



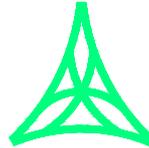
# REGIONE AUTONOMA FRIULI VENEZIA GIULIA

**DIREZIONE CENTRALE**  
**INFRASTRUTTURE, MOBILITA', PIANIFICAZIONE TERRITORIALE E LAVORI PUBBLICI**

SOGGETTO DELEGATARIO:



PROGETTAZIONE:



**S.p.A. AUTOVIE VENETE**

34123 TRIESTE - Via V. Locchi, 19 - tel. 040/3189111  
 Società soggetta all'attività di direzione e coordinamento da parte di  
 Friulia S.p.A. - Finanziaria Regionale Friuli-Venezia Giulia

CONCESSIONARIA AUTOSTRADE  
 A4 VENEZIA - TRIESTE  
 A23 PALMANOVA - UDINE  
 A28 PORTOGRUARO - CONEGLIANO

## COLLEGAMENTO TRA LA S.S. 13 PONTEBBANA E LA A23 TANGENZIALE SUD DI UDINE (II LOTTO)

### AGGIORNAMENTO PROGETTO DEFINITIVO dd.14.12.2006

OPERE D'ARTE PRINCIPALI

Opera n°4: Sovrappasso per la S.C.Basagliapenta - Nespeledo  
 Relazione tecnica e di calcolo

TEMATICA

**G**

N. ALLEGATO e SUB.ALL.

**02.01 . 00**

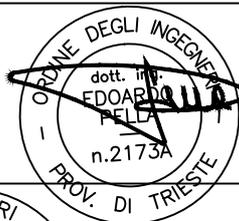
REV.	DATA	DESCRIZIONE	DF REDATTO	FA VERIFICATO	EP APPROVATO
3					
2					
1					
0	30/08/12	EMISSIONE			

COORDINAMENTO E PROGETTAZIONE GENERALE:

S.p.A. AUTOVIE VENETE :

dott. ing. Edoardo PELLA

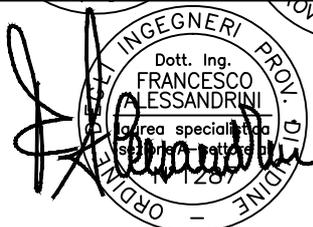
dott. ing. Stefano DI SANTOLO



PROGETTAZIONE SPECIALISTICA:

Strutture :

dott. ing. Francesco ALESSANDRINI



IL CAPO COMMESSA:

dott. ing. Edoardo PELLA

IL DIRETTORE DELL'AREA OPERATIVA:

dott. ing. Enrico RAZZINI

IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO:

NOME FILE:  
 1207G0201000.doc  
 1207G0201000.pdf

DATA PROGETTO:  
**30.08.2012**

**312TN**

CODICE MASTRO

**12**

ANNO

**07**

N.PROGETTO

**0**

REVISIONE

## INDICE

<b>1.</b>	<b>GENERALITÀ</b> .....	<b>4</b>
<b>2.</b>	<b>NORMATIVE DI RIFERIMENTO</b> .....	<b>5</b>
<b>3.</b>	<b>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI</b> .....	<b>6</b>
<b>4.</b>	<b>CARATTERISTICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE</b> .....	<b>8</b>
4.1.	CAPACITÀ PORTANTE DELLE FONDAZIONI .....	8
<b>5.</b>	<b>DATI DI CALCOLO</b> .....	<b>10</b>
<b>6.</b>	<b>ANALISI DEI CARICHI</b> .....	<b>12</b>
6.1.	CARICHI PERMANENTI .....	12
6.1.1.	PESO PROPRIO STRUTTURA .....	12
6.1.2.	CARICHI PERMANENTI PORTATI .....	12
6.1.3.	CARICHI PERMANENTI COMPLESSIVI .....	12
6.2.	DISTORSIONI .....	12
6.2.1.	DISTORSIONI DI PROGETTO .....	12
6.2.2.	VARIAZIONI TERMICHE .....	12
6.2.3.	CEDIMENTI VINCOLARI .....	12
6.3.	CARICHI MOBILI .....	12
6.3.1.	CARICHI MOBILI STATICI .....	12
6.3.2.	INCREMENTO DINAMICO DEI CARICHI MOBILI .....	13
6.3.3.	CARICHI MOBILI COMPLESSIVI .....	13
6.3.4.	AZIONI LONGITUDINALI DI FRENAMENTO .....	13
6.3.5.	AZIONE CENTRIFUGA .....	13
6.3.6.	AZIONE DEL VENTO .....	13
6.3.7.	RESISTENZA DI ATTRITO AGLI APPOGGI .....	14
6.3.8.	AZIONI SU PARAPETTI E GUARD-RAIL .....	14
6.3.9.	AZIONI SISMICHE SULLA STRUTTURA DA PONTE .....	14
6.3.10.	SPINTA DELLE TERRE .....	14
6.3.11.	AZIONI SISMICHE SULLE STRUTTURE DI SOSTEGNO DELLE TERRE .....	15
6.3.12.	INCREMENTO SISMICO DELLE SPINTE DEL TERRENO .....	15
<b>7.</b>	<b>ANALISI DELL'IMPALCATO</b> .....	<b>16</b>
7.1.	CONDIZIONI DI CARICO .....	16
7.1.1.	COMBINAZIONI DI CARICO .....	17
7.2.	EFFETTI DELLA PRECOMPRESSIONE .....	18
7.3.	SEZIONI DI VERIFICA .....	18
7.3.1.	CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLE SEZIONI .....	19
7.4.	SOLLECITAZIONI FLETTENTI NELLE SEZIONI DI VERIFICA .....	19
7.5.	VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO .....	20
7.5.1.	DESCRIZIONE GENERALE DELLA VERIFICA A FLESSIONE .....	20
7.5.2.	VERIFICHE .....	23
7.6.	VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE .....	26
7.7.	VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI DEFORMAZIONE .....	28
7.8.	VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO DI PRESSOFLESSIONE .....	28
7.9.	VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO DI TAGLIO .....	30
7.9.1.	VERIFICA A PUNZONAMENTO .....	31
7.10.	VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO DI TORSIONE .....	32
7.11.	ARMATURA TRASVERSALE ALI ESTERNE .....	32
7.11.1.	ANALISI DEI CARICHI .....	33
7.11.2.	ARMATURE E VERIFICHE .....	33
7.12.	VERIFICA IN CONDIZIONI SISMICHE .....	34
7.12.1.	VERIFICA DELLE SEZIONI DELL'IMPALCATO .....	36

7.12.2.	VERIFICA A TAGLIO DELL'IMPALCATO .....	37
7.12.3.	CALCOLO SPOSTAMENTI RELATIVI.....	37
7.12.4.	VERIFICA DELLA PILA.....	37
7.12.5.	VERIFICA DELLA SPALLA .....	38
<b>8.</b>	<b>ANALISI STRUTTURALE DELLE PILE .....</b>	<b>39</b>
8.1.	SOLLECITAZIONI DI CALCOLO .....	39
8.2.	COMBINAZIONI DI CARICO .....	39
8.3.	CARICHI SUGLI APPOGGI.....	40
8.4.	ANALISI STRUTTURALE DELLA PILA .....	40
8.4.1.	ANALISI DELL'ELEVAZIONE DELLE PILE .....	40
8.4.1.1.	Verifica allo stato limite ultimo di presso-flessione (cond. non sismiche) .....	41
8.4.1.2.	Verifica allo stato limite ultimo di taglio (cond. non sismiche):.....	43
8.4.1.3.	Verifica allo stato limite di esercizio.....	44
8.4.1.4.	Verifica allo stato limite ultimo (combinazione sismica).....	44
8.5.	FONDAZIONI DELLA PILA.....	45
8.5.1.	VERIFICA DEL TERRENO .....	45
8.5.2.	VERIFICA DI RESISTENZA DEL PLINTO DI FONDAZIONE.....	46
<b>9.</b>	<b>ANALISI STRUTTURALE DELLE SPALLE .....</b>	<b>48</b>
9.1.	SOLLECITAZIONI DI CALCOLO .....	48
9.2.	COMBINAZIONI DI CARICO .....	48
9.3.	CARICHI SUGLI APPOGGI.....	49
9.4.	GIUNTI DI DILATAZIONE.....	49
9.5.	VERIFICA A STABILITÀ .....	49
9.6.	VERIFICHE DI RESISTENZA.....	50
9.6.1.	PARAMENTO DI FACCIATA .....	50
9.6.2.	SOLETTA DI FONDAZIONE .....	51
<b>10.</b>	<b>ELABORATI DI CALCOLO .....</b>	<b>53</b>

# 1. GENERALITÀ

La presente relazione di calcolo fornisce l'analisi delle principali strutture previste per la realizzazione del sovrappasso per la strada comunale Basagliapenta-Nespolo, inserito nell'ambito del Progetto Preliminare del "Collegamento Viario tra la s.s. n°13 e la A23 (s.s. n°56) - Tangenziale Sud di Udine", Il lotto, dalla s.s. n°13 alla s.s. n° 353.

Il viadotto in progetto, della lunghezza complessiva di 48.1m, è previsto per superare la sede stradale del nuovo collegamento viario di progetto da parte di una strada di categoria F2 come definita alla fig. 3.6.h del punto 3.6 del Decreto Ministeriale delle Infrastrutture e dei Trasporti "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade" del 5 novembre 2001. L'impalcato è costituito da due campate laterali da 12.5m e da una campata centrale da 20.5m.

L'**impalcato** viene realizzato con una singola trave continua in c.a.p. post-tesa, eseguita in un'unica fase; la sede stradale ha larghezza complessiva di 11.90m, di cui 8.50m di sede viabile, 1.70m occupati da ambo i lati dal marciapiede (con 0.90m di larghezza utile per il marciapiede, i restanti 0.80m per l'alloggiamento della barriera stradale, parapetto e veletta laterale). Il viadotto viene calcolato come ponte di prima categoria in base alla vigente normativa sui ponti stradali.

Planimetricamente il viadotto è rettilineo, longitudinalmente presenta un raggio di curvatura verticale di 7500m circa; trasversalmente la sede stradale presenta una doppia pendenza (a partire dal centro della carreggiata) costante ( $p=2.5\%$ ) verso i lati esterni.

La sezione resistente dell'impalcato è caratterizzata da una piastra precompressa post-tesa, con larghezza dell'anima in campata di 6.20m, larghezza complessiva superiore di 11.70m, altezza massima in asse pila di 1.30m ed in mezzzeria di 0.80m, spessore delle ali di 0.20m alle estremità e 0.45m in corrispondenza dell'attacco con l'anima. Lo schema statico del viadotto prevede, sia in direzione longitudinale che trasversale, degli appoggi cedevoli, aventi funzione sismoresistente nelle due direzioni principali.

Le **pile** vengono realizzate in c.a. con una forma a doppio stelo con base unica rettangolare di dimensioni minima di 5.00m di larghezza per 1.40m di spessore: salendo lo spessore si mantiene costante, mentre la larghezza aumenta fino a diventare pari a 5.65m (a 4.00m circa dallo spiccato fondazionale). La parte terminale della pila è costituita da due steli, di larghezza costante di 2.50m e spessore di 1.40m, che presentano uno sviluppo verticale di 3.50m, e sui quali vengono installati gli appoggi per l'impalcato.

Il plinto di fondazione ha dimensioni in pianta di 7.00m di lunghezza e 10.00m di larghezza, con spessore di 1.50m, impostato direttamente sul terreno di base, che presenta adeguate caratteristiche geotecniche.

Le **spalle** (SP1 ed SP2), in virtù della tipologia di appoggi adottati e della geometria del viadotto, presentano dimensioni simili: l'altezza massima dallo spiccato fondazionale è di 8.50m (estradosso paraghiaia), si sviluppa trasversalmente per 12.30m, e lo spessore del paramento è variabile da 2.10m circa alla base a 1.40m in sommità. La soletta di fondazione ha dimensioni in pianta di 9.50m di lunghezza e 11.70m di larghezza; lo spessore è di 2.00m. La struttura di fondazione va a poggiare direttamente sul terreno, così come i plinti delle pile.

Gli elementi di appoggio dell'impalcato sono costituiti da isolatori elastomerici, caratterizzati da una forza orizzontale massima in campo elastico di 75.2 kN, e capacità resistente ultima alle azioni orizzontali di 402 kN; lo spostamento massimo ultimo è di 100mm.

In condizioni sismiche hanno tutti un funzionamento di appoggio cedevole in tutte le direzioni, e presentano un comportamento elasto-plastico incrudente isteretico, con coefficiente di smorzamento viscoso equivalente del 10%, uguale in tutte le direzioni.

I giunti sono del tipo in gomma armata su entrambe le spalle, con un'escursione consentita  $\pm 75$ mm.

La costruzione dell'impalcato avviene, viste le luci laterali e lo sviluppo complessivo contenuto, in un'unica fase in cui si realizza completamente la cassetta del viadotto, il successivo getto e si procede quindi, a maturazione avvenuta, alla tesatura di tutti i cavi alternativamente dalle due spalle opposte, fino a raggiungere i valori di tesatura di progetto (raggiunti i quali si procede con il disarmo delle casseforme).

Alla presente relazione sono allegati gli elaborati di output di tutti i calcoli automatici eseguiti, ai quali si rimanda per tutti i calcoli specifici che non risultassero esplicitamente da quanto riportato nel proseguo della presente relazione.

Alla presente relazione sono inoltre allegate le tavole di progetto, alle quali si rimanda per una descrizione più completa e dettagliata delle opere previste.

Il calcolo di seguito riportato è stato redatto sulla base dell'OPCM 3274 (2003), del DM 16/01/1996 e, per gli aspetti mancanti, dell'EC7. L'aggiornamento/controllo di adeguatezza alle normative vigenti (NTC 2008) viene radatto a parte sul documento "Aggiornamento relazione tecnica e di calcolo" allegato al progetto.

## 2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

La presente relazione è redatta in conformità alle seguenti Leggi e Normative:

- a) L. 5 novembre 1971 n. 1086 - "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica".
- b) D.M. LL. PP. 09 gennaio 1996 - "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche".
- c) CIRC. LL. PP. 15 ottobre 1996 n. 252 - "Istruzioni per l'applicazione delle <<Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche>> di cui al D.M. 09/01/1996".
- d) D.M. 16 gennaio 1996 - "Norme tecniche relative ai Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi".
- e) Circolare n° 156AA.GG./STC. del 04.07.1996 del Min. LL.PP. "Istruzioni per l'applicazione delle <<Norme Tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi>> di cui al D.M. 16/01/1996".
- f) D.M. 11 marzo 1988 - "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione".
- g) D.M. 2 agosto 1980 - "Criteri generali e prescrizioni tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo di ponti stradali".
- h) D.M. 4 maggio 1990 - "Aggiornamento alle norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo di ponti stradali".
- i) Circ. LL.PP. n. 34233 del 25 febbraio 1991- "Istruzioni relative alla normativa tecnica dei ponti stradali".
- j) Legge 2 febbraio 1974 n. 64 - "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche".
- k) D.M. 16 gennaio 1996 - "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche".
- l) Ordinanza del P.C.M. n. 3274 del 20 marzo 2003 "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica", come modificata ed integrata dall'Ordinanza del P.C.M. n. 3316 del 2 ottobre 2003.
- m) Delibera Giunta Regionale n. 2325 in data 01 agosto 2003 "Recepimento dell'ordinanza del presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003"
- n) Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica

### 3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

#### Calcestruzzo delle strutture di fondazione:

Si impiega un calcestruzzo di classe minima (resistenza cubica caratteristica a 28 gg.):

$$R_{ck} = 37 \text{ MPa} \quad (\text{C30/37})$$

con tensioni di progetto pari a:

- verifiche allo stato limite ultimo  $(\gamma_m=1.6)$   
 $f_{cd}=18.1 \text{ N/mm}^2$   $f_{ctd}=1.26 \text{ N/mm}^2$
- verifiche allo stato limite esercizio  $(\gamma_m=1.0)$   
 $\sigma_{cls} = 17.4 \text{ N/mm}^2$  (nella c.c. rara)  
 $\sigma_{cls} = 13.0 \text{ N/mm}^2$  (nella c.c. quasi permanente)

confezionato secondo le caratteristiche della **classe di esposizione XC2** come definite dalla Norma ENV 206, con **classe di consistenza S4**.

#### Calcestruzzo delle elevazioni delle spalle:

Si impiega un calcestruzzo di classe minima (resistenza cubica caratteristica a 28 gg.):

$$R_{ck} = 37 \text{ MPa} \quad (\text{C30/37})$$

con tensioni di progetto pari a:

- verifiche allo stato limite ultimo  $(\gamma_m=1.6)$   
 $f_{cd}=18.1 \text{ N/mm}^2$   $f_{ctd}=1.26 \text{ N/mm}^2$
- verifiche allo stato limite esercizio  $(\gamma_m=1.0)$   
 $\sigma_{cls} = 17.4 \text{ N/mm}^2$  (nella c.c. rara)  
 $\sigma_{cls} = 13.0 \text{ N/mm}^2$  (nella c.c. quasi permanente)

confezionato secondo le caratteristiche della **classe di esposizione XC3** come definite dalla Norma ENV 206, con **classe di consistenza S4**.

#### Calcestruzzo delle elevazioni delle pile:

Si impiega un calcestruzzo di classe minima (resistenza cubica caratteristica a 28 gg.):

$$R_{ck} = 37 \text{ MPa} \quad (\text{C30/37})$$

con tensioni di progetto pari a:

- verifiche allo stato limite ultimo  $(\gamma_m=1.6)$   
 $f_{cd}=18.1 \text{ N/mm}^2$   $f_{ctd}=1.26 \text{ N/mm}^2$
- verifiche allo stato limite esercizio  $(\gamma_m=1.0)$   
 $\sigma_{cls} = 17.4 \text{ N/mm}^2$  (nella c.c. rara)  
 $\sigma_{cls} = 13.0 \text{ N/mm}^2$  (nella c.c. quasi permanente)

confezionato secondo le caratteristiche della **classe di esposizione XC3** come definite dalla Norma ENV 206, con **classe di consistenza S4**.

#### Calcestruzzo delle strutture di impalcato:

Si impiega un calcestruzzo di classe minima (resistenza cubica caratteristica a 28 gg.):

$$R_{ck} = 45 \text{ MPa} \quad (\text{C35/45})$$

con tensioni di progetto pari a:

- verifiche allo stato limite ultimo  $(\gamma_m=1.5)$   
 $f_{cd}=23.3 \text{ N/mm}^2$   $f_{ctd}=1.59 \text{ N/mm}^2$
- verifiche allo stato limite esercizio  $(\gamma_m=1.0)$   
 $\sigma_{cls} = 22.7 \text{ N/mm}^2$  (nella c.c. rara)  
 $\sigma_{cls} = 17.5 \text{ N/mm}^2$  (nella c.c. quasi permanente)

confezionato secondo le caratteristiche della **classe di esposizione XF4** come definite dalla Norma ENV 206, con **classe di consistenza S4**.

Considerando di procedere alla tesatura **non prima** di 14 giorni dall'esecuzione del getto dell'impalcato, che il getto e la maturazione avvengano in condizioni di temperatura ed umidità adeguate (temperatura ambiente vicina ai 20°; umidità 70÷80%), si può stimare che  $R_{ck14}$  raggiunga valori pari al 90% di  $R_{ck}$  (40.5 N/mm<sup>2</sup>); resistenze analoghe si potranno comunque ottenere in tempi minori a quelli indicati, con l'utilizzo di opportuni additivi nel conglomerato e di particolari sistemi maturazione. Si assumono inoltre:

- Massima compressione locale sotto l'ancoraggio:

$$\sigma_{ap,a} = f_{ckj}/1.1 = 28.63 \text{ N/mm}^2$$

- Tensioni limite nel calcestruzzo in fase iniziale (tesatura)

calcestruzzo in compressione

$$\sigma_c \leq 0.6 f_{ck(14)} = 18.9 \text{ N/mm}^2$$

calcestruzzo in trazione

$$\sigma_c \leq 0.1 f_{ck(14)} = 3.2 \text{ N/mm}^2$$

- Tensioni limite nel calcestruzzo in fase di esercizio

cls in compressione – combinazione *rara*

$$\sigma_c \leq 0.6 f_{ck} = 21.0 \text{ N/mm}^2$$

cls in compressione – combinazione *q.perm.*

$$\sigma_c \leq 0.45 f_{ck} = 15.7 \text{ N/mm}^2$$

cls in trazione – combinazione *rara*

$$\sigma_{ct} \leq 0.07 f_{ck} = 2.45 \text{ N/mm}^2$$

### Acciaio da c.a.:

Per le armature si impiega un acciaio in barre ad aderenza migliorata del tipo:

Fe B 44 k

controllato in stabilimento, con caratteristiche di resistenza:

$$f_{\text{caratt. snerv.}} = 430 \text{ N/mm}^2$$

con tensioni di progetto pari a:

- verifiche allo stato limite ultimo ( $\gamma_m=1.15$ )

$$f_{yd}=373 \text{ N/mm}^2$$

- verifiche allo stato limite esercizio ( $\gamma_m=1.00$ )

$$\sigma_s = 300 \text{ N/mm}^2 \text{ (nelle c.c. rara e quasi permanente)}$$

che soddisfino i seguenti rapporti minimi:

$$\varepsilon_{su,k} > 8\%$$

$$1.15 < f_t / f_y < 1.35$$

$$(f_{y,eff} / f_{y,nom}) < 1.25$$

### Acciaio da c.a.p.:

Si impiega un acciaio in trefoli (stabilizzato a basso rilassamento) con le seguenti caratteristiche:

Acciaio armonico con:

$$f_{ptk} = 1864 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{p(1)k} = 1670 \text{ N/mm}^2$$

$$E_a = 200000 \text{ MPa}$$

$$\text{Rilassamento a 1000 h} < 2.20 \%$$

$$\text{Rilassamento a 2000 h} < 2.50 \%$$

e tensioni limite:

$$\sigma_{spi} \leq 0.85 \cdot f_{p(1)k} = 1420 \text{ N/mm}^2 \text{ alla tesatura}$$

$$\sigma_{sp} \leq 0.60 \cdot f_{ptk} = 1116 \text{ N/mm}^2 \text{ in condizioni d'esercizio}$$

$$\sigma_{sp} \leq 0.9 \cdot f_{ptk} / 1.15 = 1456 \text{ N/mm}^2 \text{ allo stato limite ultimo}$$

## 4. CARATTERISTICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE

L'area oggetto della realizzazione dell'opera appartiene ai terreni della media pianura friulana (depositi alluvionali del Würmiano), compresa tra i conoidi del torrente Corno e del torrente Cormor; è caratterizzata da depositi ghiaiosi con sabbie e presenza estremamente limitata di materiale più fino (limi); lo strato di alterazione superficiale, agricolo o naturale, è di spessore modesto (30÷90cm) ed essenzialmente di natura limoso-ghiaiosa.

Sulla zona in cui si prevede la realizzazione dell'opera sono state condotte diverse indagini geognostiche, che hanno confermato la natura essenzialmente incoerente del terreno e le ottime caratteristiche geotecniche; sono emerse infatti situazioni di ghiaie variamente sabbiose e/o limose con ciottoli, compatte fin dai primi metri di profondità. Livelli di ghiaie cementate (conglomerato) possono essere presenti ad una profondità di 10÷15m dal p.c..

La falda acquifera è posizionata a oltre 15m dal p.c. e non influisce in alcun modo sul comportamento geomeccanico del terreno.

Il suolo di fondazione è classificabile, ai sensi di quanto prescritto dall'O.P.C.M. 3274 e succ. integr. e modif., come appartenente alla categoria B.

Nel calcolo della capacità portante delle fondazioni superficiali si adotteranno i seguenti parametri geotecnici minimi:

Strato 1: ghiaie compatte con sabbia ( da -1.0m dal p.c. a -4.5m circa dal p.c.),

Peso di volume:  $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$

Angolo di attrito:  $\Phi = 35^\circ$

Coesione:  $c = 0.0 \text{ kN/m}^2$

Da quota -4.5m a -6.6m circa è stato rilevato uno strato sabbia media grigiastra variamente ghiaiosa, al di sotto della quale si ripresenta un terreno con caratteristiche analoghe a quelle dello strato 1 sopra indicato.

Per quanto riguarda il terreno di riporto per il ripristino del rilevato stradale, si sono assunte le seguenti caratteristiche geotecniche:

Peso di volume:  $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$

Angolo di attrito:  $\Phi = 30^\circ$

Angolo di attrito terreno - muro:  $\Phi' = 20^\circ$

Coesione:  $c = 0.00 \text{ kN/m}^2$

Coefficiente di spinta attiva ( $\Phi=30^\circ$ )  $K_a = 0.301$

### 4.1. CAPACITÀ PORTANTE DELLE FONDAZIONI

La capacità portante dei plinti di fondazione di pile e spalle dell'impalcato viene di seguito calcolata, relativamente allo strato di terreno sul quale insiste la struttura, mediante la formula di Hansen nella sua espressione per terreni incoerenti, per fondazione orizzontale con carico verticale centrato ed eventuale carico sismico orizzontale:

$$\sigma_{lim} = q \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q \cdot d_q + 0.5 \cdot b \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot d_\gamma$$

con il significato dei termini classico di letteratura, dove i coefficienti  $N_q$  e  $N_\gamma$  valgono:

$$N_q = 16.92 (\Phi_d=29.3^\circ)$$

$$N_\gamma = 20.08 (\Phi_d=29.3^\circ)$$

Nel calcolo della capacità portante si adotta il coefficiente sul materiale (terreno) proposto nell'Eurocodice 7, in modo da ridurre l'angolo di attrito interno di calcolo:

$$\tan(\Phi_d) = \tan(\Phi)/1.25$$

Si riporta, di seguito, il calcolo di capacità portante del plinto delle pile (7.0x10.0m), e delle solette delle spalle (12.30x9.50m). La quota di imposta delle fondazioni viene considerata pari a 3.00m dal p.c., se non diversamente indicato.

**Fondazione BxL = 7.0x10.0 m (Pile)**

I coefficienti da inserire nella formula di Hansen, assumono i seguenti valori:

Larghezza della fondazione: B = 7.00m

Lunghezza della fondazione: L = 10.00m

Profondità del piano fondazionale: D = 2.50m

Fattori di forma:  $s_q = 1.393$

$s_\gamma = 0.930$

Fattori di profondità:  $d_q = 1.104$

$d_\gamma = 1.000$

Fattori di inclinazione del carico:  $i_q = 0.80$        $i_\gamma = 0.68$       cond. C1

$i_q = 0.47$        $i_\gamma = 0.30$       cond. C2

Sostituendo, si ottiene:

$q_{ult} = 1738$  kPa      cond. C1

$q_{ult} = 904$  kPa      cond. C2

**Fondazione BxL = 9.5x12.3 m (Spalle)**

I coefficienti da inserire nella formula di Hansen, assumono i seguenti valori:

Larghezza della fondazione: B = 9.5m

Lunghezza della fondazione: L = 12.3m

Profondità del piano fondazionale: D = 2.50m

Fattori di forma:  $s_q = 1.455$

$s_\gamma = 0.675$

Fattori di profondità:  $d_q = 1.077$

$d_\gamma = 1.000$

Sostituendo, si ottiene:

$q_{ult} = 2480$  kPa

## 5. DATI DI CALCOLO

Il viadotto a trave continua è costituito da un unico impalcato su 3 campate per complessivi 48.1m, con luci variabili dai 12.5m per le campate terminali a 20.5m per quella centrale. Il vincolo allo spostamento longitudinale e trasversale è offerto da tutti i dispositivi di appoggio, che costituiscono dei vincoli cedevoli a fronte di sollecitazioni nel piano orizzontale.

Si riassumono, nel seguito, i principali dati geometrici e di calcolo della struttura:

### **Impalcato**

Luce di calcolo I e III campata .....	12.50 m
Luce di calcolo campata centrale .....	20.50 m
Altezza di calcolo trave c.a.p. in campata .....	0.80 m
Altezza di calcolo trave c.a.p. in asse spalla .....	1.10 m
Altezza di calcolo trave c.a.p. in asse pila .....	1.30 m
Larghezza anima trave c.a.p. in campata .....	6.20 m
Larghezza minima anima trave c.a.p. in asse pila .....	6.20 m
Larghezza del piano viabile .....	8.50 m
Larghezza complessiva .....	11.90 m
Larghezza complessiva cordolo sinistro .....	1.70 m
Larghezza complessiva cordolo destro .....	1.70 m
Larghezza utile marciapiede .....	0.90 m
Minimo spessore sbalzo .....	0.20 m
Spessore sbalzo all'attacco anima .....	0.45 m
Larghezza totale ringrosso sulle pile .....	1.40 m
Lunghezza tratto di raccordo ellittico .....	5.00 m

### **Pile**

Dimensione trasversale di base .....	5.00 m
Dimensione trasversale stelo .....	2.50 m
Dimensione longitudinale .....	1.40 m
Altezza massima di calcolo pila (stelo).....	3.50 m
Altezza massima di calcolo pila.....	7.50 m
Quota d'imposta inferiore dal p.c. ....	-2.20 m
Dimensione longitudinale plinto .....	7.00 m
Dimensione trasversale plinto .....	10.00 m
Spessore plinto .....	1.50 m

### **Spalle**

Dimensione trasversale del paramento verticale .....	12.30 m
Spessore del paramento verticale .....	1.40÷2.10 m
Altezza libera del paramento (valle).....	7.20 m
Altezza massima del paramento (monte).....	8.50 m
Quota d'imposta inferiore dal p.c. ....	-2.50 m
Dimensione longitudinale soletta di fondazione .....	9.50 m

Dimensione trasversale soletta di fondazione ..... 12.30 m  
Spessore soletta di fondazione ..... 2.00 m

## 6. ANALISI DEI CARICHI

### 6.1. CARICHI PERMANENTI

#### 6.1.1. Peso proprio struttura

Peso proprio della sezione corrente media dell'impalcato:

$A_{\text{trasm}} \cdot \gamma_{\text{cls}} = 6.80 \cdot 25$  ..... 170 kN/m (H=0.80m)

$A_{\text{trasm}} \cdot \gamma_{\text{cls}} = 9.90 \cdot 25$  ..... 248 kN/m (H=1.30m)

Totale pesi propri  $g_1 = 170/248$  kN/m

#### 6.1.2. Carichi permanenti portati

Marciapiedi e cordoli ..... 18.0 kN/m

pavimentazione ..... 17.0 kN/m

velette ..... 3.0 kN/m

sicurvia e parapetti ..... 10.6 kN/m

Permanenti portati  $g_2 = 48.6$  kN/m

#### 6.1.3. Carichi permanenti complessivi

Totale permanenti  $g = g_1 + g_2 = 218.6 / 296.6$  kN/m

### 6.2. DISTORSIONI

#### 6.2.1. Distorsioni di progetto

$\varepsilon_1$  non presenti.

#### 6.2.2. Variazioni termiche

Nei calcoli si è assunto uno scarto termico omogeneo di  $\pm 15^\circ$  rispetto alla temperatura media ambiente locale.

La variazione termica differenziale è stata prevista, come da normativa, pari a:

$$\Delta d = \pm 10^\circ$$

Per quanto riguarda l'effetto del ritiro del calcestruzzo, questo si può, com'è noto, assimilare a una variazione termica uniforme, che si aggiunge a quella precedentemente introdotta, pari a  $+15^\circ$ .

#### 6.2.3. Cedimenti vincolari

Non si considera la possibilità di un cedimento relativo significativo delle pile o delle spalle, vista la tipologia fondazionale adottata.

### 6.3. CARICHI MOBILI

#### 6.3.1. Carichi mobili statici

Si considerano i carichi mobili  $q_{1a}$ ,  $q_{1b}$  e  $q_{1e}$  per ponte di prima categoria:

$q_{1a} = 600$  kN (cfr. schema di Normativa)

$q_{1b} = 30.0$  kN/m

$q_{1e} = 4.0$  kN/m<sup>2</sup>

### 6.3.2. Incremento dinamico dei carichi mobili

$\phi$ , coefficiente dinamico =  $1.4 - (L-10)/150$  ( $\phi_{\min} = 1$ )

$\phi$  (L=12.50 m) = 1.383

$\phi$  (L=20.50 m) = 1.330

$q_{2a}$  (L=12.50 m) =  $0.383 \cdot 600 = 229.8$  kN

$q_{2b}$  (L=12.50 m) =  $0.383 \cdot 30 = 11.49$  kN/m

$q_{2e}$  (L=12.50 m) =  $0.383 \cdot 4 = 1.53$  kN/m<sup>2</sup>

$q_{2a}$  (L=20.50 m) =  $0.330 \cdot 600 = 198.0$  kN

$q_{2b}$  (L=20.50 m) =  $0.330 \cdot 30 = 9.90$  kN/m

$q_{2e}$  (L=20.50 m) =  $0.330 \cdot 4 = 1.32$  kN/m<sup>2</sup>

### 6.3.3. Carichi mobili complessivi

$q_{ma}$  (L=12.50 m) =  $q_{1a} + q_{2a} = 629.8$  kN

$q_{mb}$  (L=12.50 m) =  $q_{1b} + q_{2b} = 41.5$  kN/m

$q_{me}$  (L=12.50 m) =  $q_{1e} + q_{2e} = 5.5$  kN/m<sup>2</sup>

$q_{ma}$  (L=20.50 m) =  $q_{1a} + q_{2a} = 798.0$  kN

$q_{mb}$  (L=20.50 m) =  $q_{1b} + q_{2b} = 39.9$  kN/m

$q_{me}$  (L=20.50 m) =  $q_{1e} + q_{2e} = 5.3$  kN/m<sup>2</sup>

### 6.3.4. Azioni longitudinali di frenamento

$q_{31} = 0.1 \cdot [(48.1-15) \cdot 30 + 600] = 160$  kN

$q_{32} = 0.2 \cdot [600 \cdot (1.0+0.5)] = 180$  kN

$q_3 = \max[q_{31}, q_{32}] = 180$  kN

Il carico  $q_3$  è applicato ad ogni carreggiata; nel caso presente la sede viabile è costituita da un'unica carreggiata divisa in due corsie.

### 6.3.5. Azione centrifuga

$q_4 = 30/R = 0.0$  kN/m

con  $R = \infty$ , curvatura costante dell'impalcato.

### 6.3.6. Azione del vento

La pressione del vento è pari a:

$$p_v = 2.50 \text{ kN/m}^2$$

La superficie dei carichi transitanti esposta al vento si assimila ad una parete continua di altezza  $h=3.0$ m; complessivamente si avrà:

#### a) Esercizio con ponte scarico

Il vento insiste sulla trave in c.a.p., compreso il marciapiede; si ottiene:

$q_{5a} = 1.30 \cdot 2.50 = 3.25$  kN/m<sup>2</sup>

applicato a 0.65m dall'estradosso dell'impalcato.

#### b) Esercizio con ponte carico

Il vento insiste sulla trave in c.a.p., oltre che sui carichi viaggianti; si ottiene:

$q_{5b} = (1.30+3.00) \cdot 2.50 = 10.75$  kN/m<sup>2</sup>

applicato a 1.35m dall'estradosso dell'impalcato.

### 6.3.7. Resistenza di attrito agli appoggi

Tutti gli appoggi sono costituiti da dispositivi antisismici in elastomero, aventi capacità dissipativa a fronte di azioni cicliche. La rigidità traslazionale orizzontale in campo elastico è pari a 25100 kN/m. Questa tipologia di appoggio mantiene collegati l'impalcato e la pila/spalla in modo permanente, senza perciò permettere lo sviluppo di azioni indotte da attriti.

### 6.3.8. Azioni su parapetti e guard-rail

#### a) Azione applicata al guard-rail:

$q_{8gr} = 45.0 \text{ kN}$  (in direzione trasversale)  
 $q_{8gr} = 30.0 \text{ kN}$  (in direzione longitudinale)

L'azione è applicata a 0.60 m dal piano stradale.

#### b) Azione applicata ai parapetti:

$q_{8pa} = 1.3 \text{ kN/m}$  (in direzione trasversale)

L'azione è applicata al corrimano del parapetto.

### 6.3.9. Azioni sismiche sulla struttura da ponte

L'opera in progetto è situata in comune di Basiliano (UD); ai sensi dell'Ordinanza del P.C.M. n. 3274 del 20 marzo 2003, integrata e modificata dall'Ordinanza del P.C.M. n. 3316 del 2 ottobre 2003, l'area d'intervento è classificata come zona sismica 2, con accelerazione al suolo  $a_g/g$  di 0.25.

È stata condotta un'analisi dinamica non lineare di tipo spaziale, necessaria per valutare il corretto comportamento degli isolatori elasto-plastici.

Sono stati presi in considerazione 3 gruppi di accelerogrammi (misurati in occasione del sisma del 06.05.1976 nelle stazioni di Tolmezzo, Barcis e Codroipo), raggruppati (ogni gruppo consiste di un accelerogrammi in direzione EW, NS e verticale) e tarati in modo da soddisfare i requisiti richiesti dalla normativa (p.ti 5.2.8, 7.4 e 9.6.2).

Lo spettro di risposta elastico di riferimento è calcolato come indicato al punto 5.2.6 (per lo stato limite di collasso) delle Norme tecniche per il progetto sismico dei ponti (Ord. 3274/2003), adottando i seguenti dati:

Coefficiente d'importanza	$\gamma_I=1.3$
Categoria del suolo di fondazione:	<b>B</b>
Fattore che tiene conto del profilo stratigrafico del terreno:	$S=1.25$
Coefficiente di smorzamento viscoso:	$\eta=1$
Periodi limite dello spettro di progetto orizzontale:	$T_B=0.15 \text{ s} / T_C=0.50 \text{ s} / T_D=2.00 \text{ s}$
Coefficiente di struttura per sisma in direzione X (longitudinale):	1.0
Coefficiente di struttura per sisma in direzione Y (trasversale):	1.0

In accordo con le vigenti norme sulla progettazione dei ponti stradali, non si considera la presenza di carichi accidentali viaggianti in concomitanza con l'evento sismico.

### 6.3.10. Spinta delle terre

La spinta delle terre dovuta ai carichi permanenti si sviluppa sulla superficie delle opere a contatto con il terreno. Le caratteristiche del terreno considerate nei calcoli sono quelle introdotte al capitolo 4. della presente relazione, relativamente agli strati di terreno indicati.

L'incremento di spinta con la profondità è regolato dalla nota formula:

$$\sigma = \sigma_o + h \cdot \gamma \cdot k_a$$

con  $k_a$  coefficiente di spinta attiva per i vari strati di terreno considerati.

### Incremento della spinta per carichi accidentali

La spinta delle terre dovuta a carichi accidentali  $q$  sul terrapieno a monte delle strutture di sostegno si traduce in una pressione orizzontale uniformemente distribuita sul muro pari a:

$$\sigma_q = q \cdot k_a$$

con  $k_a$  coefficiente di spinta attiva per i vari strati di terreno considerati.

### 6.3.11. Azioni sismiche sulle strutture di sostegno delle terre

L'opera è situata in comune di Basiliano (UD); ai sensi dell'Ordinanza del P.C.M. n. 3274 del 20 marzo 2003, integrata e modificata dall'Ordinanza del P.C.M. n. 3316 del 2 ottobre 2003, l'area d'intervento è classificata come zona sismica 2, con accelerazione al suolo  $a_g/g$  di 0.25. Il terreno, visto quanto riportato al p.to 4., è di tipo B. Si assume per  $\gamma_1$  un valore pari a 1.3.

In accordo con le vigenti norme sulla progettazione dei ponti stradali, non si considera la presenza di carichi accidentali viaggianti in concomitanza con l'evento sismico.

### 6.3.12. Incremento sismico delle spinte del terreno

La spinta indotta dal terreno a monte della struttura di sostegno (flessibile) viene calcolata come somma di tre contributi, come di seguito riportato:

$$\begin{aligned} E_{d1} &= \frac{1}{2} \gamma' K H^2 \\ E_{d2} &= \pm \frac{1}{2} \gamma' K k_v H^2 \\ E_{d3} &= E_{ws} \end{aligned}$$

con:

$\gamma'$ : peso specifico del terreno, ovvero differenza tra il peso specifico del terreno saturo ed il peso specifico dell'acqua, a seconda delle caratteristiche della falda;

$K$ : coefficiente di spinta, attiva o passiva, del terreno (statico + dinamico);

$H$ : altezza del muro di sostegno;

$k_v$ : coefficiente sismico verticale, pari a:

$$k_v = \frac{1}{2} [S a_g/g] / r$$

$r = 1$  per opere di sostegno che non ammettono spostamenti;

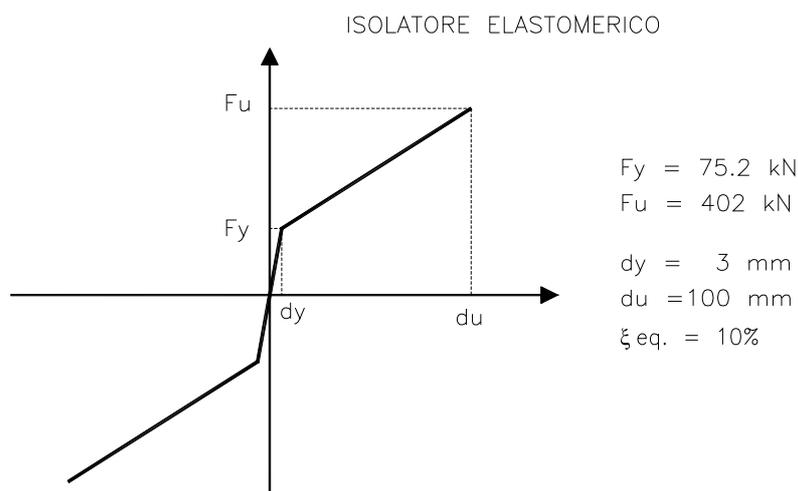
$r = 2$  per opere di sostegno che ammettono spostamenti.

$E_{ws}$ : spinta idrostatica dell'acqua a monte.

## 7. ANALISI DELL'IMPALCATO

Per l'analisi delle sollecitazioni sull'impalcato si è ricorso all'elaboratore elettronico, utilizzando il codice di calcolo SAP2000, di cui si riportano i tabulati del file di input ed i risultati di output in formato digitale nel CD-ROM allegato. Per l'analisi della struttura la trave continua è stata schematizzata come una sequenza di elementi "frame".

Gli elementi in elevazione (pile/spalle) sono state considerate come vincoli fissi, mentre gli appoggi a comportamento elasto-plastico incrudente sono stati inseriti utilizzando elementi "nlink", le cui caratteristiche (diagramma forze/spostamento e proprietà meccaniche) è descritto nella figura seguente:



In particolare il dispositivo di dissipazione è stato modellato con un elemento a cui è associato un comportamento elasto-plastico incrudente nelle due direzioni principali (X longitudinale, e Y trasversale) che, nel determinare la superficie di snervamento, considera disaccoppiato il legame forza/spostamento nelle due direzioni. I restanti gradi di libertà sono assunti a comportamento elastico lineare.

In corrispondenza dell'appoggio intermedio sulla pila si è tenuto conto della variabilità della sezione resistente considerando l'aumento di altezza della sezione per effetto del ringrosso e la diversa larghezza collaborante degli sbalzi, per effetto dell'interruzione di continuità degli stessi in asse pila. Tale interruzione si rende necessaria, infatti, negli impalcati con questa tipologia, per impedire una concentrazione di sforzi di trazione, dovuti al momento negativo sull'appoggio, sugli sbalzi stessi; questo comporta che la sezione in asse pila dell'impalcato sia pressoché rettangolare, di larghezza pari alla larghezza dell'anima di intradosso dell'impalcato. Allontanandosi dalla pila, la sezione resistente è data anche dalla collaborazione degli sbalzi laterali (ipotizzando una diffusione degli stessi, per valutare la loro larghezza collaborante, a 45°) sino ad arrivare, ad opportuna distanza dalla sezione "interrotta", alla sezione resistente corrente, costituita dall'anima inferiore e dall'intera larghezza superiore dell'impalcato.

Per quanto riguarda invece il calcolo della sezione trasversale dell'impalcato e quindi degli sbalzi dello stesso, la compartecipazione nelle zone a cavallo delle pile è garantita da una serie di "spinotti" longitudinali (posizionati a metà sezione dello sbalzo) che consentono la dilatazione longitudinale differenziale degli sbalzi ma garantiscono la trasmissione dei carichi verticali sulla mensola tra una campata e la successiva.

Lungo tutto il viadotto (simmetrico rispetto la mezzera) è previsto un unico tracciato dei cavi, caratterizzato da tratti rettilinei raccordati da tratti curvi ad andamento parabolico, costituito da 11 cavi da 15 trefoli di 0.6" (tensione iniziale di tesatura 1250 N/mm<sup>2</sup>).

### 7.1. CONDIZIONI DI CARICO

Le condizioni di carico semplici, comuni agli stati limite rispetto ai quali verrà eseguita la verifica, considerate nel calcolo della trave continua sono le seguenti:

- c.c.1 : pesi propri  $g_1$
- c.c.2 : precompressione
- c.c.3 : carichi permanenti  $g_2$

- c.c.4 : variazione termica unif.  $-30^{\circ}/+15^{\circ}$  e variazione termica diff.  $+10^{\circ}$   
c.c.5 : inviluppo azioni indotte dal carico mobile  $q_{1a/b/e}$   
c.c.6 : carichi accidentali dovuti al vento  
c.c.7 : carichi accidentali dovuti al frenamento  
c.c.8 : azione sismica

Per una larghezza della sede stradale di 8.5m, la normativa prevede la possibilità di transito di due colonne di carico mobile, della larghezza di 3.50m ciascuna. Per i ponti di prima categoria si considerano una colonna di carichi mobili di entità pari a quella descritta nel paragrafo 6.3.3 della presente relazione, ed una seconda colonna con carichi ridotti al 50% (rispetto alla precedente). Nel caso di carichi mobili disposti su più di una campata, si considera un unico carico  $q_{ma}$  (ingombro longitudinale 15.0m) su una campata (più il carico  $q_{mb}$  di completamento), mentre nelle altre si considera presente il solo  $q_{mb}$ .

Le due colonne di carico sopra descritte possono essere eccentriche rispetto l'asse baricentrico della trave costituente il modello strutturale; tale eccentricità provoca degli effetti torsionali sull'impalcato e delle sovrasollecitazioni sugli apparecchi d'appoggio e, quindi, sulle spalle e sulle pile. È stata perciò considerata una condizione di carico (due colonne di carico presenti sull'impalcato, più il carico sui marciapiedi) per valutare la massima sollecitazione flessionale/tagliante sulla trave; a questa si è aggiunta un'ulteriore condizione di carico, per determinare il massimo impegno in termini di sollecitazioni torcenti sulla trave.

### 7.1.1. Combinazioni di carico

Le condizioni di carico di cui al precedente p.to vengono combinate tra loro per ottenere le seguenti combinazioni di carico, che saranno poi considerate nelle verifiche successive.

	G1	g2	$\epsilon_1$	$\epsilon_3$	q1	q2	q3	q5	q6	q7
	p.prop.	Perm.	Prec.	$\Delta_{term.}$	Mobili	mobili	Frenam.	Vento	sisma	attrito
<b>STATI LIMITE DI ESERCIZIO – D.M. 4 MAGGIO 1990</b>										
SLE-A1	1	1	1	1				1		1
SLE-A2	1	1	1	1	1	1		0.4		1
SLE-A3	1	1	1	1	1	1	1	0.2		1
SLE-A4	1	1	1	1	1	1		0.2		1
SLE-A5	1	1	1	1					1	
SLE-F1	1	1	1	1				0.4		
SLE-F2	1	1	1	1	$\psi_1=0.97$ $\psi_1=0.87$	$\psi_1=0.97$ $\psi_1=0.87$				
SLE-F3	1	1	1	1	$\psi_2=0.68$ $\psi_2=0.60$	$\psi_2=0.68$ $\psi_2=0.60$				
<b>STATI LIMITE ULTIMI – D.M. 4 MAGGIO 1990</b>										
SLU-U1	1.5 (1)	1.5 (1)	1.2 (0.85)	1.2 (0)				1.5		1.5
SLU-U2	1.5 (1)	1.5 (1)	1.2 (0.85)	1.2 (0)	1.5	1.5		0.9		1.5
SLU-U3	1.5 (1)	1.5 (1)	1.2 (0.85)	1.2 (0)	1.5	1.5	1.5	0.3		1.5
SLU-U4	1.5 (1)	1.5 (1)	1.2 (0.85)	1.2 (0)	1.5	1.5		0.3		1.5
<b>STATO LIMITE ULTIMO IN CONDIZIONI SISMICHE – ord. del PCM n. 3274 del 20.03.2003</b>										
SLU-SIS	1	1	1	1					1.3	

## 7.2. EFFETTI DELLA PRECOMPRESSIONE

Gli effetti della precompressione (compresi quelli dovuti all'iperstaticità dello schema statico) sono valutati automaticamente dal codice di calcolo utilizzato. Per ogni concio della discretizzazione ad elementi finiti, si considerano le distanze relative tra baricentro della sezione e posizione del cavo risultante nei tre punti di inizio, centro e fine del concio stesso. Accanto alla definizione geometrica della posizione del cavo risultante di precompressione, viene poi assegnato il valore della forza di trazione complessiva relativa al cavo stesso nella sezione media del concio considerato. Tale valore viene ricavato in base alla tensione di tesatura iniziale detratta delle perdite istantanee per attrito lungo il tracciato del cavo. Tali perdite sono state calcolate, in accordo con le prescrizioni della Normativa vigente, secondo l'espressione di seguito riportata:

$$\sigma_p(x_0+\delta x) = \sigma_p(x_0) \cdot [1 - f \cdot (\alpha + \beta \cdot \delta x)]$$

dove:

$f = 0.3$	coefficiente di attrito per cavo in guaina metallica;
$\beta = 0.01 \text{ rad/m}$	deviazione angolare convenzionale
$\alpha(\text{rad})$	deviazione angolare nel tratto $dx$
$\delta x(\text{m})$	lunghezza in orizzontale del tratto rettilineo considerato
$\sigma_p(x_0+\delta x)$	valore ridotto della tensione nel cavo ad una distanza $\delta x$ dalla sezione in cui è applicata la tensione $\sigma_p(x_0)$

Il valore della tensione di precompressione iniziale è costante per tutti i cavi lungo l'impalcato, ed è pari a  $1250 \text{ N/mm}^2$ .

## 7.3. SEZIONI DI VERIFICA

Le verifiche di resistenza sono state condotte sulle sezioni più significative dell'impalcato e che presentano le sollecitazioni maggiori, sia in termini di pesi propri e permanenti che di carichi accidentali, così come di seguito individuate.

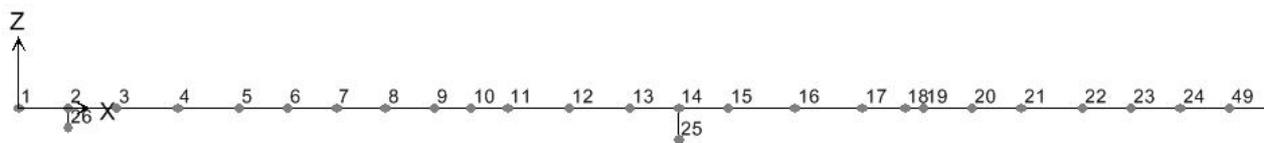
Le sezioni di verifica fanno riferimento allo schema ad E.F. adottato nel calcolo; in particolare, la corrispondenza tra le sezioni di verifica e gli E.F. introdotti è la seguente:

S1 = concio n°	8	(sezione in mezzeria prima campata 12.5m)
S2 = concio n°	14	(sezione in asse pila P1)
S3 = concio n°	23	(sezione in mezzeria campata centrale da 20.5m)

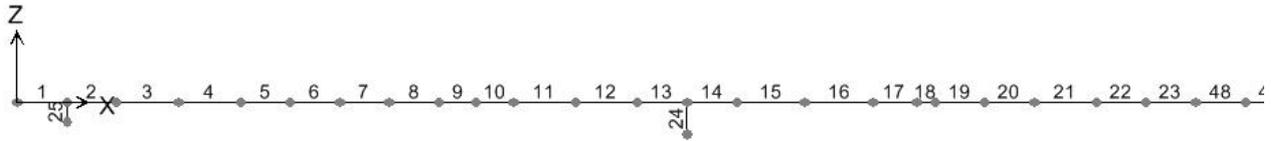
Ai fini delle verifiche a taglio e torsione, si considerano le seguenti sezioni:

T1 = concio n°	2	(spalla SP1)
T2 = concio n°	11	(termine rastremazione su pila P1-campata I)
T3 = concio n°	14	(sezione in asse pila P1)
T4 = concio n°	17	(termine rastremazione su pila P1-campata II)

Si riporta nello schema seguente la numerazione dei conci (numerazione nodi e frame) a cui si farà riferimento nei paragrafi seguenti. Per semplicità si riporta solo la prima metà della prima nervatura, essendo la stessa simmetrica rispetto la mezzeria del ponte.



**Numerazione nodi su metà impalcato**



Numerazione frame su metà impalcato

### 7.3.1. Caratteristiche geometriche delle sezioni

Si riportano di seguito le caratteristiche geometriche delle sezioni di calcolo della trave costituente l'impalcato, relativamente alle sezioni di verifica (campata e asse pila/spalle). In tutti i casi considerati, essendo l'area della sezione interna complessiva delle guaine previste (11 guaine di diametro medio 95 mm) non superiore al 2% della sezione di conglomerato, nel calcolo si considera, come previsto dalla normativa vigente, la sezione come non detratta dai fori.

#### Sezione in campata [S1/S3]:

##### Caratteristiche geometriche della sezione

Altezza:	H =	0.800 m
Area:	A =	6.747 m <sup>2</sup>
Baricentro:	y =	0.461 m (dal lembo inferiore)
Momento d'Inerzia:	I =	0.3540 m <sup>4</sup>
Modulo superiore:	Ws =	1.0436 m <sup>3</sup>
Modulo inferiore:	Wi =	0.7683 m <sup>3</sup>

#### Sezione in asse pila [S2]:

##### Caratteristiche geometriche della sezione

Altezza:	H =	1.300 m
Area:	A =	8.485 m <sup>2</sup>
Baricentro:	y =	0.672 m (dal lembo inferiore)
Momento d'Inerzia:	I =	1.2187 m <sup>4</sup>
Modulo superiore:	Ws =	1.9404 m <sup>3</sup>
Modulo inferiore:	Wi =	1.8139 m <sup>3</sup>

## 7.4. SOLLECITAZIONI FLETTENTI NELLE SEZIONI DI VERIFICA

Si riporta di seguito un estratto dei risultati dell'elaborazione numerica. I dati riportati sono quelli utilizzati nei successivi calcoli di verifica delle sezioni individuate al paragrafo precedente interessate dalle sollecitazioni flessionali.

Le sollecitazioni flettenti sono espresse in kNm.

COND.	S1	S2	S3
c.c.1 G1	-472	-6267	2867
c.c.2 (N <sub>prec</sub> )	-27359	-25055	-22246
c.c.2 (M <sub>prec</sub> )	-1420	15060	-6150
c.c.3 G2	-140	-1789	839
c.c.4 (N <sub>erm</sub> )	666 -333	968 -484	968 -484

c.c.4 ( $M_{tem}$ )	1180	1943	1943
c.c.5	2465	598	3199
Mobile	-2018	-4121	-679
c.c.6	/	/	/
Vento			
c.c.7	$\pm 5$	$\pm 11$	/
Frenam			
c.c.8	886	2012	1079
Sisma	-962	-2001	-1111

## 7.5. VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

### 7.5.1. Descrizione generale della verifica a flessione

Si riporta di seguito uno schema riepilogativo delle principali procedure seguite per la determinazione delle sollecitazioni nelle sezioni di verifica.

#### 1) PRECOMPRESSIONE INIZIALE + PESO PROPRIO:

$\sigma_{spi}$  = tensione iniziale nella sezione di verifica (già depurata dalle perdite per attrito)

$A_{fp,tot}$  = area totale dei cavi

$N_{pi} = A_{fp,tot} \cdot \sigma_{spi}$  = forza di precompressione iniziale

$e$  = eccentricità cavo risultante rispetto il baricentro geometrico della sezione

$M_{pi} = N_{pi} \cdot e$  = momento di precompressione "isostatico"

$M_{pr}$  = momento di precompressione di calcolo (c.c.2)

$M_{par} = M_{pr} - M_{pi}$  = Momento parassita dovuto all'iperstaticità

$M_{tir} = M_{pi} + M_{par} + M_{g1}$  = Momento di verifica al tiro

$\sigma_{si} = N_{pi}/A + M_{tir}/W_{sup}$  = tensione iniziale al lembo superiore

$\sigma_{ii} = N_{pi}/A - M_{tir}/W_{inf}$  = tensione iniziale al lembo inferiore

Si considerano negative le tensioni/forze di trazione. In presenza di tensioni di trazione (al lembo inferiore o superiore), si valuta il carico di trazione complessivo nella zona tesa ( $T_R$  = area del diagramma triangolare dalla massima tensione di trazione al punto di nullo della tensione normale, espressa in [N]), dal quale si ottiene, considerando i tassi di lavoro convenzionali fissati dalla vigente normativa, l'area minima necessaria di armatura "lenta" per riprendere lo sforzo  $T_R$ :

$$A_{lmin} = T_R/215 \text{ (in mm}^2\text{, per acciaio Fe B 44k c.s.)}$$

L'armatura longitudinale lenta inferiore o superiore prevista dovrà essere sempre superiore ad  $A_{lmin}$ .

#### 2) CADUTE DI TENSIONE:

Si descrive nel seguito la valutazione delle perdite "lente" distinguendo i tre contributi di ritiro, fluage e rilassamento.

$$\text{Ritiro: } \Delta_{RIT} = \varepsilon_{RIT} \cdot E_p$$

$$\text{Viscosità: } \Delta_{VIS} = \mu_{VIS} \cdot \sigma_{cp} \cdot E_p / E_{cls}$$

Considerando che la tesatura avvenga non prima di 14 giorni di stagionatura del getto, si avrà:

$\varepsilon_{RIT}$  = 0.00025 ..... valore di normativa  
 $R_{VIS}$  = 2.00 ..... valore di normativa  
 $E_p$  = 200000 N/mm<sup>2</sup> ..... modulo di elasticità cavi di precompressione  
 $E_{cls}$  = 38236 N/mm<sup>2</sup> ..... modulo di elasticità calcestruzzo  
 $\sigma_{cp}$  = tensione nella fibra di conglomerato posta al livello del cavo di precompr.

$\Delta\sigma_{sf} = \Delta_{RIT} + \Delta_{VIS}$  (ritiro + viscosità)

Rilassamento:  $\Delta\sigma_{r\infty} = \beta \cdot \sigma_{spi}$

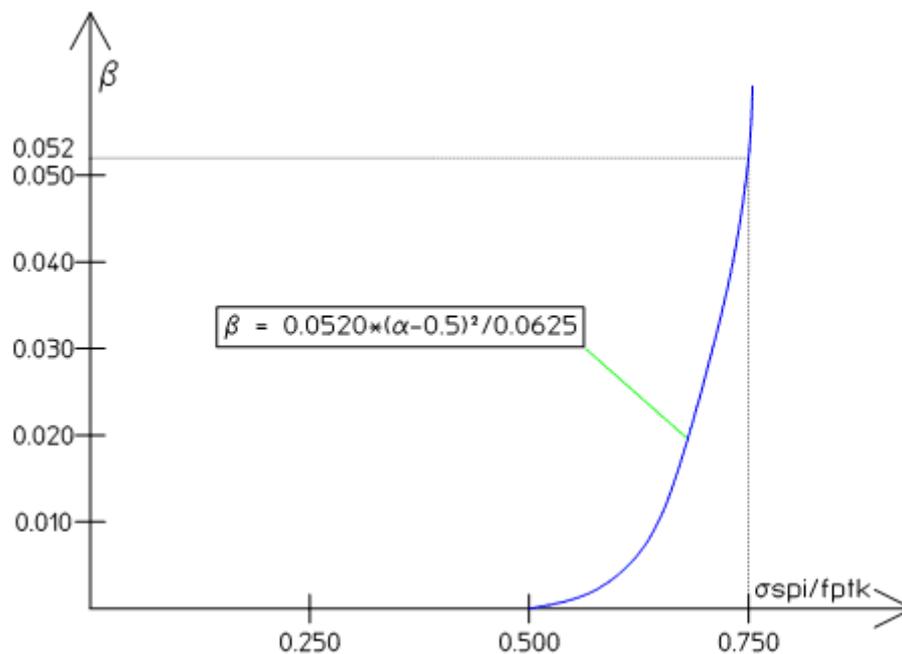
dove:

$\beta = \beta(\alpha)$

$\alpha = \sigma_{pi}/f_{ptk}$

$f_{ptk}$  = tensione di rottura dell'acciaio armonico

dove  $\beta = \beta(\alpha)$  si ottiene, per le caratteristiche meccaniche dell'acciaio considerato, dal diagramma seguente.



Per effetto dell'interdipendenza dei fenomeni di ritiro, viscosità e rilassamento, le Norme vigenti consentono una riduzione della perdita per rilassamento secondo la seguente espressione:

$$\Delta'\sigma_{r\infty} = \Delta\sigma_{r\infty} \cdot (1 - 2.5 \cdot \Delta\sigma_{sf} / \sigma_{spi})$$

La caduta totale di tensione risulta:

$$\Delta_{TOT} = \Delta\sigma_{sf} + \Delta'\sigma_{r\infty} = p\% \cdot \sigma_{spi}$$

con p% percentuale di perdita complessiva

Tensione di precompressione in esercizio:

$$\sigma_p = \sigma_{spi} - \Delta_{TOT} \leq \sigma_{p,amm} = 0.6 \cdot f_{ptk} = 1118 \text{ N/mm}^2$$

Le variazioni di sollecitazioni dovute alle perdite "lente" si valutano tramite le:

$$\Delta N_{pr} = \Delta T_{TOT} \cdot A_{fp,tot} \dots\dots\dots \text{variazione di sforzo normale assiale}$$

$$\Delta M_{pr} = \Delta N_{pr} \cdot e \dots\dots\dots \text{variazione di momento flettente isostatico}$$

$$\Delta M_{par} = p\% \cdot M_{par} \dots\dots\dots \text{variazione di momento flettente parassita}$$

$$\Delta M_{tot} = \Delta M_{pr} + \Delta M_{par} \dots\dots\dots \text{variazione di momento flettente totale}$$

Le conseguenti variazioni di tensione ai lembi superiore ed inferiore della trave valgono:

$$\Delta \sigma_s = \Delta N_{pr}/A + \Delta M_{tot}/W_{sup}$$

$$\Delta \sigma_i = \Delta N_{pr}/A - \Delta M_{tot}/W_{inf}$$

$$\sigma_{ps} = \sigma_{si} - \Delta \sigma_s$$

$$\sigma_{pi} = \sigma_{ii} - \Delta \sigma_i$$

### 3) CARICHI PERMANENTI PORTATI:

Si considera la variazione di sollecitazione flettente dovuta ai soli carichi permanenti portati:

$$M_{per} = M(c.c.3)$$

$$\Delta \sigma_s = M_{per}/W_{sup}$$

$$\Delta \sigma_i = M_{per}/W_{inf}$$

$$\sigma_s = \sigma_{ps} + \Delta \sigma_s$$

$$\sigma_i = \sigma_{pi} - \Delta \sigma_i$$

### 4) CARICHI ACCIDENTALI: massimo momento positivo:

Si considera la massima sollecitazione flettente positiva per effetto dei carichi accidentali esterni (carichi mobili o sisma, effetti termici):

$$M(+)_max = M(\text{accidentali})$$

$$\Delta \sigma_s = M(+)_max/W_{sup}$$

$$\Delta \sigma_i = M(+)_max/W_{inf}$$

$$\sigma_s = \sigma_s + \Delta \sigma_s$$

$$\sigma_i = \sigma_i - \Delta \sigma_i$$

Si considerano negative le tensioni di trazione. In presenza di tensioni di trazione, si valuta il carico di trazione complessivo nella zona tesa ( $T_R$  = area del diagramma triangolare dalla massima tensione di trazione al punto di nullo della tensione normale, espresso in [N]), dal quale si ottiene, considerando i tassi di lavoro ammissibili fissati dalla vigente normativa, l'area minima necessaria di armatura "lenta" per riprendere lo sforzo  $T_R$ :

$$A_{lmin} = T_R/175 \text{ (in mm}^2\text{, per acciaio Fe B 44k c.s.)}$$

L'armatura longitudinale lenta prevista dovrà essere sempre superiore ad  $A_{lmin}$ .

### 5) CARICHI ACCIDENTALI: massimo momento negativo:

Si considera la massima sollecitazione flettente negativa per effetto dei carichi accidentali esterni (carichi mobili o sisma, effetti termici):

$$M(-)_max = M(\text{accidentali})$$

$$\Delta \sigma_s = M(-)_max/W_{sup}$$

$$\Delta \sigma_i = M(-)_{\max} / W_{\text{inf}}$$

$$\sigma_s = \sigma_s + \Delta \sigma_s$$

$$\sigma_i = \sigma_i - \Delta \sigma_i$$

Si considerano negative le tensioni di trazione. In presenza di tensioni di trazione, si valuta il carico di trazione complessivo nella zona tesa ( $T_R$  = area del diagramma triangolare dalla massima tensione di trazione al punto di nullo della tensione normale, espressa in [N]), dal quale si ottiene, considerando i tassi di lavoro ammissibili fissati dalla vigente normativa, l'area minima necessaria di armatura "lenta" per riprendere lo sforzo  $T_R$ :

$$A_{\text{Imin}} = T_R / 175 \quad (\text{in mm}^2 \text{ per acciaio Fe B 44k c.s.})$$

L'armatura longitudinale lenta prevista dovrà essere sempre superiore ad  $A_{\text{Imin}}$ .

## 7.5.2. Verifiche

Alle pagine seguenti sono riportate, sotto forma di tabelle, le verifiche delle principali sezioni considerate; i calcoli di verifica sono stati effettuati secondo lo schema individuato al precedente paragrafo 7.6.1.

Con riferimento alla tabella delle combinazioni di carico riportata al p.to 7.2, nelle seguenti verifiche si farà riferimento alle sollecitazioni relative alla combinazione tipo SLE-A1 ed SLE-A2, nella quale si hanno le sollecitazioni più gravose per la trave longitudinale oggetto della verifica.

Nelle tabelle seguenti, tutte le tensioni si intendono in N/mm<sup>2</sup> (positive se di compressione, negative se di trazione), le caratteristiche della sollecitazione in kN e kNm, le lunghezze in mm, le aree in mm<sup>2</sup>.

Si riporta di seguito l'area di armatura lenta effettivamente prevista, superiore ed inferiore, nelle sole anime dell'impalcato, trascurando le barre disposte lateralmente e lungo la soletta costituente gli sbalzi ed il tratto di collegamento tra le nervature.

Campate da 12.5m:	superiormente 32Φ16 (= 6400 mm <sup>2</sup> ) inferiormente 32Φ16 (= 6400 mm <sup>2</sup> )
Campata da 20.5m:	superiormente 32Φ16 (= 6400 mm <sup>2</sup> ) inferiormente 12Φ16+20Φ26 (= 13000 mm <sup>2</sup> )
Pile:	superiormente 32Φ16 (= 6400 mm <sup>2</sup> ) inferiormente 32Φ16 (= 6400 mm <sup>2</sup> )

### 1) VERIFICA INIZIALE ALLA FASE DI TIRO

[peso proprio + precompressione iniziale]

SEZ	S1	S2	S3
$\sigma_{\text{spi}}$	-1193	-1092	-970
$N_{\text{pi}}$	27359	25055	22246
$e$	0,111	-0,478	0,311
$M_{\text{pi}}$	-3037	11976	-6919
$M_{\text{pr}}$	-1420	15060	-6150
$M_{\text{par}}$	1617	3083	769
$M_{\text{g1}}$	-472	-6267	2867
$M_{\text{tir}}$	-1892	8793	-3283
$\sigma_{\text{si}}$	2,24	6,02	0,15
$\sigma_{\text{ii}}$	6,52	-0,33	7,57

La tensione massima di compressione nel conglomerato risulta 7.6 N/mm<sup>2</sup>, inferiore al limite massimo ammesso.

La tensione massima di trazione risulta di -0.33 N/mm<sup>2</sup>; si dispone un quantitativo di armatura lenta, con tensione convenzionale pari a 215 N/mm<sup>2</sup>, atta ad assorbire la risultante delle tensioni di trazione. Risulta:

**SEZIONE S2**

Tr= 70 kN

$$A_{L,min} = 323 \text{ mm}^2$$

$$A_{L,eff} = 6400 \text{ mm}^2$$

**2) CALCOLO DEGLI EFFETTI DOVUTI ALLE CADUTE DI TENSIONE:**

SEZ	S1	S2	S3
$\Delta RIT$	50	50	50
$\sigma_{cp}$	4.65	5.29	6.18
$\Delta VIS$	48,6	55,3	64,7
$\Delta \sigma_{sf}$	98,6	105,3	114,7
$\alpha$	0,6400	0,5861	0,5204
$\beta$	0,016299	0,006163	0,000345
$\Delta \sigma_{r\infty}$	19,4	6,7	0,3
$\Delta' \sigma_{r\infty}$	15,3	5,1	0,2
$\Delta TOT$	113,9	110,4	114,9
p%	9,5%	10,1%	11,8%
$\sigma_p$	<b>-1079</b>	<b>-982</b>	<b>-855</b>
$\Delta N_{pr}$	2613	2532	2635
$\Delta M_{pr}$	-290	1210	-820
$\Delta M_{par}$	-154	-312	-91
$\Delta M_{tot}$	136	-1522	728
$\Delta \sigma_s$	-0.26	-0.83	0.31
$\Delta \sigma_i$	-0.57	0.04	-1.34
$\sigma_{ps}$	1,99	5,19	0,46
$\sigma_{pi}$	5,95	-0,06	6,23

**3) CALCOLO DEGLI EFFETTI DOVUTI AI CARICHI PERMANENTI PORTATI:**

SEZ	S1	S2	S3
$M_{per}$	-140	-1789	839
$\Delta \sigma_s$	0,13	0,62	-0,80
$\Delta \sigma_i$	-0,18	-0,67	1,09

**4) CALCOLO DEGLI EFFETTI DOVUTI AI CARICHI TERMICI:**

SEZ	S1	S2	S3
$N_{TERM}$	666	968	968
$M_{TERM}$	1180	1943	1943
$\Delta \sigma_s$	-1,03	-0,56	-1,72
$\Delta \sigma_i$	1,64	0,84	2,67

**5) CALCOLO DEGLI EFFETTI DOVUTI AI CARICHI MOBILI**

SEZ	S1	S2	S3
-----	----	----	----

$M_{MOB}$	2469 (-2018)	598 (-4121)	3199 (-679)
$\Delta\sigma_s$	-2.36 (1.93)	-0.21 (1.44)	-3.06 (0.65)
$\Delta\sigma_i$	3.21 (-2.63)	0.22 (-1.54)	4.17 (-0.88)

Le combinazioni di carico SLE-A1 ed SLE-A2 combinano i precedenti effetti nel modo seguente:

$$G_1+G_2+P_k+\varepsilon_3$$

$$G_1+G_2+P_k+\varepsilon_3+Q_1+Q_2+ 0.4 Q_5$$

Le tensioni risultanti nel calcestruzzo risultano quindi:

### Combinazione di carico SLE-A1

SEZ	S1	S2	S3
$\sigma_{cls,sup}$ Tensione al lembo superiore detratta dalle perdite per attrito e dalle cadute di tensione	2.0	5.2	0.5
a cui vanno a sommare:			
$\Delta\sigma_{cls, G2}$	-0.1	-0.6	0.8
$\Delta\sigma_{cls, term}$	1.0	0.6	1.7
	2.9	5.2	3.0
SEZ	S1	S2	S3
$\sigma_{cls,inf}$ Tensione al lembo inferiore detratta dalle perdite per attrito e dalle cadute di tensione	6.0	-0.1	6.2
$\Delta\sigma_{cls, G2}$	0.2	0.7	-1.1
$\Delta\sigma_{cls, term}$	-1.6	-0.8	-2.7
	4.6	-0.2	2.4

### Combinazione di carico SLE-A2

SEZ	S1	S2	S3
$\sigma_{cls,sup}$ Tensione al lembo superiore detratta dalle perdite per attrito e dalle cadute di tensione	2.0	5.2	0.5
a cui vanno a sommare:			
$\Delta\sigma_{cls, G2}$	-0.1	-0.6	0.8
$\Delta\sigma_{cls, term}$	1.0	0.6	1.7
$\Delta\sigma_{cls, mob}$	2.4 (-1.9)	0.2 (-1.4)	3.1 (-0.6)
	5.3 (1.0*)	5.4 (3.2*)	6.1 (0.7*)
SEZ	S1	S2	S3
$\sigma_{cls,inf}$ Tensione al lembo inferiore detratta dalle perdite per attrito e dalle cadute di tensione	6.0	-0.1	6.2

$\Delta\sigma_{cls, G2}$	0.2	0.7	-1.1
$\Delta\sigma_{cls, term}$	-1.6	-0.8	-2.7
$\Delta\sigma_{cls, mob}$	-3.2 (2.6)	-0.2 (1.5)	-4.2 (0.9)
	1.4 (8.8*)	-0.4 (2.1*)	-1.8 (6.0*)

\*A favore di sicurezza non si considera l'effetto dovuto alla variazione termica

La tensione massima di compressione nel conglomerato risulta  $8.8 \text{ N/mm}^2$ , pari a circa  $0.24 f_{ck}$ , e quindi inferiore al limite massimo ammesso.

La tensione massima di trazione risulta di  $-1.8 \text{ N/mm}^2$ , inferiore a  $0.07 f_{ck}$ ; si dispone un quantitativo di armatura lenta, con tensione convenzionale pari a  $175 \text{ N/mm}^2$ , atto ad assorbire la risultante delle tensioni di trazione. Risultata:

#### SEZIONE S2

Tr=145 kN  $A_{L,min} = 825 \text{ mm}^2$  inferiori  
 $A_{L,eff} = 6400 \text{ mm}^2$

#### SEZIONE S3

Tr=925 kN  $A_{L,min} = 5283 \text{ mm}^2$  inferiori  
 $A_{L,eff} = 13000 \text{ mm}^2$

### 7.6. VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

La normativa prevede che venga eseguito un controllo sulla fessurazione della struttura. In particolare si deve verificare che:

nelle c.c. SLE-F1/SLE-F3: non si deve avere decompressione nella sezione  
 nella c.c. SLE-F2: l'apertura della fessura deve essere inferiore a 0.2 mm (ambiente normale)

Si riportano le combinazioni di carico interessate dalle verifiche.

SLE-F1  $G_1+G_2+P_k+\varepsilon_3$   
 SLE-F2  $G_1+G_2+P_k+\varepsilon_3+(0.97/0.87) Q_1+(0.97/0.87) Q_2$   
 SLE-F3  $G_1+G_2+P_k+\varepsilon_3+(0.68/0.60) Q_1+(0.68/0.60) Q_2+0.4 Q_5$

Nota: le sollecitazioni appartenenti alla condizione di carico  $\varepsilon_3$  sono dovute ad un carico termico differenziale, che la Normativa prevede e considera come azione di breve durata. Per tale motivo gli effetti di questa sollecitazione vengono computati nella sola c.c. F2, assimilabile alla combinazione di carico rara, così come definita dal D.M. 16.01.1996.

Si osserva inoltre che la presenza dell'effetto termico nelle verifiche a fessurazione tende a mettere in crisi il lembo inferiore delle sezioni sugli appoggi: la normativa impone che la sezione non si decomprima (c.c. F1 ed F3) per garantire la durabilità dell'acciaio da precompresso, ma in dette zone i cavi si trovano al lembo superiore della sezione, ben distanti dalla zona di possibile fessurazione.

#### Combinazione di carico SLE-F1

SEZ	S1	S2	S3
-----	----	----	----

$\sigma_{cls,sup}$ Tensione al lembo superiore detratta dalle perdite per attrito e dalle cadute di tensione	2.0	5.2	0.5
a cui vanno a sommare:			
$\Delta\sigma_{cls, G2}$	-0.1	-0.6	0.8
	1.9	4.6	1.3
<b>SEZ</b>			
$\sigma_{cls,inf}$ Tensione al lembo inferiore detratta dalle perdite per attrito e dalle cadute di tensione	6.0	-0.1	6.2
$\Delta\sigma_{cls, G2}$	0.2	0.7	-1.1
	6.2	0.6	5.1

### Combinazione di carico SLE-F2

<b>SEZ</b>			
$\sigma_{cls,sup}$ Tensione al lembo superiore detratta dalle perdite per attrito e dalle cadute di tensione	2.0	5.2	0.5
a cui vanno a sommare:			
$\Delta\sigma_{cls, G2}$	-0.1	-0.6	0.8
$\Delta\sigma_{cls, term}$	1.0	0.6	1.7
$\Delta\sigma_{cls, mob} \times \psi_1$	2.3 (-1.9)	0.2 (-1.4)	2.7 (-0.8)
	6.2 (0.0*)	5.4 (3.2*)	5.7 (0.4*)
<b>SEZ</b>			
$\sigma_{cls,inf}$ Tensione al lembo inferiore detratta dalle perdite per attrito e dalle cadute di tensione	6.0	-0.1	6.2
$\Delta\sigma_{cls, G2}$	0.2	0.7	-1.1
$\Delta\sigma_{cls, term}$	-1.6	-0.8	-2.7
$\Delta\sigma_{cls, mob} \times \psi_1$	-3.1 (2.6)	-0.2 (1.5)	-3.6 (0.8)
	1.5 (8.8*)	-0.4 (2.1*)	-1.2 (5.9*)

\*A favore di sicurezza non si considera l'effetto dovuto alla variazione termica

### Combinazione di carico SLE-F3

<b>SEZ</b>	<b>S1</b>	<b>S2</b>	<b>S3</b>
------------	-----------	-----------	-----------

$\sigma_{cls,sup}$ Tensione al lembo superiore detratta dalle perdite per attrito e dalle cadute di tensione	2.0	5.2	0.5
a cui vanno a sommare:			
$\Delta\sigma_{cls, G2}$	-0.1	-0.6	0.8
$\Delta\sigma_{cls, mob} \times \Psi_2$	1.6 (-1.3)	0.1 (-1.0)	1.8 (-0.4)
	3.5 (0.6*)	4.7 (3.6*)	3.1 (0.9*)
<b>SEZ</b>			
$\sigma_{cls,inf}$ Tensione al lembo inferiore detratta dalle perdite per attrito e dalle cadute di tensione	6.0	-0.1	6.2
$\Delta\sigma_{cls, G2}$	0.2	0.7	-1.1
$\Delta\sigma_{cls, mob} \times \Psi_2$	-2.2 (1.8)	-0.2 (1.1)	-2.5 (0.5)
	4.0 (8.0*)	0.4 (1.7*)	2.6 (5.6*)

Nelle combinazioni di carico SLE-F1 ed SLE-F3 non si ha decompressione nelle sezioni considerate, e quindi la verifica risulta soddisfatta.

Nella combinazione di carico SLE-F2 le sezioni di verifica risultano in generale completamente compresse, ad eccezione del lembo inferiore della sezioni S2-S3, che presentano una tensione di trazione massima pari a  $-1.2 \text{ N/mm}^2$ , inferiore alla resistenza di progetto a trazione  $f_{ctd}$ .

## 7.7. VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI DEFORMAZIONE

La deformazione istantanea deve essere verificata per le combinazioni di azioni rare, mentre la deformazione a lungo termine deve essere verificata in presenza dei carichi permanenti e quasi permanenti. In mancanza di indicazioni precise, non indicate dalla Normativa Italiana, si è fatto riferimento a quanto indicato nell'Eurocodice 2- parte 2-Ponti in calcestruzzo, che fornisce il seguente valore massimo per la freccia:

$$f_{max} = (L+40)/2000 \text{ m} \quad \text{con } L \text{ luce efficace}$$

Ciò comporta una inflessione massima in campata pari a 3.02cm.

Nella combinazione di carico SLE-F3 (assimilabile alla c.c. quasi permanente) la freccia massima rilevata risulta pari a 0.52/0.10cm (nodo 24, campata centrale, positiva se verso l'alto), mentre nella combinazione di carico SLE-A2 la freccia risulta pari a 0.56/-0.03cm.

## 7.8. VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO DI PRESSOFLESSIONE

Si eseguono le verifiche utilizzando le combinazioni di carico previste dalla normativa e riportate al paragrafo 7.2. In particolare si prendono in considerazione le seguenti combinazioni per la valutazione delle sollecitazioni agenti nelle sezioni considerate.

SL-U1:  $1.0 G_k + 1.2 P_k^*$  *massimo effetto della precompressione con minimo effetto dei carichi*

SL-U2  $1.5 G_k + 1.2 \varepsilon_{3k} + 0.85 P_k^* + 1.5 Q_k$  *massimo effetto dei carichi e minimo effetto della precompressione*

in cui  $P_k^*$  rappresenta l'azione di precompressione al netto delle perdite e delle cadute di tensione.

**Calcolo delle sollecitazioni dovute a  $P_k^*$  agenti nelle sezioni**

SEZ	S1	S2	S3
Npi	-27359	-25055	-22246

Mpr	-1420	15060	-6150
e	0,111	-0,478	0,311
$\Delta N_{pr}$	2613	2532	2635
$\Delta M_{pr}$	290	-1210	820
$N_{P^*k}$	<b>-24746</b>	<b>-22523</b>	<b>-19611</b>
$M_{P^*k}$	<b>-1130</b>	<b>13850</b>	<b>-5330</b>

#### Combinazione di carico SL-U1

SEZ	S1	S2	S3
1.0 $M_{Gk1}$	-472	-6267	2867
1.0 $M_{Gk2}$	-140	-1789	839
1.2/0.0 $M_{term}$	/	/	/
1.2 $M_{P^*k1}$	1940	-3700	923
<b>Msoll</b>	<b>1328</b>	<b>-11756</b>	<b>4629</b>
1.2 $N_{term}$	800	1162	1162
1.2 $N_{P^*k}$	-29695	-27028	-23533
<b>Nsoll</b>	<b>-28895</b>	<b>-25866</b>	<b>-22371</b>
<b>Mrd<sup>+</sup></b>	<b>12228</b>	<b>745</b>	<b>19657</b>
<b>Mrd<sup>-</sup></b>	<b>-6827</b>	<b>-33766</b>	<b>-822</b>
<i>Mr/Ms</i>	9.2	2.8	4.2

\* I momenti resistenti  $M_{RD}$  tengono già conto dei momenti indotti dall'eccentricità del carico assiale  $N_{SD}$ , e quindi del momento flettente indotto dalla precompressione.

#### Combinazione di carico SL-U2-a

SEZ	S1	S2	S3
1.5 $M_{Gk1}$	-708	-9400	4300
1.5 $M_{Gk2}$	-210	-2684	1259
1.2/0.0 $M_{term}$	/	/	/
1.2/0.85 $M_{P^*k1}$	1374	-3700	654
1.5 $M_{mob}$	-3026	-6180	-1017
<b>Msoll</b>	<b>-2570</b>	<b>-21964</b>	<b>5196</b>
1.2 $N_{term}$	800	1162	1162
0.85 $N_{P^*k}$	-21034	-19144	-16669
<b>Nsoll</b>	<b>-20234</b>	<b>-17982</b>	<b>-15507</b>
<b>Mrd<sup>+</sup></b>	<b>12228</b>	<b>859</b>	<b>19657</b>
<b>Mrd<sup>-</sup></b>	<b>-6252</b>	<b>-33766</b>	<b>-858</b>
<i>Mr/Ms</i>	2.4	1.5	3.7

\* I momenti resistenti  $M_{RD}$  tengono già conto del momenti indotto dall'eccentricità del carico assiale  $N_{SD}$ , e quindi del momento flettente indotto dalla precompressione.

#### Combinazione di carico SL-U2-b

SEZ	S1	S2	S3
1.5 $M_{Gk1}$	-708	-9400	4300
1.5 $M_{Gk2}$	-210	-2684	1259
1.2 $M_{term}$	1416	2332	2332
1.2/0.85 $M_{P^*k1}$	1940	-2620	923
1.5 $M_{mob}$	3698	897	4797
<b>Msoll</b>	<b>6136</b>	<b>-11475</b>	<b>13611</b>
1.2 $N_{term}$	800	1162	1162
0.85 $N_{P^*k}$	-21034	-19144	-16669
<b>Nsoll</b>	<b>-20234</b>	<b>-17982</b>	<b>-15507</b>
<b>Mrd<sup>+</sup></b>	<b>12228</b>	<b>859</b>	<b>19657</b>
<b>Mrd<sup>-</sup></b>	<b>-6252</b>	<b>-33766</b>	<b>-858</b>
<i>Mr/Ms</i>	<i>1.9</i>	<i>2.9</i>	<i>1.4</i>

\* I momenti resistenti  $M_{RD}$  tengono già conto del momenti indotto dall'eccentricità del carico assiale  $N_{SD}$ , e quindi del momento flettente indotto dalla precompressione.

## 7.9. VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO DI TAGLIO

Si riporta di seguito un estratto dei risultati dell'elaborazione numerica relativo alle massime sollecitazioni derivanti dalle combinazioni di carico agli stati limite ultimi.

### Sezione T1 - Asta n. 2-nodo I

$V_{sd} = 3345$  kN

Base B= 6200 mm

Altezza H= 800 mm

$A_{s,inf} = 32\Phi 16$   $A_{s,sup} = 32\Phi 16$

$A_{st} = 6$  staffe  $\Phi 14$  passo  $S = 20$  cm

Verifica puntone compresso  $V_{sd} < V_{rdu} = 33809$  kN

Verifica armatura trasversale:  $V_{cd} = 4329$  kN

$V_{wd} = 2206$  kN

$V_{sd} < \min(4329 + 2206; 2 \times 2206) = 4412$  kN

### Sezione T2 - Asta n. 11-nodo I

$V_{sd} = -6354$  kN

Base B= 6200 mm

Altezza H= 1050 mm

$A_{s,inf} = 32\Phi 16$   $A_{s,sup} = 32\Phi 16$

G020100 – relazione tecnica e di calcolo

Ast=6 staffe  $\Phi 14$  passo S=15 cm

Verifica puntone compresso  $V_{sd} < V_{rdu} = 44925$  kN

Verifica armatura trasversale:  $V_{cd} = 5753$  kN  
 $V_{wd} = 3908$  kN  
 $V_{sd} < \min(5753 + 3908; 2 \times 3908) = 7815$  kN

### **Sezione T3 - Asta n. 11-nodo J**

$V_{sd} = -4041$  kN

Base B= 6200 mm

Altezza H= 1050 mm

As,inf=32 $\Phi 16$  As,sup= 32 $\Phi 16$

Ast=6 staffe  $\Phi 14$  passo S=15 cm

Verifica puntone compresso  $V_{sd} < V_{rdu} = 44925$  kN

Verifica armatura trasversale:  $V_{cd} = 5753$  kN  
 $V_{wd} = 3908$  kN  
 $V_{sd} < \min(5753 + 3908; 2 \times 3908) = 7815$  kN

### **Sezione T4 - Asta n. 14-nodo I**

$V_{sd} = -3607$  kN

Base B= 6200 mm

Altezza H= 1300 mm

As,inf=32 $\Phi 16$  As,sup= 32 $\Phi 16$

Ast=6 staffe  $\Phi 14$  passo S=15 cm

Verifica puntone compresso  $V_{sd} < V_{rdu} = 56966$  kN

Verifica armatura trasversale:  $V_{cd} = 7295$  kN  
 $V_{wd} = 4955$  kN  
 $V_{sd} < \min(7295 + 4955; 2 \times 4955) = 9910$  kN

### **Sezione T5 - Asta n. 17-nodo I**

$V_{sd} = 3931$  kN

Base B= 6200 mm

Altezza H= 800 mm

As,inf=12 $\Phi 16$ +20 $\Phi 26$  As,sup= 32 $\Phi 16$

Ast=6 staffe  $\Phi 14$  passo S=20 cm

Verifica puntone compresso  $V_{sd} < V_{rdu} = 33809$  kN

Verifica armatura trasversale:  $V_{cd} = 4329$  kN  
 $V_{wd} = 2206$  kN  
 $V_{sd} < \min(4329 + 2206; 2 \times 2206) = 4412$  kN

### **7.9.1. Verifica a punzonamento**

Si esegue la verifica a punzonamento della soletta dell'impalcato sotto l'azione dell'impronta di carico da 100 kN di dimensioni 0.30 x 0.30 m. Lo spessore minimo della soletta risulta essere pari a 0.20 m.

$$P_{\max} = 0.5 \cdot 1.49 \cdot 2000 \cdot 200 = 298 \text{ kN} > P_{\text{soil}} = 100 (1 + 0.4) = 140 \text{ kN}$$

## 7.10. VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO DI TORSIONE

Si considerano nelle verifiche successive le sezioni maggiormente sollecitate, affidando alla nervatura in c.a. il compito resistente. In particolare è stato assunto uno schema resistente a traliccio tubolare isostatico, in cui gli sforzi di trazione sono affidati alle armature longitudinali e trasversali ivi contenute, e gli sforzi di compressione sono affidati alle bielle di calcestruzzo.

Si considera quindi una sezione anulare fittizia, definita dai seguenti parametri:

- spessore  $h_s = d_e/6$ , con  $d_e$  il diametro del cerchio massimo inscritto nel poligono  $P$  avente per vertici i baricentri delle armature longitudinali;
- $B_e$ , area racchiusa dal poligono  $P$ ;
- $U_e$ , perimetro del poligono  $P$ .

Le sollecitazioni riportate sono riferite ad una sola nervatura.

	Sez. T1	Sez. T2	Sez. T3	Sez. T4	Sez. T5
$d_e$ (mm)	700	950	950	1200	700
$h_s$ (mm)	115	158	158	200	115
$B_e$ (mmq)	4474900	6007400	6007400	7539900	4474900
$U_e$ (mm)	13720	14220	14220	14720	13720
<b>Verifica bielle compresse</b>					
Trd	6406	11842	11842	18774	6406
Tsd	2743	2439	2498	3779	2806
$\nu$	2.3	4.8	4.7	4.9	2.2
<b>Verifica staffe</b>					
Asw (mmq)	200	200	200	200	200
S (mm)	200	150	150	150	200
Trds	3338	5975	5975	7495	3338
$\nu$	1.2	2.4	2.3	1.9	1.2
<b>Verifica barre longitudinali</b>					
Al minima (mmq)	11300	8000	8000	9900	11600
Apl (mmq)	/	/	/		/
Apl,eq (mmq)	/	/	/		/
Al,tot (mmq)	12800	12800	12800	12800	19400
Trd	3114	4030	4030	4890	4720
<b>Verifica a taglio e torsione</b>					
Tsd	2743	2439	2498	3779	2806
Trd	6406	11842	11842	18774	6406
Vsd	3345	6354	4041	3607	3931
Vrd	33800	43500	43500	56500	33800
Trd/Tsd + Vsd/Vrd	0.53	0.36	0.31	0.26	0.56

## 7.11. ARMATURA TRASVERSALE ALI ESTERNE

Come si ricava dalle tavole strutturali allegate alla presente relazione, la sezione trasversale del viadotto presenta, lungo tutto il suo sviluppo, degli sbalzi laterali esterni; le dimensioni geometriche degli sbalzi restano, inoltre, pressoché inalterate al variare dell'altezza della sezione. Si esegue quindi un'unica verifica dello sbalzo (di luce complessiva di calcolo pari a circa 2.75m), considerando la sezione d'attacco dello sbalzo con l'anima della trave.

Le ali esterne sono interessate dal carico dovuto agli elementi portati (marciapiede, parapetto, sicurvia), dal carico mobile da folla ( $q_{1e} = 4.0 \text{ kN/m}^2$ ), e dal carico dovuto alla colonna di carico  $q_{1a}$ ; in particolare per quest'ultima si considera un'impronta di carico  $q_{1a}$  posta a 1.00m dalla sezione di incastro; si assume che

l'azione del carico accidentale si diffonda con un angolo di 30°, andando ad interessare una striscia di larghezza complessiva di 4.10m.

I carichi permanenti portati sono dati, oltre che dal peso proprio dello sbalzo (con spessore variabile da 0.20m alle estremità a 0.45m sulla sezione di incastro con l'anima della trave), dal peso della pavimentazione, dal cordolo laterale, dal parapetto e dal sicurvia.

### 7.11.1. Analisi dei carichi

I carichi che gravano sullo sbalzo, per metro lineare longitudinale di impalcato, si possono così riassumere:

**a) Peso proprio soletta:**

estremità:  $p_{p1}$  ..... 5.00 kN/m

prossimità appoggio:  $p_{p2}$  ..... 11.25 kN/m

**b) Carichi permanenti:**

pavimentazione:  $p_p$  ..... 2.30 kN/m

sicurvia:  $P_s$  ..... 2.50 kN

cordoli:  $P_m$  ..... 7.50 kN

parapetto/veletta:  $P_{pp}$  ..... 4.30 kN

**c) Carichi accidentali:**

Per i carichi accidentali massimi che incidono sullo sbalzo, descritti in precedenza, si considera cautelativamente una ridistribuzione delle tensioni provocate dal carico concentrato  $q_{1a}$  a 30°; la larghezza di sezione collaborante, ai fini delle verifiche strutturali, sarà:

$$B_{rip,1} = 1.50 \cdot 2 + 2 \cdot 1.00 \cdot \text{tg}(30^\circ) = 4.10\text{m}$$

I carichi accidentali massimi considerati sono:

carico  $q_{1a}$ : 3x1 impronte 0.3x0.3m da 100 kN, distanti 1.50m longitudinalmente, 2.0m trasversalmente

carico  $q_{1e}$ : carico uniformemente distribuito di 4.00 kN/m<sup>2</sup>, su una larghezza di 0.75m

coefficiente di amplificazione dinamico:  $\phi = 1.4$

carico complessivo:  $q_{1a} = 1.4 \cdot 3 \cdot 100 / 4.10 = 103 \text{ kN/m}$

$$q_{1e} = 1.4 \cdot 4.00 \cdot 0.75 = 4.5 \text{ kN/m}$$

### 7.11.2. Armature e verifiche

Sollecitazioni massime all'incastro (su una fascia di larghezza unitaria):

contributo	M [kNm/m]	V [kN/m]
Peso proprio	26.6	22.4
Permanenti	32.2	16.6
Accidentale	112.7	107.5

Sollecitazioni massime all'incastro (per profondità unitaria) allo Stato Limite di Esercizio (comb. Rara):

$$M_{tot} = 58.8 + 112.7 = 171.5 \text{ kNm/m}$$

$$V_{tot} = 39.0 + 107.5 = 146.5 \text{ kN/m}$$

Sollecitazioni massime all'incastro (per profondità unitaria) allo Stato Limite Ultimo:

$$M_{tot} = 1.5 \cdot 58.8 + 1.5 \cdot 112.7 = 258 \text{ kNm/m}$$

$$V_{tot} = 1.5 \cdot 39.0 + 1.5 \cdot 107.5 = 220 \text{ kN/m}$$

### Verifica allo stato limite ultimo:

Disponendo (1 $\phi$ 26+1 $\phi$ 16)/20 superiori e 1 $\phi$ 12/20 inferiori, la verifica a flessione della sezione di incastro dell'ala sull'anima, per profondità unitaria, porta ai seguenti risultati:

BxH [m]	Asup [mm <sup>2</sup> ]	Ainf [mm <sup>2</sup> ]	M <sub>Rd</sub> [kNm/m]	V <sub>RD1</sub> [kN/m]
1.00x0.45	3650	1000	-480	255

### Verifica allo stato limite di esercizio:

#### verifica delle tensioni d'esercizio:

$$M_{soll}=171.5 \text{ kNm/m} \quad \sigma_{cis}=-6.1 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_s=139 \text{ N/mm}^2$$

#### verifica a fessurazione

Le verifiche condotte nelle c.c. F2 ed F3, nelle quali è presente il carico mobile, conducono ai seguenti risultati:

$$\text{c.c. F2} \quad M_{soll}=171.5 \text{ kNm/m} \quad \omega_k=0.14 \text{ mm} < 0.2 \text{ mm}$$

$$\text{c.c. F3} \quad M_{soll}=132.0 \text{ kNm/m} \quad \omega_k=0.10 \text{ mm} < 0.1 \text{ mm}$$

La c.c. F1 risulta meno impegnativa per la sezione rispetto le precedenti, e quindi la verifica è automaticamente soddisfatta.

#### verifica a deformazione

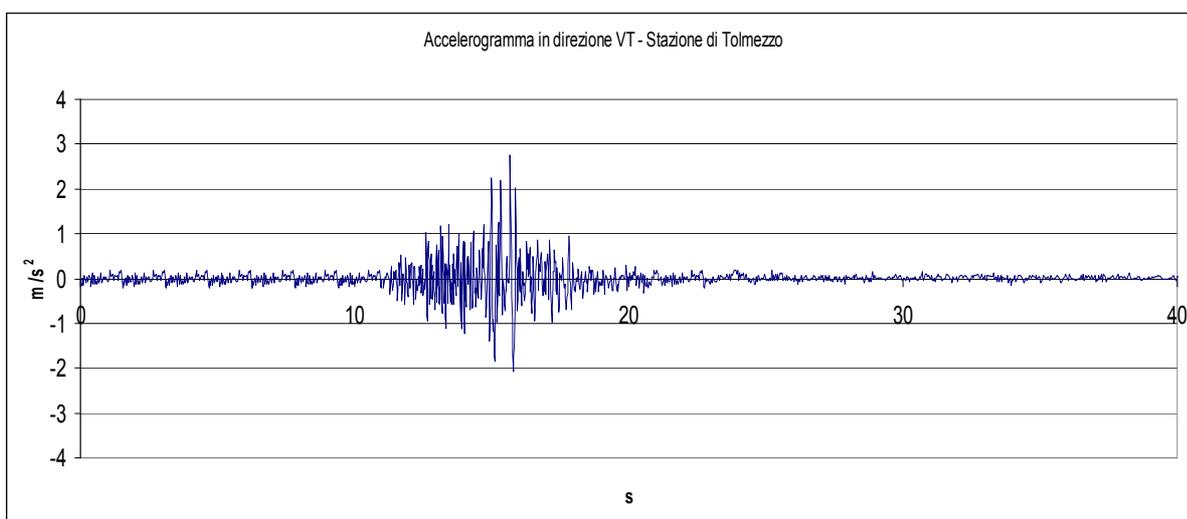
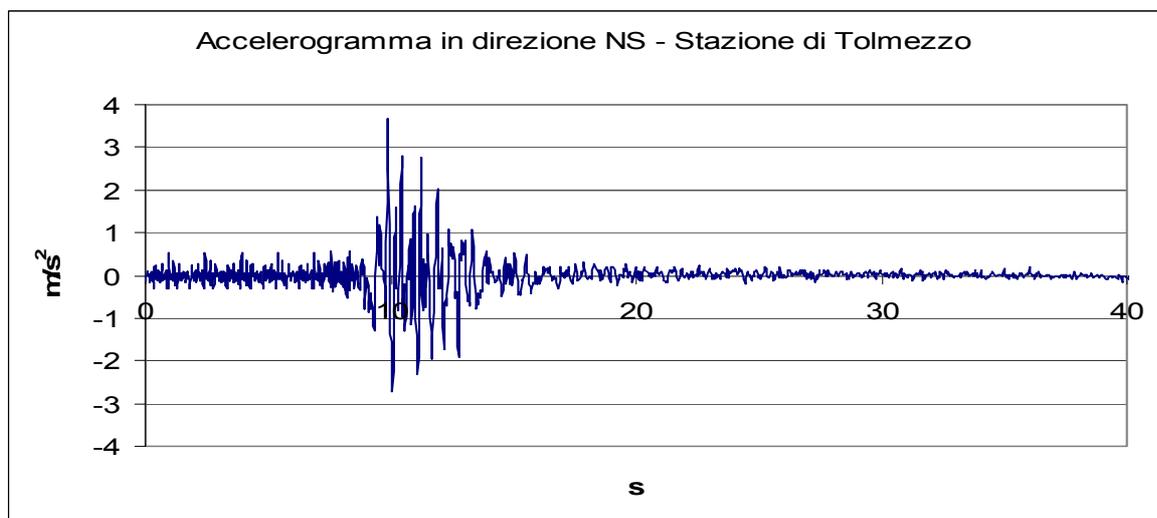
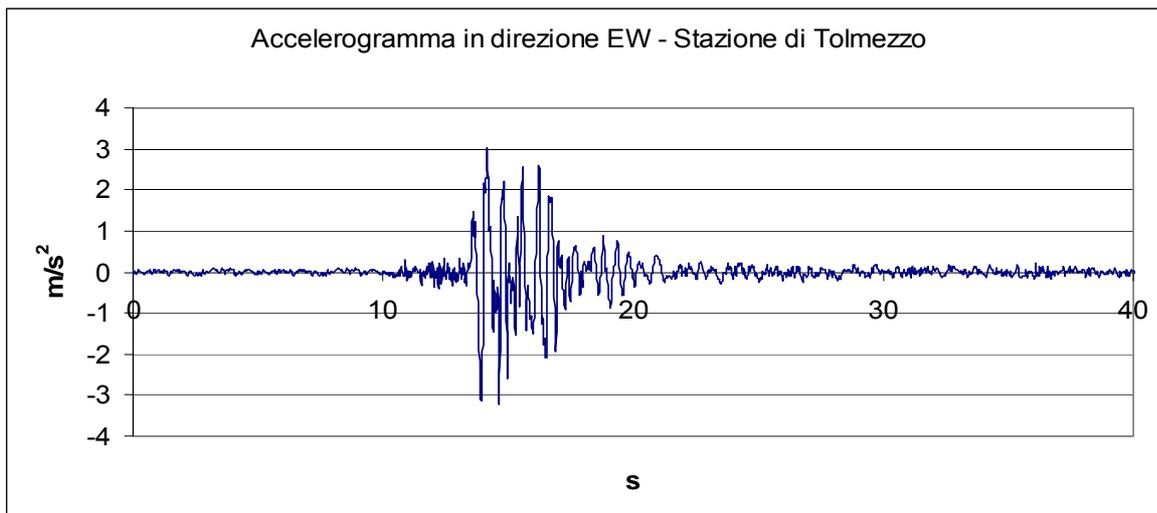
Ai sensi del p.to 4.3.3.3 del D.M. '96 per travi a sbalzo a sezione rettangolare si può omettere la verifica allo stato limite di deformazione purché il rapporto  $l/h$  ( $l$ =luce,  $h$ =altezza) risulti inferiore a 7. Nel caso in esame  $l/h$  risulta pari a  $2.75/0.45=6.1$

## **7.12. VERIFICA IN CONDIZIONI SISMICHE**

In conformità con quanto prescritto dall'Ordinanza del P.C.M. n. 3274 e successive modifiche ed integrazioni, è stata condotta un'analisi non lineare di tipo "time-history", per tener in dovuto conto le caratteristiche non lineari del sistema di isolamento.

In particolare sono stati utilizzati tre gruppi di accelerogrammi, relativi al sisma avvenuto in Friuli nel 1976, e misurati nelle stazioni di Tolmezzo, Codroipo e Barcis. Ogni gruppo è costituito da tre accelerogrammi (direzioni EW, NS e verticale).

Gli accelerogrammi di riferimento sono stati modificati nel loro sviluppo temporale per soddisfare le richieste di normativa: laddove necessario, è stato estrapolato dall'accelerogramma una porzione dello stesso, di adeguate caratteristiche, della durata di circa 3s, ed anteposto alla parte iniziale dell'accelerogramma, ripetendolo per  $n$  volte, fino a raggiungere una durata complessiva dell'accelerogramma di almeno 25s. Si riportano nelle figure seguenti, a titolo esemplificativo, gli accelerogrammi misurati presso la stazione di Tolmezzo.



Inoltre le ordinate dello spettro di risposta della struttura, sollecitata dagli accelerogrammi, devono essere compatibili con quelle dello spettro elastico previsto dalla normativa; per questo motivo gli accelerogrammi inseriti sono stati amplificati in ampiezza di un fattore  $\alpha$ , variabile per ogni accelerogramma, in modo da soddisfare le richieste di normativa di seguito determinate:

- intervalli di controllo per la verifica di compatibilità con lo spettro elastico di normativa:  
*G020100 – relazione tecnica e di calcolo*

Direzione x:  $I_x = [0.2643 ; 0.3965]$   
 Direzione y:  $I_y = [0.2664 ; 0.3996]$   
 Direzione z:  $I_z = [0.1730 ; 0.2596]$

-calcolo del fattore di amplificazione  $\alpha$ :

	Direzione X	Direzione Y	Direzione Z
Gruppo "Tolmezzo" [TMZ]	$\alpha = 1.07$	$\alpha = 1.12$	$\alpha = 0.82$
Gruppo "Codroipo" [CDP]	$\alpha = 3.38$	$\alpha = 4.00$	$\alpha = 7.94$
Gruppo "Barcis" [BCS]	$\alpha = 13.54$	$\alpha = 16.50$	$\alpha = 14.97$

Gli effetti massimi dovuti al sisma vengono valutati assumendo il valor medio degli effetti più sfavorevoli ottenuti con ciascuna tripletta di accelerogrammi.

Le sollecitazioni ottenute negli elementi strutturali (impalcato, appoggi, pila, spalle,...) vengono quindi combinate con le sollecitazioni indotte dai carichi permanenti, secondo la seguente combinazione di carico:

SLU  $1.0 G_{ki} + 1.0 P_k + 1.3 E_d$

Si riportano di seguito le verifiche degli elementi strutturali.

### 7.12.1. Verifica delle sezioni dell'impalcato

Si considerano le sezioni S1÷S3 dell'impalcato, e si verifica la resistenza delle stesse nella combinazione di carico sismica. In particolare la normativa prevede che in caso di evento sismico la sezione resti in campo elastico: perciò la verifica sarà eseguita col "metodo n", assumendo come tensione massima i seguenti valori:

$$\sigma_{acc,max} = 373 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{cls,max} = f_{cd} = 23.3 \text{ N/mm}^2$$

#### - verifica della sezione S1

$$M_{soll,max} = -1742 + 1.3 \cdot 886 = -591 \text{ kNm}$$

$$M_{soll,min} = -1742 - 1.3 \cdot 962 = -2993 \text{ kNm}$$

$$N_{soll,max} = -24746 + 1.3 \cdot 224 = -24454 \text{ kNm}$$

$$N_{soll,min} = -24746 - 1.3 \cdot 268 = -25094 \text{ kNm}$$

Verifica 1:	N=-24454 kN	M= -591 kNm	$\sigma_{cls,max} = -4.2 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_{cls,min} = -3.0 \text{ N/mm}^2$
Verifica 2:	N=-24454 kN	M= -2993 kNm	$\sigma_{cls,max} = -7.2 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_{cls,min} = -0.8 \text{ N/mm}^2$
Verifica 3:	N=-25094 kN	M= -591 kNm	$\sigma_{cls,max} = -4.2 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_{cls,min} = -3.1 \text{ N/mm}^2$
Verifica 4:	N=-25094 kN	M= -2993 kNm	$\sigma_{cls,max} = -7.2 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_{cls,min} = -0.9 \text{ N/mm}^2$

Non si osserva parzializzazione della sezione, ed il calcestruzzo resta compresso.

#### -verifica della sezione S2

$$M_{soll,max} = 5795 + 1.3 \cdot 2012 = 8411 \text{ kNm}$$

$$M_{soll,min} = 5795 - 1.3 \cdot 2001 = 3194 \text{ kNm}$$

$$N_{soll,max} = -22523 + 1.3 \cdot 481 = -21898 \text{ kNm}$$

$$N_{soll,min} = -22523 - 1.3 \cdot 573 = -23267 \text{ kNm}$$

Verifica 1:	N= -21898 kN	M= 8411 kNm	$\sigma_{cls,max} = -8.0 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_s = +53 \text{ N/mm}^2$
Verifica 2:	N= -21898 kN	M= 3194 kNm	$\sigma_{cls,max} = -4.4 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_{cls,min} = -1.0 \text{ N/mm}^2$
Verifica 3:	N= -23267 kN	M= 8411 kNm	$\sigma_{cls,max} = -8.0 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_s = +42 \text{ N/mm}^2$
Verifica 4:	N= -23267 kN	M= 3194 kNm	$\sigma_{cls,max} = -4.6 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_{cls,min} = -1.0 \text{ N/mm}^2$

Il lembo inferiore della sezione va in trazione in due c.c., e l'acciaio è soggetto ad una tensione inferiore a quella di progetto. Il calcestruzzo compresso non supera la tensione massima di progetto.

#### -verifica della sezione S3

$$M_{soll,max} = -1624 + 1.3 \cdot 1079 = -222 \text{ kNm}$$

$$M_{soll,min} = -1624 - 1.3 \cdot 1111 = -3063 \text{ kNm}$$

$$N_{soll,max} = -19611 + 1.3 \cdot 28 = -19574 \text{ kNm}$$

$$N_{soll,min} = -19611 - 1.3 \cdot 28 = -19647 \text{ kNm}$$

Verifica 1:	N= -19574 kN	M= -222 kNm	$\sigma_{cls,max} = -2.9 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_{cls,min} = -2.7 \text{ N/mm}^2$
Verifica 2:	N= -19574 kN	M= -3063 kNm	$\sigma_{cls,max} = -6.2 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_{cls,min} = -0.2 \text{ N/mm}^2$
Verifica 3:	N= -19647 kN	M= -222 kNm	$\sigma_{cls,max} = -2.9 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_{cls,min} = -2.7 \text{ N/mm}^2$
Verifica 4:	N= -19647 kN	M= -3063 kNm	$\sigma_{cls,max} = -6.2 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_{cls,min} = -0.2 \text{ N/mm}^2$

Non si osserva parzializzazione della sezione, ed il calcestruzzo resta compresso.

### 7.12.2. Verifica a taglio dell'impalcato

Il taglio medio massimo trasmesso dalla soletta d'impalcato alla pila è pari a 665 kN (nella c.c. sismica), e viene trasmesso agli appoggi tramite l'anima (dim. minima 6.20x1.30m).

La sezione resistente (della sola nervatura) presenta un'area pari a 9.92m<sup>2</sup>; la tensione tangenziale media che si sviluppa nella detta sezione è pari a 0.10 N/mm<sup>2</sup>, inferiore al valore di  $f_{ctd}$  per il materiale in questione.

### 7.12.3. Calcolo spostamenti relativi

Gli spostamenti massimi riportati sono calcolati eseguendo un'analisi dinamica non lineare, applicando gli accelerogrammi esposti nei paragrafi precedenti amplificati del 20%. Lo spostamento massimo ultimo ammesso per l'appoggio adottato è di 100mm.

Gli spostamenti massimi dell'impalcato risultano:

direzione longitudinale Ux	± 6.04 cm
direzione trasversale Uy	± 3.73 cm

Gli spostamenti medi massimi subiti dagli appoggi risultano:

direzione longitudinale Ux	± 4.21 cm
direzione trasversale Uy	± 2.93 cm

Lo spostamento risultante massimo risulta pari a 5.07cm, inferiore al massimo ammesso per il tipo di appoggio considerato.

Gli spostamenti massimi relativi, dovuti alla variabilità del moto nel terreno, valutati convenzionalmente come da Normativa, risultano (sia longitudinalmente che trasversalmente) non superiori a 0.1 cm.

Gli spostamenti longitudinali massimi indotti dalle variazioni termiche, considerate aggiuntive agli effetti del ritiro, risultano pari a -0.70 cm/+0.35 cm sulle spalle.

La lunghezza di sovrapposizione tra impalcato e spalla deve tener conto degli spostamenti relativi tra il supporto e la struttura isolata. Lo spostamento massimo, col quale dimensionare l'alloggiamento dell'organo di appoggio, è pari a:

Spalle:  $L_s > [325 + 0.4 \cdot 7.0 + 60.4 + 0.1] \text{ mm} = 389 \text{ mm}$

### 7.12.4. Verifica della pila

Si riportano di seguito le verifiche delle pile maggiormente sollecitate; in particolare, visto che tutte le pile presentano il medesimo sviluppo verticale, si considera la sola pila P1.

Le sollecitazioni massime agenti alla testa delle pile, nella combinazione di carico sismica, risultano pari a:

	N [kN]	Tx [kN]	Ty [kN]	Mxx [kNm]	Myy [kNm]
G <sub>1</sub>	3584	33	0	0	/
G <sub>2</sub>	965	10	0	0	/
P <sub>k</sub>	-104	0	0	0	/
1.3 Ed	±1603	±940	±738	±3055	±85
	<b>6048/2842</b>	<b>±983</b>	<b>±738</b>	<b>±3055</b>	<b>±85</b>

Si rimanda al successivo capitolo la verifica delle sezioni maggiormente sollecitate, che è svolta contestualmente alla verifica in condizioni non sismiche.

### 7.12.5. Verifica della spalla

Sulle spalle si dispongono degli isolatori sismici analoghi a quelli posizionati sulle spalle.  
Le massime azioni trasmesse nella combinazione di carico sismica quindi risultano pari a:

	N [kN]	Tx [kN]	Ty [kN]	Mxx [kNm]	Myy [kNm]
G <sub>1</sub>	1035	7	/	/	/
G <sub>2</sub>	222	2	/	/	/
P <sub>k</sub>	104	0	/	/	/
1.3 Ed	±716	±940	±731	±1395	±66
	<b>2077 / 645</b>	<b>±949</b>	<b>±731</b>	<b>±1395</b>	<b>±66</b>

Si rimanda al capitolo 9 la verifica degli elementi resistenti e delle sezioni maggiormente sollecitate, che è svolta contestualmente alla verifica in condizioni non sismiche.

## 8. ANALISI STRUTTURALE DELLE PILE

Nel presente capitolo si determinano le sollecitazioni massime agenti sulla pila che sorregge l'impalcato e si eseguono le verifiche delle sezioni più impegnate. I valori delle reazioni verticali ed orizzontali sulle pile derivano direttamente dall'analisi strutturale della struttura (analisi lineare statica e non lineare dinamica), illustrata nei capitoli precedenti.

Si ricorda che, sia in condizioni non sismiche che sismiche, gli spostamenti trasversali e longitudinali del viadotto (causati dal vento, dall'azione di frenamento, dalle variazioni termiche) vengono impediti dagli appoggi stessi del viadotto, costituenti tutti rigegno cedevole, con caratteristiche di rigidità variabili in funzione dello spostamento imposto.

### 8.1. SOLLECITAZIONI DI CALCOLO

Per valutare le sollecitazioni sulla pila si sono considerate le seguenti condizioni di carico che sono state poi combinate secondo le prescrizioni della vigente Normativa sui ponti:

- c.c.1 : pesi propri  $g_1$
- c.c.2 : carichi permanenti  $g_2$
- c.c.3 : precompressione  $P_k$
- c.c.4 : inviluppo azioni indotte dal carico mobile  $q_{1a/b/e}$  e  $q_2$
- c.c.5 : inviluppo azioni indotte dal carico da vento  $q_5$
- c.c.6 : azione di frenamento  $q_3$
- c.c.7 : azione degli effetti termici
- c.c.8 : azione sismica allo SLU

Gli appoggi dell'impalcato sono posizionati ad interasse di 1.6m, simmetrici rispetto la mezzeria dello stelo della pila. Si riportano di seguito i valori delle sollecitazioni indotte dalle condizioni di carico sopra riportate, riferite alla sezione di sommità della pila.

Si indica con  $z$  l'asse verticale,  $x$  la direzione longitudinale del ponte, ed  $y$  la direzione trasversale. Vengono prese in considerazione le sollecitazioni più gravose trasmesse alla pila.

	$N_z$ (kN)	$T_x$ (kN)	$T_y$ (kN)	$M_{xx}$ (kNm)	$M_{yy}$ (kNm)
c.c.1	3584	±33	/	/	±3
c.c.2	965	±10	/	/	±1
c.c.3	-104	/	/	/	/
c.c.4 max	2090	±57	/	-475	±6
c.c.4 min	-274	/	/	-1881	/
c.c.5	/	/	±186	±730	/
c.c.6	/	±45	/	/	±5
c.c.7	±156	±302	/	/	±30
c.c.8	±1233	±723	±567	±2350	±66

### 8.2. COMBINAZIONI DI CARICO

In base a quanto previsto dalla vigente Normativa sui ponti, e con riferimento a quanto previsto dall'Ordinanza del P.C.M. n. 3274 e sue successive modifiche ed integrazioni, si considerano le seguenti combinazioni di carico basate sulle condizioni descritte in precedenza:

- verifiche agli Stati Limite di Esercizio

C.C.1 : c.c.1 + c.c.2 + c.c.3+ c.c.5

C.C.2: c.c.1 + c.c.2 + c.c.3+ c.c.4+ 0.4 c.c. 5 + c.c.6 + c.c.7

- verifiche allo Stato Limite Ultimo

C.C.3 : 1.5 [c.c.1 + c.c.2] + 0.85 [c.c.3] + 1.5/0.0 [c.c.4max] + 0.9 [c.c.5] + 1.5/0.0 [c.c.6] + 1.2/0 [c.c.7]  
 C.C.4: 1.0 [c.c.1 + c.c.2] + 1.2 [c.c.3] + 1.5/0.0 [c.c.4min] + 0.9 [c.c. 5] + 1.5/0.0 [c.c.6] + 1.2/0 [c.c.7]

- verifica sismica allo Stato Limite Ultimo

C.C.5 : 1.0 [c.c.1 + c.c.2 + c.c.3] + 1.3 [c.c.8]

### 8.3. CARICHI SUGLI APPOGGI

Gli appoggi sulla pila sono realizzati con elementi in grado di garantire un comportamento fisso/unidirezionale classico in caso di azioni orizzontali "lente" (variazioni di temperatura, effetti viscosi), mentre in caso di azioni impulsive (frenamento, sisma) sviluppano le loro capacità di dissipazione. Presentano le seguenti caratteristiche meccaniche:

Rigidità elastica:	Ky =	25100 kN/m
Rigidità post-elastica:	Kp =	3370 kN/m
Spostamento massimo	d <sub>2</sub> =	100 mm
Spostamento al limite elastico	d <sub>y</sub> =	3 mm

La tipologia adottata ammette un carico massimo verticale pari a 3320 kN, ed in direzione orizzontale la forza ultima è pari a 402 kN.

Il massimo carico sull'appoggio si ottiene dall'analisi strutturale, mediante la seguente relazione:

$$N_{app} = N_{SD,vert} / 4 \pm M_{torc,SD} / (2 \cdot 3.7)$$

Il valore massimo del carico (nelle combinazioni di carico d'esercizio) ottenuto sul singolo appoggio vale:

Carico verticale	P <sub>max</sub> = 2025 kN	[ P <sub>min</sub> = 650 kN]
Carico orizzontale trasversale	H <sub>max</sub> = 47 kN	
Carico orizzontale longitudinale	H <sub>max</sub> = 112 kN	

Nelle combinazioni di carico sismiche il massimo carico agente sull'appoggio risulta pari a:

Carico verticale	P <sub>max</sub> = 1925 kN	[ P <sub>min</sub> = 297 kN]
Carico orizzontale trasversale	H <sub>max</sub> = 246 kN	
Carico orizzontale longitudinale	H <sub>max</sub> = 185 kN	

Considerate le caratteristiche di vincolo dell'appoggio, il fissaggio dello stesso all'impalcato ed alla pila/spalla avverrà successivamente la fase di tesatura dei cavi di precompressione.

### 8.4. ANALISI STRUTTURALE DELLA PILA

Le pile vengono realizzate con un fusto a sezione allungata: la prima parte del fusto, di altezza di calcolo pari a 4.00m circa, presenta sezione rettangolare di dimensioni minime (alla base) di 5.00x1.40m e massime (in sommità) di 5.65x1.40m. Il tratto superiore è costituito da due steli, di sezione costante 2.50x1.40m, entrambi con sviluppo verticale di 3.50m.

Per entrambe le pile la struttura di fondazione è costituita da un plinto in c.a. di dimensioni in pianta di 7.00x10.00m, e spessore costante di 1.50m, poggiante direttamente sul terreno.

#### 8.4.1. Analisi dell'elevazione delle pile

Vista la conformazione geometrica delle pile, ed i carichi in gioco, si eseguono le verifiche lungo due sezioni tipo, quella di base del singolo stelo (sez. A) e quella in corrispondenza dello spiccato fondazionale (sez. B). In base a quanto previsto dalla vigente Normativa sui ponti, si considerano le combinazioni di carico delle condizioni semplici già descritte (nella c.c.1 si considera anche il peso proprio della pila, nella c.c.5 si considera anche il vento agente sulla superficie trasversale della pila, nella c.c.8 si considera l'azione sismica dovuta alla massa della pila):

Si riportano di seguito, per le combinazioni di carico considerate, le sollecitazioni massime nelle due sezioni tipo della pila; i valori indicati sono in kN e kNm. Le sollecitazioni sismiche sono quelle dedotte dall'analisi strutturale.

#### Sezione A

COMB.	N <sub>z</sub> (kN)	T <sub>x</sub> (kN)	T <sub>y</sub> (kN)	M <sub>xx</sub> (kNm)	M <sub>yy</sub> (kNm)
-------	------------------------	------------------------	------------------------	--------------------------	--------------------------

C.C. 1	2055	±17	/	576	±60
C.C. 2	483	±5	/	136	±18
C.C. 3	-57	/	/	/	/
C.C. 4	1553 / -645	±29	/	435	±102
C.C. 5	±197	±13	±115	±459	±37
C.C. 6	/	±23	/	/	±81
C.C. 7	±78	±151	/	22	±529
C.C. 8	±1628	±614	±472	±2353	±1557

La sezione B (base pila) è sollecitata dalle azioni derivanti dagli steli superiori, e dai carichi aggiuntivi dovuti all'incremento di massa (inerzia sismica) ed all'incremento di superficie esposta all'azione del vento. Si riportano di seguito le sollecitazioni calcolate nella sezione di base (spiccato fondazionale), assumendo come altezza complessiva della pila  $h=7.50\text{m}$ .

#### Sezione B

COMB.	$N_z$ (kN)	$T_x$ (kN)	$T_y$ (kN)	$M_{xx}$ (kNm)	$M_{yy}$ (kNm)
C.C. 1	4752	±33	/	/	±248
C.C. 2	965	±10	/	/	±75
C.C. 3	-104	/	/	/	/
C.C. 4	2090/-274	±57	/	±1881	±428
C.C. 5	/	±27	±284	±2517	±197
C.C. 6	/	±45	/	/	±338
C.C. 7	±156	±302	/	/	±2265
C.C. 8	±1603	±1576	±1194	±10414	±9679

#### 8.4.1.1. Verifica allo stato limite ultimo di presso-flessione (cond. non sismiche)

Si considerano le sollecitazioni ricavate dalle combinazioni di carico relative alla sezione A e B delle pile.

#### Sezione A

c.c.	$N_{SD}$ [kN]	$M_{x,SD}$ [kNm]	$M_{y,SD}$ [kNm]
3	6464	2436	1082
4	1561	2436	1082

#### Sezione B

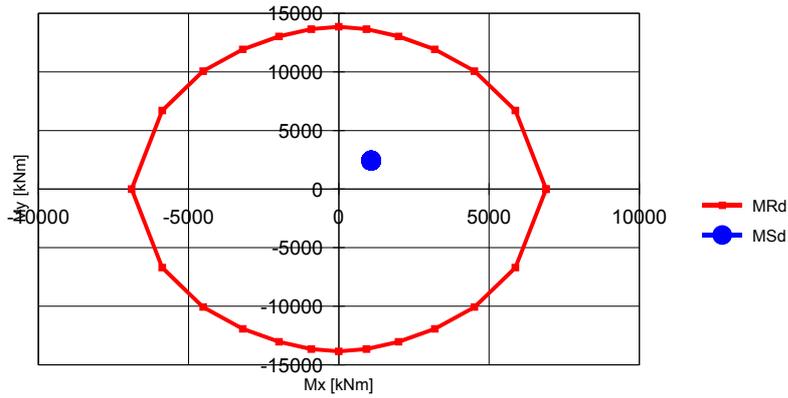
c.c.	$N_{SD}$ [kN]	$M_{x,SD}$ [kNm]	$M_{y,SD}$ [kNm]
3	11810	6597	4647
4	4994	6597	4647

La verifica a pressoflessione deviata delle sezioni, eseguita con il software VCASLU elaborato dall'ing. Gelfi dell'Università di Brescia, viene riportata nelle figure seguenti, nella quali si rappresenta il dominio resistente  $M_x$ - $M_y$  calcolato per  $N=N_{SD}$ . L'armatura della pila resta costante lungo lo stelo, così come nel tratto iniziale.

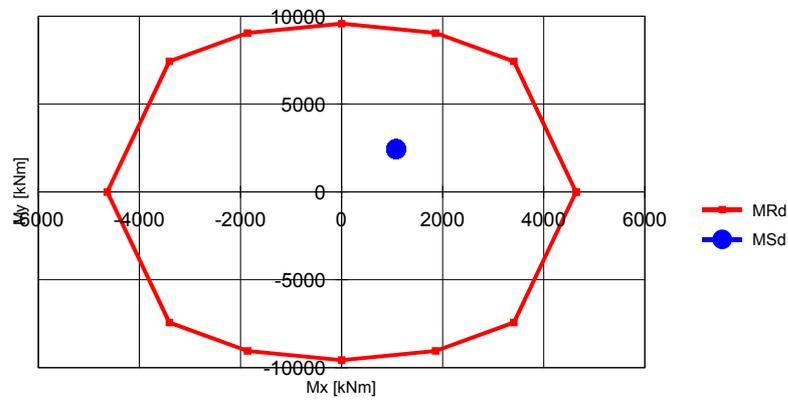
#### Sezione A

Armatura longitudinale: 40 $\Phi$ 26

STELO PILA - NSd = 6464 kN



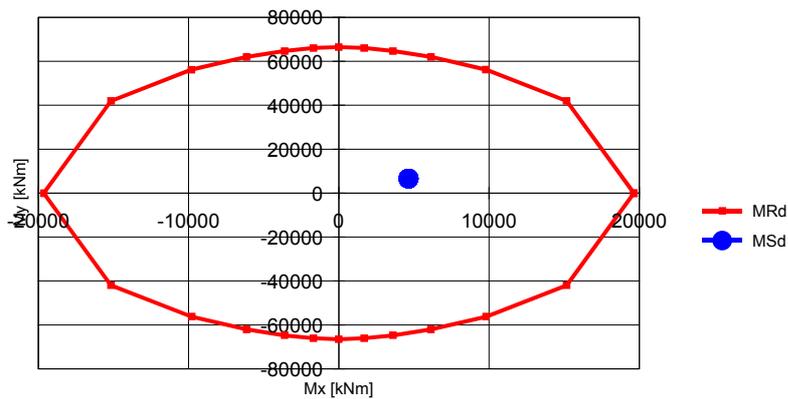
STELO PILA - NSd = 1561 kN



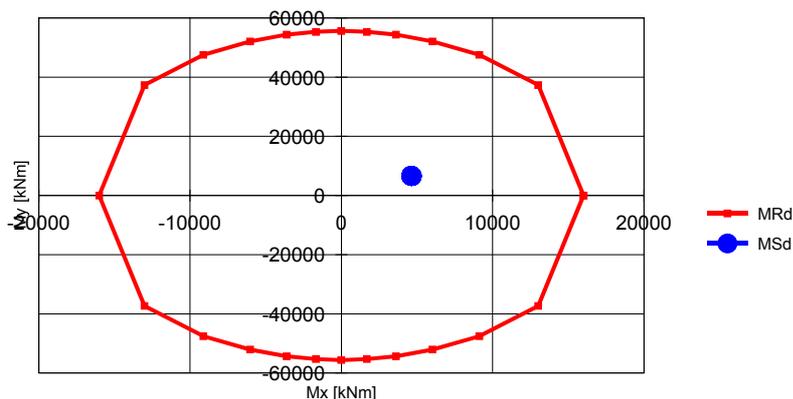
**Sezione B**

Armatura longitudinale: 122Φ26

BASE PILA - NSd = 11810 kN



BASE PILA - NSd = 4994 kN



#### 8.4.1.2. Verifica allo stato limite ultimo di taglio (cond. non sismiche):

Considerate le sollecitazioni in gioco, entrambe le pile vengono armate allo stesso modo: si andrà quindi a verificare la sezione A e la sezione B utilizzando le più gravose condizioni di sollecitazione agenti nelle varie combinazioni di carico.

La sezione di base della pila risulta armata con staffe  $\Phi 12/25$  (11 bracci) nella direzione X, mentre nella direzione Y sono presenti 2 staffe a 2 bracci realizzate con barre  $\Phi 12$  e disposte con passo di 25cm.

La sezione corrente dello stelo della pila risulta armata con staffe  $\Phi 12/25$  (7 bracci) nella direzione X, mentre nella direzione Y sono presenti 2 staffe a 2 bracci realizzate con barre  $\Phi 12$  e disposte con passo di 25cm.

##### **Sezione A**

B=1.40m H=2.50m st  $\Phi 12/25$  dir X st  $\Phi 12/25$  dir Y

$V_{sd,x} = 312$  kN  $V_{sd,y} = 173$  kN

##### Taglio in direzione X

Verifica puntone compresso  $V_{SDx} < V_{RDUX} = 18100$  kN

Verifica armatura trasversale:  $V_{cd} = 2522$  kN

$V_{wd} = 1375$  kN

$V_{SDx} < V_{RD2,x} = 2750$  kN

##### Taglio in direzione Y

Verifica puntone compresso  $V_{SDy} < V_{RDUY} = 18530$  kN

Verifica armatura trasversale:  $V_{cd} = 2580$  kN

$V_{wd} = 1436$  kN

$V_{SDy} < V_{RD2,y} = 2871$  kN

##### **Sezione B**

B=5.00m H=1.40m st  $\Phi 12/25$  dir X st  $\Phi 12/25$  dir Y

$V_{sd,x} = 621$  kN  $V_{sd,y} = 426$  kN

##### Taglio in direzione X

Verifica puntone compresso  $V_{SDx} < V_{RDUX} = 36222$  kN

Verifica armatura trasversale:  $V_{cd} = 5044$  kN

$V_{wd} = 2161$  kN

$V_{SDx} < V_{RD2,x} = 4322$  kN

##### Taglio in direzione Y

Verifica puntone compresso  $V_{SDy} < V_{RDUy} = 37594 \text{ kN}$   
 Verifica armatura trasversale:  $V_{cd} = 5235 \text{ kN}$   
 $V_{wd} = 2913 \text{ kN}$   
 $V_{SDx} < V_{RD2,x} = 5826 \text{ kN}$

#### 8.4.1.3. Verifica allo stato limite di esercizio

Si eseguono le verifiche delle sezioni A e B, soggette alle azioni rilevate nelle c.c. I e II (condizione quasi permanente e rara), della pila. Si riportano le verifiche delle sezioni A e B soggette alle massime sollecitazioni di calcolo.

##### verifica delle tensioni d'esercizio (sez. A):

$N_{soll} = 2481 \text{ kN}$	$M_{soll,x} = 1171 \text{ kNm}$	$M_{soll,y} = 607 \text{ kNm}$	$\sigma_{cls} = -2.7 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_s = 19 \text{ N/mm}^2$
$N_{soll} = 4309 \text{ kN}$	$M_{soll,x} = 1628 \text{ kNm}$	$M_{soll,y} = 827 \text{ kNm}$	$\sigma_{cls} = -3.8 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_s = 16 \text{ N/mm}^2$
$N_{soll} = 1561 \text{ kN}$	$M_{soll,x} = 1628 \text{ kNm}$	$M_{soll,y} = 827 \text{ kNm}$	$\sigma_{cls} = -4.3 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_s = 76 \text{ N/mm}^2$

##### verifica delle tensioni d'esercizio (sez. B):

$N_{soll} = 5613 \text{ kN}$	$M_{soll,x} = 2517 \text{ kNm}$	$M_{soll,y} = 2588 \text{ kNm}$	$\sigma_{cls} = -2.7 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_s = 23 \text{ N/mm}^2$
$N_{soll} = 7859 \text{ kN}$	$M_{soll,x} = 4398 \text{ kNm}$	$M_{soll,y} = 3551 \text{ kNm}$	$\sigma_{cls} = -1.0 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_s = 34 \text{ N/mm}^2$
$N_{soll} = 5183 \text{ kN}$	$M_{soll,x} = 4398 \text{ kNm}$	$M_{soll,y} = 3551 \text{ kNm}$	$\sigma_{cls} = -4.1 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_s = 61 \text{ N/mm}^2$

#### 8.4.1.4. Verifica allo stato limite ultimo (combinazione sismica)

Si verificano le sezioni critiche della struttura verticale in condizioni sismiche. La normativa prevede che, sotto l'azione del sisma allo stato limite ultimo, le sezioni restino in campo lineare.

Si esegue quindi una verifica col "metodo n" della sezione, utilizzando i seguenti valori di tensione massima nei materiali:

$$\sigma_{acc, max} = 373 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{cls, max} = f_{cd} = 18.8 \text{ N/mm}^2$$

##### - verifica a pressoflessione in corrispondenza della sezione A:

$N_{soll} = 4109 \text{ kN}$	$M_{soll,x} = 3065 \text{ kNm}$	$M_{soll,y} = 1635 \text{ kNm}$	$\sigma_{cls} = -7.7 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_s = 102 \text{ N/mm}^2$
$N_{soll} = 853 \text{ kN}$	$M_{soll,x} = 3065 \text{ kNm}$	$M_{soll,y} = 1635 \text{ kNm}$	$\sigma_{cls} = -9.6 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_s = 266 \text{ N/mm}^2$

##### - verifica a pressoflessione in corrispondenza della sezione B:

$N_{soll} = 7216 \text{ kN}$	$M_{soll,x} = 10414 \text{ kNm}$	$M_{soll,y} = 10002 \text{ kNm}$	$\sigma_{cls} = -11.8 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_s = 273 \text{ N/mm}^2$
$N_{soll} = 4010 \text{ kN}$	$M_{soll,x} = 10414 \text{ kNm}$	$M_{soll,y} = 10002 \text{ kNm}$	$\sigma_{cls} = -12.0 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_s = 329 \text{ N/mm}^2$

##### - verifica a taglio :

##### **Sezione A**

$B = 1.40 \text{ m}$   $H = 2.50 \text{ m}$  st  $\Phi 12/25$  dir X st  $\Phi 12/25$  dir Y

$V_{sd,x} = 636 \text{ kN}$   $V_{sd,y} = 472 \text{ kN}$

##### Taglio in direzione X

Verifica puntone compresso  $V_{SDx} < V_{RDUX} = 18100 \text{ kN}$   
 Verifica armatura trasversale:  $V_{cd} = 2522 \text{ kN}$   
 $V_{wd} = 1375 \text{ kN}$   
 $V_{SDx} < V_{RD2,x} = 2750 \text{ kN}$

##### Taglio in direzione Y

Verifica puntone compresso  $V_{SDy} < V_{RDUY} = 18530 \text{ kN}$

Verifica armatura trasversale:  $V_{cd} = 2580 \text{ kN}$   
 $V_{wd} = 1436 \text{ kN}$   
 $V_{SDx} < V_{RD2,x} = 2871 \text{ kN}$

### Sezione B

B=5.00m      H=1.40m      st  $\Phi 12/25$  dir X      st  $\Phi 12/25$  dir Y

$V_{sd,x} = 1619 \text{ kN}$        $V_{sd,y} = 1194 \text{ kN}$

#### Taglio in direzione X

Verifica puntone compresso  $V_{SDx} < V_{RDUX} = 36222 \text{ kN}$

Verifica armatura trasversale:  $V_{cd} = 5044 \text{ kN}$   
 $V_{wd} = 2161 \text{ kN}$   
 $V_{SDx} < V_{RD2,x} = 4322 \text{ kN}$

#### Taglio in direzione Y

Verifica puntone compresso  $V_{SDy} < V_{RDUY} = 37594 \text{ kN}$

Verifica armatura trasversale:  $V_{cd} = 5235 \text{ kN}$   
 $V_{wd} = 2913 \text{ kN}$   
 $V_{SDx} < V_{RD2,x} = 5826 \text{ kN}$

## 8.5. FONDAZIONI DELLA PILA

La pila va a poggiare su un plinto di altezza pari a 1.5m, con dimensioni in pianta pari a 7.0x10.0m, poggiante direttamente sul terreno.

Si riportano nella tabella seguente le sollecitazioni massime trasmesse dalla pila al plinto di fondazione, derivanti dalle combinazioni di carico più gravose considerate alle pagine precedenti, che verranno utilizzate per le verifiche di resistenza delle strutture.

Pila P4	$N_z$ (kN)	$T_x$ (kN)	$T_y$ (kN)	$M_{xx}$ (kNm)	$M_{yy}$ (kNm)
c.c. esercizio	7819 5183	474	284	4398	3551
c.c. stato limite ultimo	11810 4994	621	426	6597	4647
c.c. sismica	7216 4010	1619	1194	10414	10002

### 8.5.1. Verifica del terreno

Le sollecitazioni massime/minime per le verifiche di portanza del terreno di fondazione si ottengono amplificando le sollecitazioni trasmesse dalla pila con i coefficienti proposti dall'Eurocodice 7-Geotecnica; in particolare si considerano:

c.c. C1:  $1.0 G_{ki} + 1.3 Q_{ki}$

c.c. C2:  $1.0 G_{ki} + 1.3 E_d$

Le sollecitazioni risultano pari a:

Pila P4	$N_z$ (kN)	$T_x$ (kN)	$T_y$ (kN)	$M_{xx}$ (kNm)	$M_{yy}$ (kNm)
C1	8533 5054	604	370	5718	4519
C2	7216 4010	1619	1194	10414	10002

I carichi verticali sono definiti al netto del peso proprio del plinto e del terreno di ricoprimento.

In dette condizioni la pressione massima esercitata sul terreno risulta essere pari a 226 kPa nella c.c. C1, mentre nella c.c. C2 la pressione sul terreno è di 293 kPa.

La forza d'attrito minima orizzontale risulta essere di 3866 kN, superiore al valore massimo del taglio trasmesso dalle pile nelle due combinazioni di carico.

### 8.5.2. Verifica di resistenza del plinto di fondazione

Il dimensionamento della sezione in c.a. del plinto è svolto utilizzando le combinazioni di carico riportate ad inizio paragrafo; in particolare si considera il plinto come costituito da una serie di mensole, incastrate alla base della pila, e caricate dalla reazione del terreno (a cui va detratto il peso proprio della mensola).

La pressione del terreno agente contro la mensola del plinto risulta pari a:

c.c. esercizio:	$\sigma_{\max,x} = 201 \text{ kPa}$	$\sigma_{\min,x} = 97 \text{ kPa}$	
	$\sigma_{\max,y} = 191 \text{ kPa}$	$\sigma_{\min,y} = 108 \text{ kPa}$	
c.c. stati limite ultimo:	$\sigma_{\max,x} = 275 \text{ kPa}$	$\sigma_{\min,x} = 138 \text{ kPa}$	
	$\sigma_{\max,y} = 268 \text{ kPa}$	$\sigma_{\min,y} = 144 \text{ kPa}$	
c.c. sismica:	$\sigma_{\max,x} = 293 \text{ kPa}$	$\sigma_{\min,x} = 0 \text{ kPa}$	$u = 6.70 \text{ m}$
	$\sigma_{\max,y} = 245 \text{ kPa}$	$\sigma_{\min,y} = 36 \text{ kPa}$	

(sono state riportate le pressioni massime ottenute considerando gli scarichi della pila ed il peso proprio del plinto)

#### Mensola direzione X

- condizioni di esercizio:

$L = 2.80 \text{ m}$	$b = 1.00 \text{ m}$	$h = 1.50 \text{ m}$	$A_s = 5\Phi 26$	$A'_s = 5\Phi 20$
$M_{SD} = 590 \text{ kNm}$	$\sigma_{cls} = -2.8 \text{ N/mm}^2$		$\sigma_s = 167 \text{ N/mm}^2$	

- condizioni allo stato limite ultimo

$L = 2.80 \text{ m}$	$b = 1.00 \text{ m}$	$h = 1.50 \text{ m}$	$A_s = 5\Phi 26$	$A'_s = 5\Phi 20$
$M_{SD} = 864 \text{ kNm}$	$M_{RD} = 1370 \text{ kNm}$			
$V_{SD} = 591 \text{ kN}$	$V_{RD1} = 490 \text{ kN}$			

Si dispongono delle barre piegate a  $45^\circ$  ( $\Phi 16/20$ ), disposte con passo  $s = 1000 \text{ mm}$ .

Verifica puntone compresso  $V_{SD} < V_{RDU} = 7789 \text{ kN}$

Verifica armatura trasversale:  $V_{cd} = 1085 \text{ kN}$

$V_{wd} = 661 \text{ kN}$

$V_{Rd2} = 1321 \text{ kN} > V_{SD}$

- condizioni sismiche

$L = 2.80 \text{ m}$	$b = 1.00 \text{ m}$	$h = 1.50 \text{ m}$	$A_s = 5\Phi 26$	$A'_s = 5\Phi 20$
$M_{SD} = 845 \text{ kNm}$	$\sigma_{cls} = -4.0 \text{ N/mm}^2$		$\sigma_s = 238 \text{ N/mm}^2$	
$V_{SD} = 546 \text{ kN}$	$V_{RD1} = 490 \text{ kN}$			

Si dispongono delle barre piegate a  $45^\circ$  ( $\Phi 16/20$ ), disposte con passo  $s = 500 \text{ mm}$ .

Verifica puntone compresso  $V_{SD} < V_{RDU} = 7789 \text{ kN}$

Verifica armatura trasversale:  $V_{cd} = 1085 \text{ kN}$

$V_{wd} = 661 \text{ kN}$

$V_{Rd2} = 1321 \text{ kN} > V_{SD}$

#### Mensola direzione y

- condizioni di esercizio:

$L = 2.50 \text{ m}$	$b = 1.00 \text{ m}$	$h = 1.50 \text{ m}$	$A_s = 5\Phi 26$	$A'_s = 5\Phi 20$
$M_{SD} = 460 \text{ kNm}$	$\sigma_{cls} = -2.2 \text{ N/mm}^2$		$\sigma_s = 130 \text{ N/mm}^2$	

- condizioni allo stato limite ultimo

$L = 2.50 \text{ m}$	$b = 1.00 \text{ m}$	$h = 1.50 \text{ m}$	$A_s = 5\Phi 26$	$A'_s = 5\Phi 20$
$M_{SD} = 690 \text{ kNm}$	$M_{RD} = 1370 \text{ kNm}$			
$V_{SD} = 539 \text{ kN}$	$V_{RD1} = 490 \text{ kN}$			

Si dispongono delle barre piegate a  $45^\circ$  ( $\Phi 16/40$ ), disposte con passo  $s=1000\text{mm}$ .

Verifica puntone compresso  $V_{SD} < V_{RDU} = 7789 \text{ kN}$

Verifica armatura trasversale:  $V_{cd} = 1085 \text{ kN}$

$V_{wd} = 330 \text{ kN}$

$V_{Rd2} = 661 \text{ kN} > V_{SD}$

- condizioni sismiche

$L = 2.50\text{m}$        $b = 1.00\text{m}$        $h = 1.50\text{m}$        $A_s = 5\Phi 26$        $A'_s = 5\Phi 20$

$M_{SD} = 595\text{kNm}$        $\sigma_{cls} = -2.8 \text{ N/mm}^2$        $\sigma_s = 168 \text{ N/mm}^2$

$V_{SD} = 454 \text{ kN}$        $V_{RD1} = 490 \text{ kN} > V_{SD}$

## 9. ANALISI STRUTTURALE DELLE SPALLE

Entrambe le spalle dell'impalcato presentano pressoché le medesime caratteristiche, sia in termini di geometria e realizzazione, sia per quanto riguarda le sollecitazioni agenti: perciò ci si limita nel presente elaborato all'analisi ed alla verifica delle sezioni di una sola spalla.

L'opera presenta una larghezza trasversale di 12.30m, a cui vanno sommati gli sviluppi dei muri d'ala di contenimento del terreno del rilevato stradale, ed una lunghezza di 9.50m, per un'altezza netta (dal piano di posa all'estradosso del paraghiaia) di 10.50m. La soletta di fondazione della spalla, dello spessore di 2.0m, ha dimensioni in pianta di 12.30x9.50 m; il paramento frontale ha spessore variabile da 2.10 a 1.40m circa, si sviluppa trasversalmente per l'intera larghezza della spalla, e presenta un'altezza libera a valle di 7.20m circa.

### 9.1. SOLLECITAZIONI DI CALCOLO

Per valutare le sollecitazioni sulla spalla si sono considerate le condizioni di carico già riportate nei capitoli precedenti.

Gli appoggi dell'impalcato sono posizionati ad interasse variabile: la distanza reciproca tra i due appoggi interni è di 4.00m, mentre quelli esterni distano da quelli interni 1.60m.

Si riportano di seguito i valori delle sollecitazioni indotte, nelle condizioni di carico riportate nei capitoli precedenti, dagli appoggi sulla spalla.

Si indica con z l'asse verticale, x la direzione longitudinale del ponte, ed y la direzione trasversale.

COND.	N <sub>z</sub> (kN)	T <sub>x</sub> (kN)	T <sub>y</sub> (kN)	M <sub>xx</sub> (kNm)	M <sub>yy</sub> (kNm)
c.c.1	1035	7	/	/	/
c.c.2	222	2	/	/	/
c.c.3	104	/	/	/	/
c.c.4 max	1453	±41	/	-382	/
c.c.4 min	-382	/	/	-1391	/
c.c.5	/	/	±175	±324	/
c.c.6	/	±45	/	/	/
c.c.7	±551	±723	±562	±1073	±118
c.c.8	156	666	/	/	/

\* nella c.c.8 sono computate le sollecitazioni gli effetti termici

Considerato lo sviluppo trasversale della spalla, e le dimensioni globali, l'analisi degli elementi resistenti (soletta, paramento) verrà svolta considerando una striscia unitaria di struttura, assimilandola ad una semplice struttura di sostegno; le sollecitazioni sopra riportate saranno perciò distribuite sulla larghezza del paramento.

Il terreno di riporto posto a monte della spalla, con funzione di riempimento, ha un'altezza di calcolo di 8.50m; si trascura l'eventuale terreno posizionato a valle del paramento.

### 9.2. COMBINAZIONI DI CARICO

Si considerano le seguenti combinazioni di carico, basate sulle condizioni descritte in precedenza, per eseguire le verifiche di resistenza della struttura:

- verifiche agli Stati Limite di Esercizio

C.C.1 : c.c.1 + c.c.2 + c.c.3+ c.c.5

C.C.2: c.c.1 + c.c.2 + c.c.3+ c.c.4+ 0.4 c.c. 5 + c.c.6 + c.c.8

- verifiche allo Stato Limite Ultimo

C.C.3: 1.5 [c.c.1 + c.c.2] + 0.85 [c.c.3+c.c.8] + 1.5/0.0 [c.c.4max] + 0.9 [c.c.5] +1.5/0.0 [c.c.6]

C.C.4: 1.0 [c.c.1 + c.c.2] + 1.2 [c.c.3+c.c.8] + 1.5/0.0 [c.c.4min] + 0.9 [c.c. 5] +1.5/0.0 [c.c.6]

- verifica sismica allo Stato Limite Ultimo

C.C.5 : 1.0 [c.c.1 + c.c.2 + c.c.3] + 1.3 [c.c.7]

Le verifiche di stabilità della struttura, in analogia a quanto fatto per le pile, sono:

C.C. C1: 1.0 [c.c.1 + c.c.2 + c.c.3 + c.c.8] + 1.3 [c.c.4+ c.c.5+ c.c.6]

C.C. C2: 1.0 [c.c.1 + c.c.2 + c.c.3] + 1.3 [c.c.7]

### 9.3. CARICHI SUGLI APPOGGI

Gli appoggi sulle spalle sono realizzati con dispositivi in grado di garantire un comportamento cedevole sia nei confronti delle azioni longitudinali che di quelle trasversali; per azioni dinamiche (frenamento, vento, sisma), manifesta un comportamento di vincolo cedevole elasto-plastico per movimenti nel piano orizzontale.

Si rimanda al capitolo precedente per la descrizione sommaria delle caratteristiche meccaniche del supporto.

Il massimo carico agente sull'appoggio si ottiene direttamente dall'analisi strutturale, avendo già in questa sede schematizzato l'appoggio e la sua posizione geometrica rispetto il baricentro della sezione trasversale, mediante la seguente relazione:

$$N_{app,i} = N_{SD,vert} / 4 \pm M_{torc,SD} d_i / J_{app}$$

essendo in questo caso 7.2m la distanza tra gli appoggi esterni,  $d_{max}=3.60m$  e  $J_{app}=33.92m^2$ .

Il valore massimo del carico (nelle combinazioni di carico d'esercizio) ottenuto sul singolo appoggio vale:

Carico verticale	$P_{max} = 926 \text{ kN}$	[ $P_{min} = 62 \text{ kN}$ ]
Carico orizzontale trasversale	$H_{max} = 44 \text{ kN}$	
Carico orizzontale longitudinale	$H_{max} = 191 \text{ kN}$	

Nelle combinazioni di carico sismiche il massimo carico agente sull'appoggio risulta pari a:

Carico verticale	$P_{max} = 668 \text{ kN}$	[ $P_{min} = 14 \text{ kN}$ ]
Carico orizzontale trasversale	$H_{max} = 238 \text{ kN}$	
Carico orizzontale longitudinale	$H_{max} = 183 \text{ kN}$	

Considerate le caratteristiche di vincolo dell'appoggio, il fissaggio dello stesso all'impalcato ed alla pila/spalla avverrà successivamente la fase di tesatura dei cavi di precompressione.

### 9.4. GIUNTI DI DILATAZIONE

I giunti di dilatazione sono impermeabili in gomma rinforzata con armature metalliche e devono essere calcolati per un escursione massima di  $\pm 30^\circ$  (deformazione termica e ritiro), che provoca sulle due spalle del viadotto un allungamento differenziale massimo di circa  $\pm 7 \text{ mm}$ .

Lo spostamento massimo calcolato in condizioni sismiche, rilevato sulle spalle, risulta pari a 43mm circa in direzione longitudinale, e 30mm circa in direzione trasversale; lo spostamento massimo ammesso dagli appoggi è di 100mm..

Si prevede quindi un giunto di dilatazione in gomma armata impermeabile con escursione massima pari ad almeno  $\pm 75 \text{ mm}$ .

### 9.5. VERIFICA A STABILITÀ

L'analisi della spalla viene condotta considerando una fascia unitaria di struttura, alla quale vengono applicati i carichi trasmessi dall'impalcato e la spinta del terreno retrostante.

Nella combinazione di carico C1 si ottengono i seguenti risultati:

Carico verticale globale massimo:	1916 kN/m
Azione orizzontale complessiva:	567 kN/m
Momento rispetto il vertice a valle (O):	-7343 kNm/m

Forza resistente per attrito:	$1916 \text{ kN/m} \cdot \tan(29^\circ.3) = 1151 \text{ kN/m}$
Eccentricità rispetto O:	-3.83m
Eccentricità rispetto il baricentro della soletta (G):	0.92m
Pressione massima a valle:	319 kPa
Pressione minima a monte:	85 kPa

Nella combinazione di carico C2, nel caso di spinta verso valle, si ottengono i seguenti risultati:

Carico verticale globale:	1572 kN/m
---------------------------	-----------

Azione orizzontale complessiva: 1138 kN/m  
Momento rispetto il vertice a valle (O): -3332 kNm/m

Forza resistente per attrito:  $1572 \text{ kN/m} \cdot \tan(29^\circ.3)=944 \text{ kN/m}$   
Spinta passiva utile del terreno a valle: 194 kN/m  
Eccentricità rispetto O: -2.12m  
Eccentricità rispetto il baricentro della soletta (G): 2.63m  
Pressione massima a valle: 602 kPa  
Pressione minima a monte: 0.0 kPa  
*[la sezione è parzializzata (ecc < B/3)]*

Nella combinazione di carico C2, nel caso di spinta verso monte, si ottengono i seguenti risultati:

Carico verticale globale: 1572 kN/m  
Azione orizzontale complessiva: 290 kN/m  
Momento rispetto il vertice a valle (O): -7979 kNm/m

Forza resistente per attrito:  $1572 \text{ kN/m} \cdot \tan(29^\circ.3)=944 \text{ kN/m}$   
Spinta passiva utile del terreno a valle: 0 kN/m  
Eccentricità rispetto O: -5.07m  
Eccentricità rispetto il baricentro della soletta (G): -0.32m  
Pressione massima a valle: 132 kPa  
Pressione minima a monte: 200 kPa  
*[tutta la sezione reagisce a compressione (ecc < B/6)]*

Le verifiche a ribaltamento risultano in entrambe le combinazioni soddisfatte (la risultante delle azioni cade all'interno della base fondazionale), così come la verifica a scorrimento. La capacità resistente orizzontale risulta infatti in entrambi i casi maggiore della forza sollecitante (in particolare nella c.c. C2 si considera ai fini della verifica solo la spinta passiva del terreno a valle utile ad equilibrare l'azione sollecitante orizzontale, considerato che la massima spinta passiva di calcolo è di 228 kN/m). La pressione massima rilevata è di 602 kPa, inferiore alla capacità ultima di progetto calcolata al cap. 4, pari a 2480 kPa.

## 9.6. VERIFICHE DI RESISTENZA

Si eseguono di seguito le verifiche delle sezioni maggiormente sollecitate dei vari elementi strutturali; le azioni sollecitanti relative alla spinta delle terre (attiva e passiva) vengono calcolate senza ridurre le caratteristiche meccaniche del terreno.

### 9.6.1. Paramento di facciata

La struttura in elevazione viene dimensionata per resistere alle azioni indotte dal terreno (sia in condizioni statiche che sismiche) a monte della stessa, nonché alle azioni trasmesse dall'impalcato. Si trascura ai fini del calcolo la presenza dell'eventuale terreno posto a valle.

Il paramento, visto le caratteristiche geometriche e di irrigidimento, viene dimensionato assumendo uno schema resistente a mensola.

La sezione di base della facciata ha spessore di 2.10m, e risulta armata con  $5\Phi 26+5\Phi 20/\text{m}$  a monte, e  $5\Phi 20/\text{m}$  a valle.

Le sollecitazioni nelle verifiche si riferiscono ad una striscia unitaria di mensola.

#### Verifiche in esercizio

sezione base (h=0.0m) H=2.1 m       $A_s=5\Phi 26+5\Phi 20$        $A'_s=5\Phi 20$   
 $M_{SD}=1270 \text{ kNm/m}$        $\sigma_{cis}=-2.0 \text{ N/mm}^2$        $\sigma_s=132 \text{ N/mm}^2$

#### Verifiche allo Stato Limite Ultimo

sezione base (h=0.0m) H=2.1 m       $A_s=5\Phi 26+5\Phi 20$        $A'_s=5\Phi 20$   
 $M_{SD}=1905 \text{ kNm/m}$        $M_{RD}=2310 \text{ kNm/m}$   
 $V_{SD}=481 \text{ kN/m} < V_{RD1}=670 \text{ kN/m}$

### Verifiche in condizioni sismiche

sezione base (h=0.0m) H=2.1 m       $A_s=5\Phi 26+5\Phi 20$        $A'_s=5\Phi 20$   
 $M_{SD}=2487 \text{ kNm/m}$        $\sigma_{cls} = -5.7 \text{ N/mm}^2$        $\sigma_s=315 \text{ N/mm}^2$   
 $V_{SD}=619 \text{ kN/m} < V_{RD1}= 670 \text{ kN/m}$

### 9.6.2. Soletta di fondazione

La soletta di fondazione è realizzata in c.a, presenta uno spessore pari a 2.0m, ed è sollecitata dalla sottospinta del terreno, ovvero dal peso proprio del rilevato posto a monte. La struttura è calcolata a mensola, considerata incastrata al muro verticale, e si verificano le sezioni di incastro dei due elementi strutturali principali (mensola a valle, L=1.80m, e mensola a monte, L=5.6m).

#### MENSOLA A VALLE

Considerato il rapporto geometrico L/h, la struttura è dimensionata e verificata adottando un meccanismo resistente a puntone-tirante, con un angolo  $\alpha$  della diagonale compressa assunto pari a  $42^\circ$ .

#### Verifiche in esercizio

Carico verticale:                       $N=373 \text{ kN/m}$   
Sollecitazione nel tirante:         $N=445 \text{ kN/m}$   
Tensione massima nelle barre tese:     $150 \text{ N/mm}^2$   
Armatura minima tesa:  $2967 \text{ mm}^2/\text{m}$

#### Verifiche allo Stato Limite Ultimo

Carico verticale:                       $N=563 \text{ kN/m}$   
Sollecitazione nel tirante:         $N=671 \text{ kN/m}$   
Tensione massima nelle barre tese:     $373 \text{ N/mm}^2$   
Armatura minima tesa:  $1800 \text{ mm}^2/\text{m}$

#### Verifiche in condizioni sismiche

Carico verticale:                       $N=723 \text{ kN/m}$   
Sollecitazione nel tirante:         $N=862 \text{ kN/m}$   
Tensione massima nelle barre tese:     $373 \text{ N/mm}^2$   
Armatura minima tesa:  $2310 \text{ mm}^2$

Si dispongono nella zona tesa (intradosso soletta)  $\Phi 26/20+\Phi 16/40$  ( $A_s=3150 \text{ mm}^2$ ), e superiormente si dispongono  $5\Phi 26/\text{m}$ .

#### MENSOLA A MONTE

Si verifica la sezione di incastro della mensola, considerando agente il peso proprio del terreno di ricoprimento, e le sottopressioni del terreno di base.

#### Verifiche in esercizio

Sez. A (incastro)      H=2.0 m       $A_{sup}=10\Phi 26$        $A_{inf}=5\Phi 26$   
 $M_{SD} = -1229 \text{ kNm/m}$        $\sigma_{cls} = -2.6 \text{ N/mm}^2$        $\sigma_s = 129 \text{ N/mm}^2$

#### Verifiche allo Stato Limite Ultimo

Sez. A (incastro)      H=2.0 m       $A_{sup}=10\Phi 26$        $A_{inf}=5\Phi 26$   
 $M_{SD} = -1865 \text{ kNm/m}$        $M_{RD} = 3687 \text{ kNm/m}$   
 $V_{SD} = 530 \text{ kN/m} < V_{RD1} = 680 \text{ kN/m}$

#### Verifiche in condizioni sismiche

Sez. A (incastro)      H=2.0 m       $A_{sup}=10\Phi 26$        $A_{inf}=5\Phi 26$   
 $M_{SD} = -2861 \text{ kNm/m}$        $\sigma_{cls} = -6.1 \text{ N/mm}^2$        $\sigma_s = 301 \text{ N/mm}^2$   
 $V_{SD} = 780 \text{ kN/m} < V_{RD1} = 680 \text{ kN/m}$

Si dispongono delle barre piegate a  $45^\circ$  ( $\Phi 20/40$ ), disposte con passo  $s=1000\text{mm}$ .

Verifica puntone compresso       $V_{SD} < V_{RDU} = 10512 \text{ kN}$

Verifica armatura trasversale:  $V_{cd} = 1464 \text{ kN}$   
 $V_{wd} = 1000 \text{ kN}$   
 $V_{Rd2} = 2000 \text{ kN} > V_{SD}$

## **10. ELABORATI DI CALCOLO**

Gli elaborati dei calcoli eseguiti con il calcolatore elettronico sono riportati in formato digitale in allegato separato. In particolare si riportano:

1. tabulato di input del modello strutturale utilizzato per l'analisi statica;
2. tabulato di output del modello strutturale utilizzato per l'analisi statica, con riportati gli spostamenti nodali e le sollecitazioni determinate nelle aste
3. tabulato di input del modello strutturale utilizzato per l'analisi sismica non lineare, differente a seconda che gli accelerogrammi siano tarati per determinare le sollecitazioni nei vari elementi piuttosto che per ricavare gli spostamenti massimi;
4. tabulato di output del modello strutturale utilizzato per l'analisi sismica, con riportati gli spostamenti nodali e le sollecitazioni determinate nelle aste.