**Caratteristiche della sezione**

Resistenza caratteristica del calcestruzzo	$f_{ck}$	(MPa)	25.00
Altezza utile della sezione	$d$	(cm)	144
Larghezza dell'anima	$b_w$	(cm)	100
Coefficiente per l'effetto "pettine"	$k$		1.37
Area totale delle armature tese	$A_{sl}$	(cm <sup>2</sup> )	45.24
Rapporto meccanico di armatura	$\rho$	( )	0.003142
Azione assiale di calcolo	$N_{sdu}$	(kN)	-392.3
Tensione media di compressione	$s$	(MPa)	0.27

**Calcolo azioni ultime**

Taglio ultimo	$V_{sdu}$	(kN)	530.34
---------------	-----------	------	--------

La verifica è soddisfatta poiché il taglio ultimo è superiore al taglio di calcolo.

## 10.4 VERIFICHE SLE.

Nelle seguenti tabelle si riportano le forze e i momenti risultanti agenti sul muro e sulla fondazione. In funzione di tali valori, è facile ricavare le azioni interne sul muro e sulla fondazione: tali azioni sono riportate nella tabella finale, insieme alla relativa verifica di apertura delle fessure.

### COMBINAZIONE FREQUENTE

Limite di apertura delle fessure 0.200 mm

**PROGETTO DEFINITIVO**

**Azioni orizzontali**

Spinta terreno	296.12	(kN/m)
Spinta sovraccarico	22.05	(kN/m)
Azioni esterne	8.80	(kN/m)

**Azioni verticali**

PP muro	611.25	(kN/m)
PP terreno a monte	806.14	(kN/m)
Spinta terreno	0.00	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	158.36	(kN/m)

**Momenti ribaltanti**

Spinta terreno	967.34	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	108.05	(kNm/m)
Azioni esterne	62.37	(kNm/m)

**Momenti stabilizzanti**

PP muro	1822.50	(kNm/m)
PP terreno a monte	4332.99	(kNm/m)
Spinta terreno	0.00	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	316.72	(kNm/m)

**AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAZIONE**

Risultante forze verticali (N)	N	=	1575.75 (kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)	T	=	326.97 (kN/m)
Momento stabilizzante (Ms)	Ms	=	6472.21 (kNm/m)
Momento ribaltante (Mr)	Mr	=	1137.75 (kNm/m)
Risultante momenti rispetto al piede di valle (MM)		=	5334.45 (kNm/m)

**Sollecitazioni rispetto al baricentro della palificata**

caso	Np	Mp	Tp
	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]
statico	1575.75	968.53	326.97

**Sollecitazioni sui pali**

caso	N pali all.1	N pali all.2	N pali all.3	T pali
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
statico	2060.01	1575.75	1091.48	326.97

**VERIFICHE**

Sez.	M	N	h	Af	A'f	$\sigma^c$	$\sigma^f$	wk
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(mm)
a - a	142.37	0.00	1.5	15.71	54.04	0.68	65.81	0.057
b - b	-430.08	0.00	1.5	54.04	15.71	1.51	60.50	0.031
c - c	-67.01	0.00	1.5	22.62	15.71	0.33	21.86	0.018
d - d	714.35	469.61	1.5	45.24	15.71	2.89	76.29	0.044
e - e	322.44	391.80	1.5	45.24	15.71	1.32	21.01	0.012
f - f	105.50	313.98	1.5	45.24	15.71	0.47	0.70	0.000
g - g	8.44	236.17	1.5	45.24	15.71	0.17	-	-

**PROGETTO DEFINITIVO**

**COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE**

Limite di apertura delle fessure 0.200 mm

**Azioni orizzontali**

Spinta terreno	296.12	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	8.80	(kN/m)

**Azioni verticali**

PP muro	611.25	(kN/m)
PP terreno a monte	806.14	(kN/m)
Spinta terreno	0.00	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	72.79	(kN/m)

**Momenti ribaltanti**

Spinta terreno	967.34	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	62.37	(kNm/m)

**Momenti stabilizzanti**

PP muro	1822.50	(kNm/m)
PP terreno a monte	4332.99	(kNm/m)
Spinta terreno	0.00	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	145.57	(kNm/m)

**AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAZIONE**

Risultante forze verticali (N)	N	=	1490.17 (kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)	T	=	304.92 (kN/m)
Momento stabilizzante (Ms)	Ms	=	6301.06 (kNm/m)
Momento ribaltante (Mr)	Mr	=	1029.71 (kNm/m)
Risultante momenti rispetto al piede di valle (MM)		=	5271.35 (kNm/m)

**Sollecitazioni rispetto al baricentro della palificata**

caso	Np	Mp	Tp
	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]
statico	1490.17	689.34	304.92

**Sollecitazioni sui pali**

caso	N pali all.1	N pali all.2	N pali all.3	T pali
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
statico	1834.84	1490.17	1145.50	304.92

Sez.	M	N	h	Af	A'f	$\sigma^c$	$\sigma^f$	wk
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(mm)
a - a	123.61	0.00	1.5	15.71	54.04	0.59	57.14	0.049
b - b	-389.21	0.00	1.5	54.04	15.71	1.37	54.75	0.028
c - c	-37.75	0.00	1.5	22.62	15.71	0.18	12.31	0.010
d - d	636.85	384.04	1.5	45.24	15.71	2.57	70.94	0.041
e - e	278.85	306.22	1.5	45.24	15.71	1.14	20.34	0.012
f - f	86.13	228.41	1.5	45.24	15.71	0.37	1.01	0.000
g - g	3.60	150.60	1.5	45.24	15.71	0.10	-	-

## **11. VERIFICA DELLE FONDAZIONI.**

### **11.1 CAPACITÀ PORTANTE.**

Le fondazioni sono realizzate mediante pali di grande diametro su una comune stratigrafia. La situazione più penalizzante si trova in corrispondenza della spalla 1, sia per quanto riguarda il massimo taglio sulla testa dei pali, sia per la massima azione assiale. La capacità portante di un singolo palo si calcola considerando la capacità portante di base, valutata con la formula di Beretsantsev, e quella laterale, per cui si considera la formula di Reese-O'Neill con limitazione della tensione tangenziale a 100kPa.

Il modello stratigrafico è in accordo con quanto riportato nei sondaggi geologici e geotecnici.

Nel calcolo della capacità portante utile ( $Q_{ut}$ ) si considerano i coefficienti di sicurezza parziali uguali a 1.35 per quanto riguarda la resistenza di base e 1.15 per la resistenza laterale.

Poiché il calcolo viene effettuata con metodi analitici a partire da valori caratteristici dei parametri geotecnici, è necessario introdurre il fattore di correlazione  $\xi$  che tiene in conto il numero di sondaggi effettuati. Si applica il coefficiente divisore delle resistenze relativo al caso di due sondaggi, cioè 1.65.

Si riporta nel seguito il calcolo esplicito della capacità portante dei pali considerati nel progetto.

**PROGETTO DEFINITIVO**

**DATI DI INPUT:**

Diametro del Palo (D): 1.00 (m) Area del Palo (A<sub>p</sub>): 0.785 (m<sup>2</sup>)

Quota testa Palo dal p.c. (z<sub>p</sub>): 2.00 (m) Quota falda dal p.c. (z<sub>w</sub>): 3.00 (m)

Numero di strati 3 Lpalo 33.00 (m)

**CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL TERRENO:**

Strato	Spess	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ	c'	φ'	c <sub>u</sub>
(-)	(m)		(kN/m <sup>3</sup> )	(kPa)	(°)	(kPa)
1	1.00	Limo sabbioso	19.00		0.0	26.6
2	6.80	Ghiaia con sabbia	19.50		37.9	
3	25.20	Sabbia limosa	19.00		35.9	

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)

**CAPACITA' PORTANTE DI CALCOLO**

alla base  $R_{bm} = 4517.07 \text{ (kN)}$

laterale  $R_{sm} = 8467.11 \text{ (kN)}$

totale  $Q_u = 6490.11 \text{ (kN)}$

Inclusi i coefficienti di sicurezza

Considerando anche il peso del palo, si ottiene che la portata utile vale:

$Q_{ut} = 5954.67 \text{ kN}$

**PROGETTO DEFINITIVO**

Questo valore consente di rispettare le verifiche di sicurezza. Infatti, per la situazione più gravosa si trova:

Spalla 1, STR1                      2839.14 kN

## 11.2 VERIFICA SLU DEL PALO.

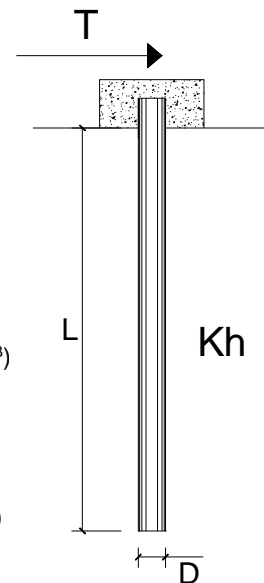
Si considera il palo caricato dal momento trasferito dal muro di spalla. In questo caso le situazioni più gravose si riferiscono alla spalla 1 e, in particolare, alla combinazione STR3. Si valutano le azioni nel palo, considerato come un elemento su suolo elastico.

### PALI IMPEDITI DI RUOTARE IN TESTA SOGGETTI A FORZE ORIZZONTALI

**OPERA:** CA16

**DATI DI INPUT:**

Diametro del palo (D):	1	(m)
Lunghezza del palo (L)	30	(m)
Coefficiente di reazione laterale ( $k_h$ ):	10	(N/cm <sup>3</sup> )
Forza orizzontale agente (T):	588.93	(kN)
Rbk del calcestruzzo:	30.0	(MPa)
Ecls ( $E = 5700(Rbk)^{1/2}$ ):	31220	(MPa)
J ( $J = \pi \cdot D^4 / 64$ ):	4908739	(cm <sup>4</sup> )
$\lambda$ (lunghezza elastica $\lambda = (4 \cdot EJ / k_h \cdot D)^{1/4}$ ):	497.58	(cm)



**PROGETTO DEFINITIVO**

<b>z</b>	<b>y(z)</b>	<b>p(z)</b>	<b><math>\alpha(z)</math></b>	<b>M(z)</b>	<b>T(z)</b>
<b>Prof.</b>	<b>Spost.</b>	<b>Press. Lat.</b>	<b>Rotaz.</b>	<b>Mom. Flett.</b>	<b>Taglio</b>
<b>(m)</b>	<b>(cm)</b>	<b>(N/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>(rad)</b>	<b>(kNm)</b>	<b>(kN)</b>
0.00	1.184	11.84	0.00000	1465.211	-588.930
0.60	1.168	11.68	-0.00051	1133.108	-518.239
1.20	1.125	11.25	-0.00089	842.963	-449.338
1.80	1.063	10.63	-0.00117	593.263	-383.619
2.40	0.986	9.86	-0.00136	381.779	-322.094
3.00	0.901	9.01	-0.00148	205.772	-265.451
3.60	0.810	8.10	-0.00153	62.177	-214.103
4.20	0.718	7.18	-0.00153	-52.249	-168.239
4.80	0.628	6.28	-0.00149	-140.809	-127.867
5.40	0.540	5.40	-0.00142	-206.762	-92.850
6.00	0.458	4.58	-0.00133	-253.252	-62.944
6.60	0.381	3.81	-0.00123	-283.252	-37.823
7.20	0.311	3.11	-0.00111	-299.522	-17.111
7.80	0.248	2.48	-0.00099	-304.584	-0.396
8.40	0.192	1.92	-0.00087	-300.711	12.748
9.00	0.143	1.43	-0.00076	-289.916	22.746
9.60	0.101	1.01	-0.00065	-273.961	30.016
10.20	0.065	0.65	-0.00054	-254.363	34.954
10.80	0.035	0.35	-0.00045	-232.408	37.932
11.40	0.011	0.11	-0.00036	-209.167	39.295
12.00	-0.008	-0.08	-0.00028	-185.515	39.353
12.60	-0.023	-0.23	-0.00022	-162.149	38.384
13.20	-0.034	-0.34	-0.00016	-139.610	36.633
13.80	-0.042	-0.42	-0.00011	-118.303	34.313
14.40	-0.047	-0.47	-0.00006	-98.512	31.606
15.00	-0.050	-0.50	-0.00003	-80.422	28.664
15.60	-0.051	-0.51	0.00000	-64.136	25.614
16.20	-0.051	-0.51	0.00002	-49.687	22.557

Si considera il diagramma di interazione M-N e lo si confronta con le sollecitazioni. Poiché i valori di calcolo restano interni al dominio, la verifica è soddisfatta.



Collegamento tra la S.S.n.11 "Padana Superiore" a Magenta e la Tangenziale Ovest di Milano  
 Variante di Pontenuovo di Magenta  
**PROGETTO DEFINITIVO**

**Verifica C.A. S.L.U. - File:**

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

Titolo: \_\_\_\_\_

**Sezione circolare cava**

Raggio esterno: 50 [cm]  
 Raggio interno: 0 [cm]  
 N° barre uguali: 24  
 Diametro barre: 2.4 [cm]  
 Copriferro (baric.): 6 [cm]

N° barre: 0 Zoom

**Tipologia Sezione**  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

**Diagramma**

**Sollecitazioni**  
 S.L.U. Metodo n  
 N<sub>Ed</sub>: 563.07 [kN]  
 M<sub>xEd</sub>: 1465.21 [kNm]  
 M<sub>yEd</sub>: 0 [kNm]

**P.to applicazione N**  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

**Tipologia rottura**  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**  
 B450C C25/30  
 $\epsilon_{su}$ : 67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$ : 2 ‰  
 $f_{yd}$ : 391.3 N/mm<sup>2</sup>  $\epsilon_{cu}$ : 3.5 ‰  
 $E_s$ : 200 000 N/mm<sup>2</sup>  $f_{cd}$ : 14.17 N/mm<sup>2</sup>  
 $E_s/E_c$ : 15  $f_{cc}/f_{cd}$ : 0.8  
 $\epsilon_{syd}$ : 1.957 ‰  $\sigma_{c,adm}$ : 9.75 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_{s,adm}$ : 255 N/mm<sup>2</sup>  $\tau_{co}$ : 0.6 N/mm<sup>2</sup>  
 $\tau_{c1}$ : 1.829 N/mm<sup>2</sup>

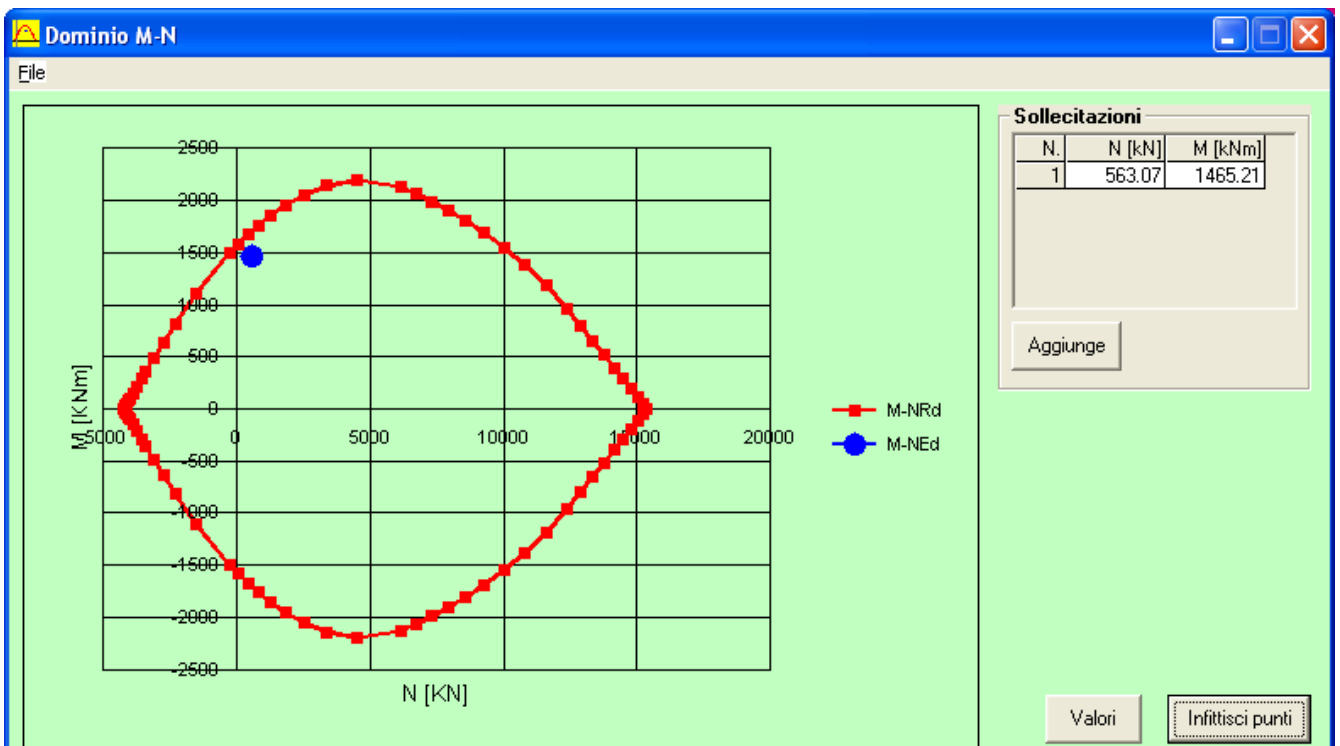
M<sub>xRd</sub>: 1 704 [kNm]  
 $\sigma_c$ : -14.17 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$ : 391.3 N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_c$ : 3.5 ‰  
 $\epsilon_s$ : 7.975 ‰  
 d: 94 [cm]  
 x: 28.67 [cm] x/d: 0.305  
 $\delta$ : 0.8213

**Metodo di calcolo**  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

**Tipologia flessione**  
 Retta  Deviata

Vertici: 52 N° rett.: 100  
 Calcola MRd Dominio M-N  
 L<sub>0</sub>: 0 [cm] Col. modello

Precompresso



**PROGETTO DEFINITIVO**

Per la verifica a taglio, si considera l'azione di calcolo STR3:

$$T = 588.93 \text{ kN}$$

Staffe circolari chiuse (spirale) diametro 12 mm, passo 250 mm.

**Caratteristiche della sezione**

Resistenza di progetto del calcestruzzo	$f_c$	(MPa)	14.17
Altezza utile della sezione	$d$	(cm)	94
Larghezza dell'anima	$b_w$	(cm)	83.55
Tensione di progetto dell'acciaio (staffe)	$f_{ywd}$	(MPa)	391.30
Area totale delle staffe	$A_{sw}$	(cm <sup>2</sup> )	2.26
Passo delle staffe	$s$	(cm)	25
Coefficiente di ingranamento	$\delta$	( )	1

**Calcolo azioni ultime**

<b>T. ultimo per crisi diagonali compresse</b>	$V_{sdu1}$	<b>(kN)</b>	<b>5008.09</b>
<b>Taglio ultimo per crisi traliccio</b>	$V_{sdu2}$	<b>(kN)</b>	<b>599.04</b>

La verifica è soddisfatta poiché il taglio ultimo supera il valore di calcolo.

## 12. CONCLUSIONI.

Le analisi effettuate ed i risultati ottenuti confermano che la struttura presa in considerazione è idonea, nelle condizioni geometriche di progetto, a sostenere le azioni calcolate secondo la vigente normativa tecnica. Le verifiche sono state condotte prendendo in considerazione tutti i principali meccanismi di collasso delle varie membrature strutturali. In tutti i casi le verifiche sono soddisfatte.