

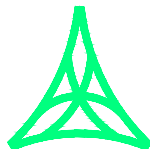


REGIONE AUTONOMA FRIULI VENEZIA GIULIA

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°1: Viadotto sullo svincolo a rotatoria con la S.S. n.13
 Relazione tecnica e di calcolo

TEMATICA

G

N. ALLEGATO e SUB.ALL.

01.01 . 00

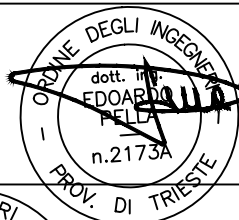
REV.	DATA	DESCRIZIONE	DF REDATTO	FA VERIFICATO	EP APPROVATO
3					
2					
1					
0	30/08/12	EMISSIONE			

COORDINAMENTO E PROGETTAZIONE GENERALE:

S.p.A. AUTOVIE VENETE :

dott. ing. Edoardo PELLA

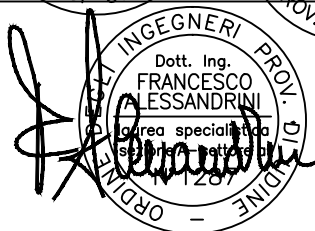
dott. ing. Stefano DI SANTOLO



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:
 1207G0101000.doc
 1207G0101000.pdf

DATA PROGETTO:
30.08.2012

312TN

CODICE MASTRO

12

ANNO

07

N.PROGETTO

0

REVISIONE

INDICE

1.	GENERALITÀ	4
2.	NORMATIVE DI RIFERIMENTO.....	5
3.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	6
4.	CARATTERISTICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE	8
4.1.	CAPACITÀ PORTANTE DELLE FONDAZIONI	8
5.	DATI DI CALCOLO.....	10
6.	ANALISI DEI CARICHI	11
6.1.	CARICHI PERMANENTI.....	11
6.1.1.	PESO PROPRIO STRUTTURA	11
6.1.2.	CARICHI PERMANENTI PORTATI.....	11
6.1.3.	CARICHI PERMANENTI COMPLESSIVI.....	11
6.2.	DISTORSIONI.....	11
6.2.1.	DISTORSIONI DI PROGETTO.....	11
6.2.2.	VARIAZIONI TERMICHE	11
6.2.3.	CEDIMENTI VINCOLARI	11
6.3.	CARICHI MOBILI	12
6.3.1.	CARICHI MOBILI STATICI.....	12
6.3.2.	INCREMENTO DINAMICO DEI CARICHI MOBILI.....	12
6.3.3.	CARICHI MOBILI COMPLESSIVI	12
6.3.4.	AZIONI LONGITUDINALI DI FRENAMENTO	12
6.3.5.	AZIONE CENTRIFUGA.....	12
6.3.6.	AZIONE DEL VENTO.....	12
6.3.7.	RESISTENZA DI ATTRITO AGLI APPOGGI	13
6.3.8.	AZIONI SU PARAPETTI E GUARD-RAIL	13
6.3.9.	AZIONI SISMICHE SULLA STRUTTURA DA PONTE.....	13
6.3.10.	SPINTA DELLE TERRE	14
6.3.11.	AZIONI SISMICHE SULLE STRUTTURE DI SOSTEGNO DELLE TERRE.....	14
6.3.12.	INCREMENTO SISMICO DELLE SPINTE DEL TERRENO	14
7.	ANALISI DELL'IMPALCATO.....	15
7.1.	CONDIZIONI DI CARICO	15
7.1.1.	COMBINAZIONI DI CARICO.....	16
7.2.	EFFETTI DELLA PRECOMPRESSIONE.....	17
7.3.	SEZIONI DI VERIFICA	17
7.3.1.	CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLE SEZIONI.....	18
7.4.	SOLLECITAZIONI FLETTENTI NELLE SEZIONI DI VERIFICA	18
7.5.	VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO.....	19
7.5.1.	DESCRIZIONE GENERALE DELLA VERIFICA A FLESSIONE	19
7.5.2.	VERIFICHE	22
7.6.	VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE	25
7.7.	VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI DEFORMAZIONE	26
7.8.	VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO DI PRESSOFLESSIONE.....	26
7.9.	VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO DI TAGLIO.....	28
7.9.1.	VERIFICA A PUNZONAMENTO	29
7.10.	VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO DI TORSIONE.....	29
7.11.	ARMATURA TRASVERSALE SBALZO	30
7.11.1.	ANALISI DEI CARICHI	30
7.11.2.	ARMATURE E VERIFICHE	30
7.12.	VERIFICA IN CONDIZIONI SISMICHE	31

7.12.1.	VERIFICA DELLE SEZIONI DELL'IMPALCATO	33
8.	ANALISI STRUTTURALE DELLE PILE	35
8.1.	SOLLECITAZIONI DI CALCOLO	35
8.2.	COMBINAZIONI DI CARICO	36
8.3.	CARICHI SUGLI APPOGGI	36
8.4.	ANALISI STRUTTURALE DELLA PILA	36
8.4.1.	ANALISI DELL'ELEVAZIONE DELLE PILE	37
8.4.1.1.	Verifica allo stato limite ultimo di presso-flessione (cond. non sismiche)	38
8.4.1.2.	Verifica allo stato limite ultimo di taglio (cond. non sismiche):	40
8.4.1.3.	Verifica allo stato limite di esercizio	40
8.4.1.4.	Verifica allo stato limite ultimo (combinazione sismica)	41
8.5.	FONDAZIONI DELLA PILA	41
8.5.1.	VERIFICA DEL TERRENO	42
8.5.2.	VERIFICA DI RESISTENZA DEL PLINTO	42
9.	ANALISI STRUTTURALE DELLE SPALLE	44
9.1.	SOLLECITAZIONI DI CALCOLO	44
9.2.	CARICHI SUGLI APPOGGI	45
9.3.	GIUNTI DI DILATAZIONE	45
9.4.	VERIFICA A STABILITÀ	46
9.5.	VERIFICHE DI RESISTENZA	46
9.5.1.	PARAMENTO DI FACCIATA	46
9.5.2.	SOLETTA DI FONDAZIONE	47
10.	ELABORATI DI CALCOLO	48

1. GENERALITÀ

La presente relazione di calcolo fornisce l'analisi delle principali strutture previste per la realizzazione del viadotto sullo svincolo a rotatoria con la S.S. n. 13 a Basagliapenta, inserito nell'ambito del Progetto Definitivo del "Collegamento tra la S.S. 13 Pontebbana e la A23 - Tangenziale Sud di Udine", Il lotto.

Il viadotto in progetto, della lunghezza complessiva di 85m è costituito da due campate laterali da 26.00m e una campata centrale da 33.00m.

L'**impalcato** viene realizzato con una singola trave continua in c.a.p. post-tesa, realizzata in unica fase; presenta una larghezza complessiva di 15.05m, di cui 11.05 di sede viabile, 1.80m di marciapiede e 0.60m di cordolo per l'alloggiamento della barriera stradale da un lato, 1.00m di marciapiede e 0.60m dal di cordolo per l'alloggiamento della barriera stradale dall'altro lato

Il viadotto viene calcolato come ponte di prima categoria in base alla vigente normativa sui ponti stradali.

Planimetricamente il viadotto presenta un raggio di curvatura pari a 900m, longitudinalmente presenta andamento orizzontale; trasversalmente, la sede stradale presenta un'inclinazione costante verso l'interno del 3.0% circa.

La sezione resistente dell'impalcato è caratterizzata da una piastra precompressa post-tesa con una nervatura centrale di 7.10m di larghezza con due sbalzi laterali da circa 3.70m, con larghezza complessiva superiore di 15.05m, altezza massima in asse pila di 1.60m e in mezzera di 1.10m. Lo spessore delle ali è di 20cm alle estremità, 50cm in corrispondenza dell'attacco con l'anima.

Lo schema statico dell'impalcato è quello di trave su quattro appoggi (le due spalle laterali e le due pile centrali); gli elementi di appoggio sono realizzati con dispositivi di isolamento sismico in elastomero armato, a comportamento multidirezionale sia sulle spalle che sulle pile. Questi elementi, data la ridotta resistenza elastica, permettono i movimenti lenti della struttura, e durante il sisma riescono a disaccoppiare il movimento della struttura da quello del terreno, riducendo gli spostamenti per mezzo della loro capacità dissipativa.

Le **pila** (P1 E P2) vengono realizzate in c.a. con una forma a unico stelo con base rettangolare di 5.30m di larghezza per 1.40m di spessore; sino ad una altezza dalla base fondazionale di 3.70m, viene mantenuta la sezione rettangolare costante mentre negli ultimi 4.30m di sviluppo la sezione si allarga fino a raggiungere una sezione di 7.10m di larghezza e 1.40m di spessore. L'altezza complessiva delle pile è di 8.00m dallo spiccato fondazionale. Il plinto di fondazione, superficiale, a base rettangolare con altezza di 2.0m, ha dimensioni di 10.0x8.0m per tutte le pile.

Le **spalle** (SP1 ed SP2), con altezza dallo spiccato fondazionale di circa 8.00m (escluso il paraghiaia), devono contenere la spinta delle terre del rilevato stradale e trasmettere al terreno le sollecitazioni verticali ed orizzontali trasversali dovute all'impalcato; nei riguardi dei carichi orizzontali longitudinali, le spalle si comportano come un appoggio mobile. La spalla presenta un'elevazione con spessore variabile da 2.00m alla base a 1.50m in sommità per 15.05m di larghezza complessiva; la fondazione superficiale a plinto ha dimensioni di 9.00m di lunghezza per 16.55m di larghezza, per uno spessore di 2.00m.

I giunti sono del tipo in gomma armata su entrambe le spalle, con un'escursione consentita di ± 100 mm.

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 redatto 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/mm²);

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 <i>rara</i>	$\sigma_c \leq 0.6 f_{ck} = 21.0 \text{ N/mm}^2$
cls in compressione – combinazione <i>q.perm.</i>	$\sigma_c \leq 0.45 f_{ck} = 15.7 \text{ N/mm}^2$
cls in trazione – combinazione <i>rara</i>	$\sigma_{ct} \leq 0.07 f_{ck} = 2.45 \text{ N/mm}^2$

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	($\gamma_m=1.00$)	$\sigma_s = 300 \text{ N/mm}^2$ (nelle c.c. rara e quasi permanente)

che soddisfino i seguenti rapporti minimi:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{su,k} &> 8\% \\ 1.15 < f_t / f_y &< 1.35 \\ (f_{y,eff} / f_{y,nom}) &< 1.25 \end{aligned}$$

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 N/mm ²
$f_{p(1)k}$	= 1670 N/mm ²
E_a	= 200000 MPa
Rilassamento a 1000 h	< 2.20 %
Rilassamento a 2000 h	< 2.50 %

e tensioni limite:

σ_{spi}	$\leq 0.85 \cdot f_{p(1)k}$	= 1420 N/mm ² alla tesatura
σ_{sp}	$\leq 0.60 \cdot f_{ptk}$	= 1116 N/mm ² in condizioni d'esercizio
σ_{sp}	$\leq 0.9 \cdot f_{ptk} / 1.15$	= 1456 N/mm ² 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÷60cm) ed essenzialmente di natura ghiaiosa.

Sulle zone in cui si prevede la realizzazione delle opere sono state condotte numerose indagini geognostiche, che hanno confermato la natura essenzialmente incoerente del terreno e le ottime caratteristiche geotecniche; sono emerse infatti situazioni omogenee di ghiaie e sabbie debolmente limose con ciottoli, compatte fin dai primi metri di profondità. Livelli di ghiaie cementate (conglomerato) sono presenti ad una profondità di 10÷15m dal p.c..

La falda acquifera è posizionata a circa 30m 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:

Ghiaie compatte con sabbia:

Peso di volume:	γ	= 19 kN/m ³
Angolo di attrito:	Φ	= 35°
Coesione:	c	= 0.0 kN/m ²

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

Peso di volume:	γ	= 18 kN/m ³
Angolo di attrito:	Φ	= 30°
Angolo di attrito terreno - muro:	Φ'	= 20°
Coesione:	c	= 0.00 kN/m ²
Coefficiente di spinta attiva ($\Phi=30^\circ$)	Ka	= 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_γ 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 (8.0x10.0m), e delle solette delle spalle (16.55x9.00m). La quota di imposta delle fondazioni viene considerata sempre inferiore a 3.00m dal p.c., se non diversamente indicato.

Fondazione BxL = 8.0x10.0 m (Pile)

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

Larghezza della fondazione: B = 8.00m

Lunghezza della fondazione: L = 10.00m

Profondità del piano fondazionale: D = 3.00m

Fattori di forma: $s_q = 1.448$

$s_\gamma = 0.680$

Fattori di profondità: $d_q = 1 + 2 \cdot \tan \phi_d \cdot (1 - \sin \phi_d)^2 \cdot (D/B) = 1.215$

$d_\gamma = 1.000$

Fattori di inclinazione del carico: $i_q = 0.910$ $i_\gamma = 0.876$ cond. C1

$i_q = 0.562$ $i_\gamma = 0.438$ cond. C2

Sostituendo, si ottiene:

$q_{ult} = 2454 \text{ kPa}$ cond. C1

$q_{ult} = 1409 \text{ kPa}$ cond. C2

Fondazione BxL = 9.0x16.55 m (Spalle)

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

Larghezza della fondazione: B = 9.00m

Lunghezza della fondazione: L = 16.55m

Profondità del piano fondazionale: D = 3.00m

Fattori di forma: $s_q = 1.305$

$s_\gamma = 0.782$

Fattori di profondità: $d_q = 1 + 2 \cdot \tan \phi_d \cdot (1 - \sin \phi_d)^2 \cdot (D/B) = 1.191$

$d_\gamma = 1.000$

Fattori di inclinazione del carico: $i_q = 0.689$ $i_\gamma = 0.589$ cond. C1

$i_q = 0.491$ $i_\gamma = 0.358$ cond. C2

Sostituendo, si ottiene:

$q_{ult} = 1823 \text{ kPa}$ cond. C1

$q_{ult} = 1217 \text{ kPa}$ cond. C2

5. DATI DI CALCOLO

Il viadotto a trave continua è costituito da un unico impalcato di 3 campate per complessivi 85m, con luci laterali di 26.0m e 33.0m per la campata centrale.

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

Impalcato

Luce di calcolo I e III campata terminale	26.00	m
Luce di calcolo II campata centrale	33.00	m
Altezza di calcolo trave c.a.p. in campata	1.10	m
Altezza di calcolo trave c.a.p. in asse pila	1.60	m
Larghezza anima trave c.a.p. in campata	7.40	m
Larghezza minima anima trave c.a.p. in asse pila	7.10	m
Larghezza del piano viabile	11.05	m
Larghezza complessiva	15.05	m
Larghezza complessiva cordolo sinistro	0.60	m
Larghezza complessiva cordolo destro	0.60	m
Larghezza utile marciapiede sinistro	1.80	m
Larghezza utile marciapiede destro	1.00	m
Minimo spessore sbalzo	0.20	m
Spessore sbalzo all'attacco anima	0.50	m
Larghezza totale ringrosso sulle pile	1.40	m
Lunghezza tratto di raccordo ellittico	7.00	m

Pile

Dimensione trasversale di base	5.30	m
Dimensione trasversale stelo max	7.10	m
Dimensione longitudinale	1.40	m
Altezza massima di calcolo pila (stelo).....	4.30	m
Altezza massima di calcolo pila.....	8.00	m
Quota d'imposta inferiore dal p.c.	-3.00	m
Dimensione longitudinale plinto	8.00	m
Dimensione trasversale plinto	10.00	m
Spessore plinto	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:

$$A_{\text{trav}} \cdot \gamma_{\text{cls}} = 10.81 \cdot 25 \dots\dots\dots 270.0 \text{ kN/m} \quad (H=1.10\text{m})$$

Totale pesi propri $g_1 = 270.0$ kN/m

6.1.2. Carichi permanenti portati

Marciapiedi e cordoli 23.6 kN/m

pavimentazione 19.9 kN/m

velette 10.8 kN/m

sicurvia e parapetti 5.00 kN/m

Permanenti portati $g_2 = 59.3$ kN/m

6.1.3. Carichi permanenti complessivi

Totale permanenti $g = g_1 + g_2 = 329.3$ kN/m

6.2. DISTORSIONI

6.2.1. Distorsioni di progetto

ε_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:

$$\begin{aligned}q_{1a} &= 600 \text{ kN (cfr. schema di Normativa)} \\q_{1b} &= 30.0 \text{ kN/m} \\q_{1e} &= 4.0 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

6.3.2. Incremento dinamico dei carichi mobili

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

$$\phi (L=26.00 \text{ m}) = 1.29$$

$$\phi (L=33.00 \text{ m}) = 1.25$$

$$\begin{aligned}q_{2a} (L=26.00 \text{ m}) &= 176.00 \text{ kN} \\q_{2b} (L=26.00 \text{ m}) &= 8.80 \text{ kN/m} \\q_{2e} (L=26.00 \text{ m}) &= 1.16 \text{ kN/m}^2 \\q_{2a} (L=33.00 \text{ m}) &= 148.00 \text{ kN} \\q_{2b} (L=33.00 \text{ m}) &= 7.40 \text{ kN/m} \\q_{2e} (L=33.00 \text{ m}) &= 1.00 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

6.3.3. Carichi mobili complessivi

$$\begin{aligned}q_{ma} (L=26.00 \text{ m}) &= q_{1a} + q_{2a} = 776.00 \text{ kN} \\q_{mb} (L=26.00 \text{ m}) &= q_{1b} + q_{2b} = 38.80 \text{ kN/m} \\q_{me} (L=26.00 \text{ m}) &= q_{1e} + q_{2e} = 5.16 \text{ kN/m}^2 \\q_{ma} (L=33.00 \text{ m}) &= q_{1a} + q_{2a} = 748.00 \text{ kN} \\q_{mb} (L=33.00 \text{ m}) &= q_{1b} + q_{2b} = 37.40 \text{ kN/m} \\q_{me} (L=33.00 \text{ m}) &= q_{1e} + q_{2e} = 5.00 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

6.3.4. Azioni longitudinali di frenamento

$$q_{31} = 0.1 \cdot [(600 + 30 \cdot (85.00 - 15.0))] = 270 \text{ kN}$$

$$q_{32} = 0.2 \cdot (600 \cdot 1.5) = 180 \text{ kN}$$

$$q_3 = \max[q_{31}, q_{32}] = 270 \text{ kN}$$

6.3.5. Azione centrifuga

$$q_4 = 30/R = 0.033 \text{ kN/m}$$

con $R = 900$, 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 esposta al vento è data dalla barriera antirumore di altezza $h=4.0\text{m}$ e dalla trave in c.a.p.; si ottiene:

$$q_5 = (1.10+0.25+4.00) \cdot 2.50 = 13.40 \text{ kN/m}^2$$

applicato a 1.98m dalla quota del baricentro della sezione 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 traslazionali orizzontale in campo elastico è pari a 53478 kN/m. Questa tipologia di appoggio mantiene collegati impalcato e 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:

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

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

b) Azione applicata ai parapetti:

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

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 Udine (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
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:

$$\sigma = \sigma_0 + h \cdot \gamma \cdot k_a$$

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 Udine (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 γ_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:

γ' : 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;

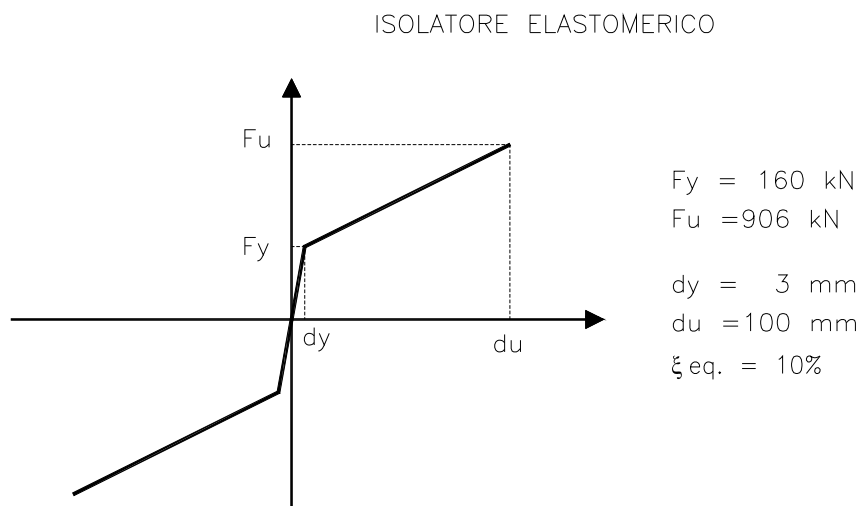
$r = 2$ per opere di sostegno che ammettono spostamenti.

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 principali risultati di output al capitolo "Elaborati di calcolo" della presente relazione. 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 "nnlink", 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 (2 longitudinale, e 3 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 degli appoggi intermedi sulle pile 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 mezzeria) è previsto un tracciato dei cavi caratterizzato da tratti rettilinei raccordati da tratti curvi ad andamento parabolico costituito da 16 cavi da 24 trefoli di 0.6" (tensione iniziale di tesatura 1300 N/mm²).

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. $\pm 10^\circ$
- c.c.5 : inviluppo azioni indotte dal carico mobile $q_{1a/b/e}$
- c.c.6 : azioni del vento
- c.c.7 : azione sismica verticale

Per una larghezza della sede stradale di 11.05m, 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 ai precedenti). 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} .

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	ε_1	ε_3	q1	q2	q3	q5	q6	q7
	p.prop.	Perm.	Prec.	$\Delta term.$	Mobili	mobili	Frenam.	Vento	sisma	attrito
STATI LIMITE DI ESERCIZIO – D.M. 4 MAGGIO 1990										
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	$\psi_1=0.81$ $\psi_1=0.73$	$\psi_1=0.81$ $\psi_1=0.73$				
SLE-F3	1	1	1	1	$\psi_2=0.55$ $\psi_2=0.50$	$\psi_2=0.55$ $\psi_2=0.50$				
STATI LIMITE ULTIMI – D.M. 4 MAGGIO 1990										
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
STATO LIMITE ULTIMO IN CONDIZIONI SISMICHE – ord. del PCM n. 3274 del 20.03.2003										
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, nel blocco di dati "PRESTRESS" (cfr. file di input nel capitolo "Elaborati di calcolo"). 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 δx dalla sezione in cui è applicata la tensione $\sigma_p(x_0)$

Il valore della tensione di precompressione iniziale è pari a 1300 N/mm²;

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°	10	(sezione in mezzeria prima campata 26.0m)
S2 = concio n°	25	(sezione in asse pila P1)
S3 = concio n°	41	(sezione in mezzeria seconda campata da 33.0m)

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

T1 = concio n°	1	(appoggio spalla SP1)
T2 = concio n°	19	(termine rastremazione su pila P1-campata I)
T3 = concio n°	25	(sezione in asse pila P1)

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 struttura, essendo la stessa simmetrica rispetto la mezzeria del ponte.

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 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 =	1.100 m
Area:	A =	10.81 m ²
Baricentro:	y =	0.60 m (dal lembo inferiore)
Momento d'inerzia:	I =	1.13 m ⁴
Modulo superiore:	Ws =	2.5 m ³
Modulo inferiore:	Wi =	1.8 m ³

Sezione in asse pila [S2]:

Caratteristiche geometriche della sezione

Altezza:	H =	1.600 m
Area:	A =	11.82 m ²
Baricentro:	y =	0.80 m (dal lembo inferiore)
Momento d'inerzia:	I =	2.52 m ⁴
Modulo superiore:	Ws =	3.20 m ³
Modulo inferiore:	Wi =	3.20 m ³

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	11507	-27246	10117
c.c.2 (N _{prec})	-65343	-58935	-53635
c.c.2 (M _{prec})	-29560	45252	-17101
c.c.3	2502	-5857	2196
c.c.4	2369	6059	6043
c.c.5	+7123 -2236	+1408 -9107	+7047 -2669
c.c.7	+4449 -4644	+6915 -8659	+3962 -4036

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:

σ_{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 :

$A_{lmin} = T_R/215$ (in mm², 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.

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

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/mm² modulo di elasticità cavi di precompressione

$E_{cls} = 38236$ N/mm² 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: $\Delta\sigma_{r\infty} = \beta \cdot \sigma_{spi}$

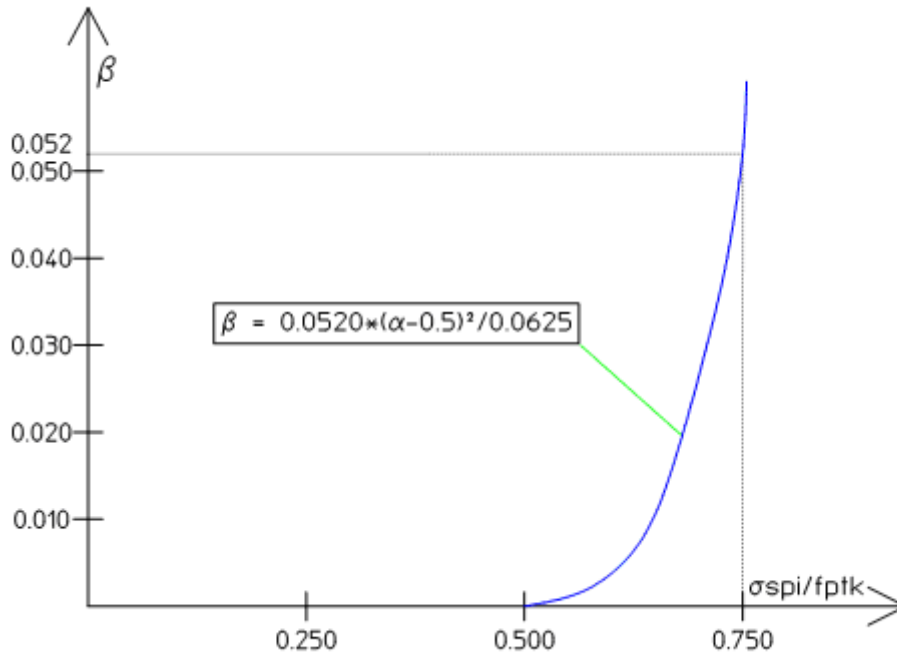
dove:

$$\beta = \beta(\alpha)$$

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

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:

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

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

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

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

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 :

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

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):

$$M(-)_{\max} = M(\text{accidentali})$$

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

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

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

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

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 :

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

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

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/mm² (positive se di compressione, negative se di trazione), le caratteristiche della sollecitazione in kN e kNm, le lunghezze in mm, le aree in mm².

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 26.0m:	superiormente 38Φ20 (= 11932 mm ²)
	inferiormente 38Φ20 (= 11932 mm ²)
Campate da 33.0m:	superiormente 38Φ20 (= 11932 mm ²)
	inferiormente 38Φ20 (= 11932 mm ²)
Pile P1+P2:	superiormente 38Φ20 (= 11932 mm ²)
	inferiormente 36Φ26 (= 19116 mm ²)

1) VERIFICA INIZIALE ALLA FASE DI TIRO

[peso proprio + precompressione iniziale]

SEZ	S1	S2	S3
σ_{spi}	1224	1104	1005
N_{pi}	65343	58935	53635
e	0.500	-0.565	0.500
M_{pi}	-32671	33298	-26818
M_{pr}	-29560	45252	-17101
M_{par}	3111	11954	9716
M_{g1}	11507	-27246	10117
M_{tir}	-18053	18006	-6984
σ_{si}	-1.17	10.62	2.17
σ_{ji}	16.08	-0.63	8.85

La tensione massima di compressione nel conglomerato risulta 14.2 N/mm^2 , inferiore al limite massimo ammesso.

La tensione massima di trazione risulta di -1.17 N/mm^2 ; si dispone un quantitativo di armatura lenta, con tensione convenzionale pari a 215 N/mm^2 , atta ad assorbire la risultante delle tensioni di trazione. Risulta:

SEZIONE S1

$T_r=323 \text{ kN}$

$$A_{L,\min} = 1502 \text{ mm}^2$$

$$A_{L,\text{eff}} = 19116 \text{ mm}^2 \text{ (36}\Phi 20, \text{ al netto delle barre longitudinali resistenti a}$$

torsione)

2) CALCOLO DEGLI EFFETTI DOVUTI ALLE CADUTE DI TENSIONE:

SEZ	S1	S2	S3
ΔRIT	50	50	50
σ_{cp}	13.88	9.63	8.00
ΔVIS	146	101	84
$\Delta \sigma_{sf}$	196	151	134
α	0.64	0.58	0.53
β	0.017	0.005	0.001
$\Delta \sigma_{r\infty}$	21.21	6.05	0.70
$\Delta' \sigma_{r\infty}$	12.72	3.97	0.46
ΔT_{TOT}	208.87	155	135
$p\%$	17.1	14.1	13.4
σ_p	1015	949	870
ΔN_{pr}	11148	8205	7187
ΔM_{pr}	5574	-4687	3593
ΔM_{par}	-531	-1683	-1302
ΔM_{tot}	5043	-6369	2291
$\Delta \sigma_s$	0.99	-2.69	-1.94
$\Delta \sigma_i$	-3.83	1.24	2.51
σ_{ps}	-0.18	7.92	2.42
σ_{pi}	12.25	0.66	6.91

3) CALCOLO DEGLI EFFETTI DOVUTI AI CARICHI PERMANENTI PORTATI:

SEZ	S1	S2	S3
M_{per}	2502	-5857	2196
$\Delta \sigma_s$	1.00	-1.83	0.88
$\Delta \sigma_i$	-1.39	1.83	-1.22

4) CALCOLO DEGLI EFFETTI DOVUTI AI CARICHI TERMICI

SEZ	S1	S2	S3
M_{TERM}	2369	6059	6043
$\Delta\sigma_s$	0.95	1.89	2.42
$\Delta\sigma_i$	-1.32	-1.89	-3.36

5) CALCOLO DEGLI EFFETTI DOVUTI AI CARICHI MOBILI

SEZ	S1	S2	S3
M_{MOB}	7123 (-2236)	1408 (-9107)	7047 (-2669)
$\Delta\sigma_s$	2.85 (-0.89)	4.40 (-2.85)	2.82 (-1.07)
$\Delta\sigma_i$	-3.96 (1.24)	-4.40 (2.85)	-3.92 (1.48)

Le combinazioni di carico SLE-A1 ed SLE-A2 (o SLE-A5 se il sisma è peggiore dei carichi mobili) combinano i precedenti effetti nel modo seguente:

$$SLE-A1 \quad G_1+G_2+P_k+\varepsilon_3$$

$$SLE-A2 \quad G_1+G_2+P_k+\varepsilon_3+Q_1+Q_2+ 0.4 Q_5 \quad (o \quad SLE-A5 \quad G_1+G_2+P_k+\varepsilon_3+Q_6)$$

Le tensioni risultanti nel calcestruzzo risultano quindi:

Combinazione di carico SLE-A1

SEZ	S1	S2	S3
σ_{sup}	1.76	7.99	5.72
σ_{inf}	9.54	0.59	2.33

Combinazione di carico max (SLE-A2; SLE-A5)

SEZ	S1	S2	S3
σ_{sup}	4.61 (-1.04)	10.78 (3.25)	8.54 (1.68)
σ_{inf}	5.58 (13.44)	-2.19 (5.33)	-1.58 (7.93)

La tensione massima di compressione nel conglomerato risulta 13.44 N/mm^2 , pari a circa $0.38 f_{ck}$, e quindi inferiore al limite massimo ammesso.

La tensione massima di trazione risulta di -2.19 N/mm^2 , inferiore a $0.07 f_{ck}$; si dispone un quantitativo di armatura lenta, con tensione convenzionale pari a 175 N/mm^2 , atto ad assorbire la risultante delle tensioni di trazione. Risultata:

SEZIONE S2

Tr=2194 kN $A_{L,min} = 12187 \text{ mm}^2$
 $A_{L,eff} = 19116 \text{ mm}^2$ (36 Φ 26, al netto delle barre longitudinali resistenti a torsione)

SEZIONE S3

Tr=1007kN $A_{L,min} = 5598 \text{ mm}^2$
 $A_{L,eff} = 11304 \text{ mm}^2$ (36 Φ 20, al netto delle barre longitudinali resistenti a torsione)

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 $G_1+G_2+P_k+\varepsilon_3+(0.81/0.73) Q_1+(0.81/0.73) Q_2$

SLE-F3 $G_1+G_2+P_k+\varepsilon_3+(0.55/0.50) Q_1+(0.55/0.50) Q_2+0.4 Q_5$

Combinazione di carico SLE-F1

SEZ	S1	S2	S3
σ_{sup}	1.76	7.99	5.72
σ_{inf}	9.54	0.59	2.33

Combinazione di carico SLE-F2

SEZ	S1	S2	S3
σ_{sup}	4.05 (0.10)	8.34 (3.80)	7.99 (2.44)
σ_{inf}	6.35 (11.86)	0.24 (4.78)	-0.82 (6.88)

Combinazione di carico SLE-F3

SEZ	S1	S2	S3
σ_{sup}	3.34 (0.32)	8.23 (4.52)	7.28 (2.71)
σ_{inf}	7.34 (11.54)	0.35 (4.06)	0.16 (6.51)

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 delle sezioni S3, che presentano una tensione di trazione massima pari a -0.82 N/mm², inferiore alla resistenza di progetto a trazione f_{ctd} . In entrambe le sezioni non si ha quindi apertura di fessure.

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 3.30cm e 3.65cm (rispettivamente nelle campate da 26m e 33m).

Nella combinazione di carico SLE-F3 (assimilabile alla c.c. quasi permanente) la freccia massima rilevata risulta pari a +2.51cm (nodo 12, campata I, positiva se verso l'alto) mentre nella combinazione di carico SLE-A2 la freccia risulta pari a 2.74cm.

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: $1.0 G_k + 1.2 P^*_k + 1.2/0.0 \varepsilon_{3k}$ *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
N_{pi}	-65343	-58935	-53635
M_{pr}	-29560	45252	-17101
e	0.500	-0.565	0.500
ΔN_{pr}	11148	8295	7187
ΔM_{pr}	5574	-1687	3593
$N_{P^*_k}$	-54195	-50640	-46448
$M_{P^*_k}$	-23986	40565	-13508

Combinazione di carico SL-U1

SEZ	S1	S2	S3
1.0 M_{Gk1}	11507	-27246	10117
1.0 M_{Gk2}	2502	-5857	2196
1.2/0.0Mterm	0	7271	0
1.2 $M_{P^*_k}$	-28783	48678	-16209
Msoll	-14774*	22846*	-3896*
1.2 $N_{P^*_k}$	-65033	-60768	-55738
Nsoll	-65033	-60768	-55738
$A_L \text{ sup}$	11932	11932	11932

$A'_L \text{ inf}$	11932	19116	11932
A_{sp}	53376	53376	53376
Mrd⁺	39387	45938	49865
Mrd⁻	-24424	-45479	-14416
<i>Mr/Ms</i>	<i>1.65</i>	<i>2.01</i>	<i>3.70</i>

Combinazione di carico SL-U2-a

SEZ	S1	S2	S3
1.5 M_{Gk1}	17261	-40869	15175
1.5 M_{Gk2}	3753	-8785	3294
1.2 M_{term}	2843	0	7252
0.85 M_{P^*k}	-20388	34480	-11482
1.5 M_{mob}	10685	2112	10571
Msoll	14153*	-13062*	24810*
0.85 N_{P^*k}	-46065	-43044	-39481
Nsoll	-46065	-43044	-39481
$A_L \text{ sup}$	11932	11932	11932
$A'_L \text{ inf}$	11932	19116	19116
A_{sp}	53376	53376	53376
Mrd⁺	39387	45938	49865
Mrd⁻	-24424	-45479	-14416
<i>Mr/Ms</i>	<i>2.78</i>	<i>3.48</i>	<i>2.01</i>

Combinazione di carico SL-U2-b

SEZ	S1	S2	S3
1.5 M_{Gk1}	17261	-40869	15175
1.5 M_{Gk2}	3753	-8785	3294
1.2 M_{term}	2843	0	7252
0.85 M_{P^*k}	-20388	34480	-11482
1.5 M_{mob}	-3354	-13661	-4003
Msoll	115*	-28855*	10236*
0.85 N_{P^*k}	-46065	-43044	-39481
Nsoll	-46065	-43044	-39481

A_L sup	11932	11932	11932
A'_L inf	11932	19116	19116
A_{sp}	53376	53376	53376
Mrd⁺	39387	45938	49865
Mrd⁻	-24424	-45479	-14416
Mr/Ms	342	1.58	4.87

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. 1 - nodo 1 (spalla)

SL-U1 Vsd=11457 kN SL-U2 Vsd=6039 kN

Base B= 7390 mm
 Altezza H= 1100 mm
 A's=38 Φ 20 As= 38 Φ 20
 Ast=7 staffe Φ 16 passo S=20 cm

Verifica puntone compresso Vsd < Vrdu = 54317 kN

Verifica armatura trasversale: Vcd= 6952 kN
 Vwd=6203 kN
 Vsd < min(6952+6203;2x 6203)=12406 kN

Sezione T2 - Asta n. 19 (termine rastremazione su pila P1-campata I)

SL-U1 Vsd= -7634 kN SL-U2 Vsd= -3157 kN

Base B= 7390 mm
 Altezza H= 1100 mm
 A's=38 Φ 20 As= 38 Φ 20
 Ast=7 staffe Φ 16 passo S=30 cm

Verifica puntone compresso Vsd < Vrdu = 54316 kN

Verifica armatura trasversale: Vcd= 6952 kN
 Vwd=4135 kN
 Vsd < min(6952+4135;2x 4135)=8270 kN

Sezione T3 - Asta n. 25 (pila P1)

SL-U1 Vsd= 237 kN SL-U2 Vsd= 7473 kN

Base B= 7390 mm
 Altezza H= 1600 mm
 A's=38 Φ 20 As= 36 Φ 26
 Ast=7 staffe Φ 16 passo S=30 cm

Verifica puntone compresso Vsd < Vrdu = 8018 kN

Verifica armatura trasversale: Vcd= 10263 kN
 Vwd=4135 kN
 Vsd < min(10623+4135;2x4135)=8270 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

Nella verifica a torsione si assume che la sollecitazione si ripartisca in modo uguale sulle due nervature, alle quali è associato 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 rimanda ai paragrafi successivi la verifica della porzione di soletta interessata dal trasferimento dell'azione torcente globale alle anime.

Si considera quindi una sola nervatura, la cui sezione anulare fittizia resistente è 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
d_e (mm)	1000	1000	1500
h_s (mm)	166	166	250
B_e (mmq)	7290000	7290000	10935000
U_e (mm)	16580	16580	17580
Verifica bielle compresse			
Trd	14175	14175	31894
Tsd	3810	2522	3418
ν	3.72	5.62	9.33
Verifica staffe			
A_{sw} (mmq)	201	201	201
S (mm)	200	300	300
Trds	5479	3653	5479
ν	1.44	1.45	1.60
Verifica barre longitudinali			
$A_{l \text{ minima}}$ (mmq)	23864	23864	31048
A_{pl} (mmq)	53376	53376	53376
$A_{pl,eq}$ (mmq)	0	0	0
$A_{l,tot}$ (mmq)	23864	23864	23864
Trd	7847	7847	14442
Verifica a taglio e torsione			
Tsd	3810	2522	3418
Trd	14175	14175	31894
Vsd	11457	7634	7473
Vrd	54316	54316	80181
Trd/Tsd + Vsd/Vrd	0.48	0.32	0.20

7.11. ARMATURA TRASVERSALE SBALZO

Come si ricava dalle tavole strutturali allegata alla presente relazione, la sezione trasversale del viadotto presenta, lungo tutto il suo sviluppo, degli sbalzi laterali; 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 3.83m), considerando la più gravosa delle condizioni di carico possibili con l'impronta del carico q_{1a} a 2.10m dalla sezione di incastro; si assume che l'azione del carico accidentale si diffonda con un angolo di 30° .

I carichi permanenti portati sono dati, oltre che dal peso proprio dello sbalzo (con spessore variabile da 0.20m alle estremità a 0.50m sulla sezione di incastro con l'anima della trave), dal peso della pavimentazione, dal cordolo laterale 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} 12.50 kN/m

b) **Carichi permanenti:**

pavimentazione: p_p 1.80 kN/m²

marciapiede: 6.25 kN/m²

sicurvia: P_s 2.00 kN/m

cordoli: P_m 4.00 kN/m²

barriera antirumore 10.80 kN/m

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:

$$B_{rip,1} = 2 \cdot 0.30 + 1.50 \cdot 2 + 2 \cdot 1.35 \cdot \text{tg}(30^\circ) = 4.70\text{m}$$

I carichi accidentali massimi considerati sono:

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

coefficiente di amplificazione dinamico: $\phi = 1.4$

carico complessivo: $q_{1a} = 1.4 \cdot 3 \cdot 2 \cdot 100 = 840$ kN

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	55	33
Permanenti	93	34
Accidentale	131	96
Vento	20	0

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

Mtot = 299 kNm/m

Vtot = 164 kN/m

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

Mtot = 437 kNm/m

Vtot = 245 kN/m

Verifica allo stato limite ultimo:

Disponendo 1 ϕ 22/10 superiori e 1 ϕ 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 ²]	Ainf [mm ²]	M _{Rd} [kNm/m]	V _{RD1} [kN/m]
1.00x0.50	3800	565	586	299

Verifica allo stato limite di esercizio:

verifica delle tensioni d'esercizio:

M_{soll}=299 kNm/m σ_{cis} =-8.26 N/mm²

σ_s =200 N/mm²

verifica a fessurazione

La verifica condotta nelle c.c. F2 ed F3, nelle quali è presente il carico mobile, conducono ai seguenti risultati:

c.c. F2 M_{soll}=253 kNm/m ω_k =0.12 mm < 0.2 mm

c.c. F3 M_{soll}=220 kNm/m ω_k =0.10 mm < 0.1 mm

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

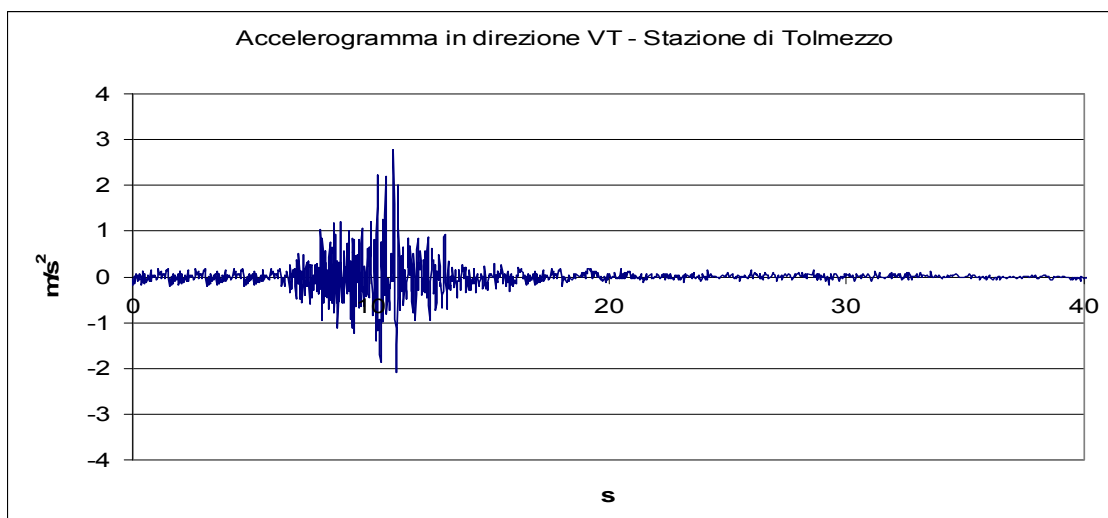
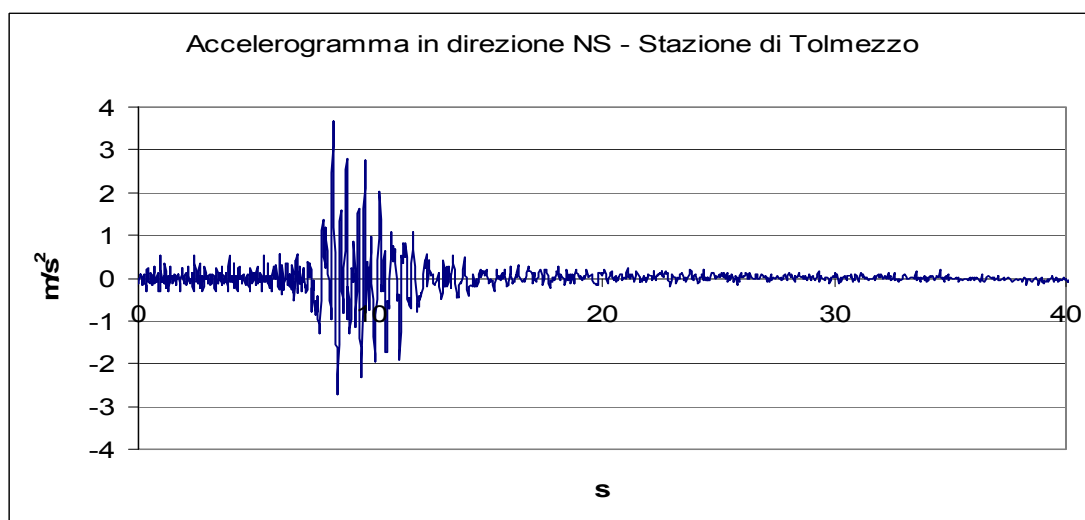
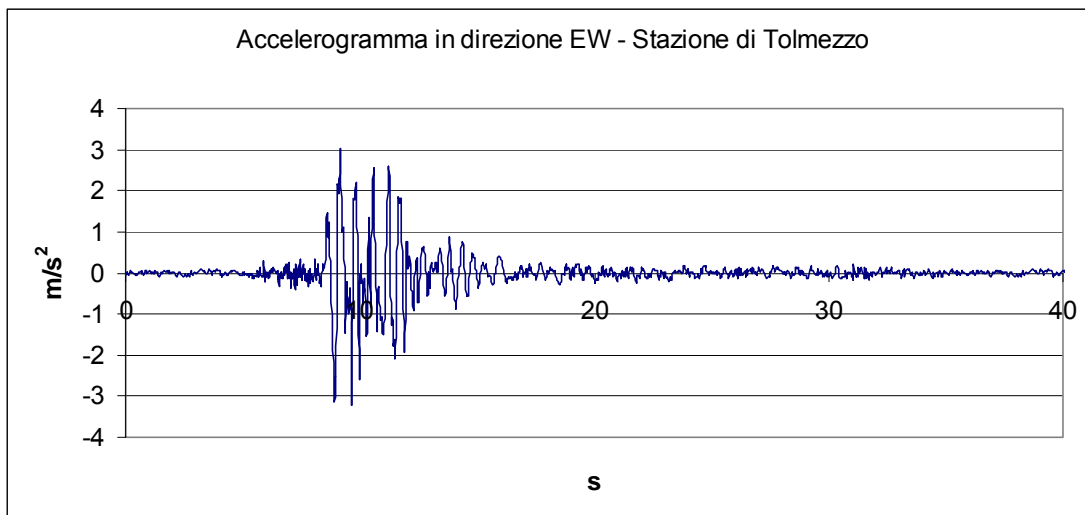
7.12. VERIFICA IN CONDIZIONI SISMICHE

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 α , variabile per ogni accelerogramma, in modo da soddisfare le richieste di normativa di seguito determinate:

-determinazione del periodo proprio T_{bf} della struttura a base fissa

Direzione x: $T_{bf,x} = 0.013$

Direzione y: $T_{bf,y} = 0.042$

Direzione z: $T_{bf,z} = 0.198$

-determinazione del periodo proprio T_{is} della struttura con sistema d'isolamento

Direzione x: $T_{is,x} = 0.532$
 Direzione y: $T_{is,y} = 0.545$
 Direzione z: $T_{is,z} = 0.202$

-determinazione degli intervalli di controllo per la verifica di compatibilità con lo spettro elastico di normativa:

Direzione x: $l_x = [0.0104 ; 0.638]$
 Direzione y: $l_y = [0.0336 ; 0.654]$
 Direzione z: $l_z = [0.158 ; 0.2424]$

-calcolo del fattore di amplificazione α :

	Direzione X	Direzione Y	Direzione Z
Gruppo "Tolmezzo" [TMZ]	$\alpha = 1.30$	$\alpha = 1.30$	$\alpha = 0.90$
Gruppo "Codroipo" [CDP]	$\alpha = 5.00$	$\alpha = 5.00$	$\alpha = 9.00$
Gruppo "Barcis" [BCS]	$\alpha = 12.00$	$\alpha = 12.00$	$\alpha = 15.00$

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:

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

Si riportano di seguito le verifiche degli elementi strutturali.

7.12.1. Verifica delle sezioni dell'impalcato

Si considerano le sezioni S1÷S7 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

$$M_{soll,max} = -9977 + 1.3 \cdot 4449 = -4193 \text{ kNm}$$

$$M_{soll,min} = -9977 - 1.3 \cdot 4644 = -16014 \text{ kNm}$$

$$N_{soll} = 54195 \text{ kNm}$$

Verifica 1:	N=54195 kN	M=-4193 kNm	$\sigma_{cls,max} = -6.9 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_{cls,min} = -3.3 \text{ N/mm}^2$
Verifica 2:	N=54195 kN	M=-16014 kNm	$\sigma_{cls,max} = -13.1 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_{cls,min} = +1.1 \text{ N/mm}^2$

Il lembo inferiore della sezione va in trazione in due c.c., raggiungendo una tensione inferiore alla resistenza a trazione del calcestruzzo f_{ctd} . Il calcestruzzo compresso non supera la tensione massima di progetto.

-verifica della sezione S2

$$M_{soll,max} = 7462 + 1.3 \cdot 8915 = 19052 \text{ kNm}$$

$$M_{soll,min} = 7462 - 1.3 \cdot 8659 = -3795 \text{ kNm}$$

$$N_{soll} = 50640 \text{ kNm}$$

Verifica 1:	N=50640 kN	M= 19052 kNm	$\sigma_{cls,max} = -15.1 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_s = 288 \text{ N/mm}^2$
Verifica 2:	N=50640 kN	M=-3795 kNm	$\sigma_{cls,max} = -6.4 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_{cls,min} = -3.2 \text{ N/mm}^2$

-verifica della sezione S3

$$M_{soll,max} = -1195 + 1.3 \cdot 3962 = 3956 \text{ kNm}$$

$$M_{soll, \min} = -1195 - 1.3 \cdot 4036 = -6442 \text{ kNm}$$

$$N_{soll} = 46448 \text{ kNm}$$

$$\text{Verifica 1: } N=48005 \text{ kN} \quad M= 3710 \text{ kNm}$$

$$\text{Verifica 2: } N=48005 \text{ kN} \quad M=-3491 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{cls, \max} = -3.9 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{cls, \min} = -2.0 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{cls, \max} = -4.6 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{cls, \min} = -2.0 \text{ N/mm}^2$$

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 ritegno 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 : temperatura
- c.c.5 : involuppo azioni indotte dal carico mobile $q_{1a/b/e}$ e q_2
- c.c.6 : azione di frenamento q_3
- c.c.7 : azione centrifuga
- c.c.8 : azione del vento
- c.c.9 : azione sismica

Gli appoggi dell'impalcato sono posizionati ad interasse pari a 5,30m, simmetrici rispetto la mezzera della nervatura della trave continua. Si riportano di seguito i valori delle sollecitazioni indotte dalle condizioni di carico sopra riportate, riferite alla sezione di sommità della pila. Le forze sono espresse in kN, i momenti in kNm.

Si indica con 1 l'asse verticale, con 2 l'asse nella direzione longitudinale del ponte, con 3 l'asse nella direzione trasversale.

Vengono prese in considerazione le sollecitazioni più gravose trasmesse alla pila.

	P1	V2	V3	M2	M3
peso	-9412				
perm	-1972				
prec	366	171			16
temp+	235	405	18		37
temp-	227	-206	-17		-19
mob +	229		17		
mob -	-2729		-17		
fren+		68			
fren-		-68			
centr			15		
vento+	14		307	28	
vento-	-14		-307	-28	
sisma+	2534	793	995	92	73
sisma-	-2705	-750	-891	-82	-69

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.4+c.c.8

C.C.2: c.c.1 + c.c.2 + c.c.3+ c.c.4+c.c.5+ 0.4 c.c. 8 + c.c.6[o c.c.7]

- verifiche allo Stato Limite Ultimo

C.C.3 : 1.5 [c.c.1 + c.c.2] + 0.85 c.c.3 + 1.2 c.c.4+1.5/0.0 c.c.5max + 0.9 c.c.8 +1.5/0.0 c.c.6 [o 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.5min + 0.9 c.c. 8 +1.5/0.0 c.c.6[o 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.9]

8.3. CARICHI SUGLI APPOGGI

Gli appoggi sulla pila sono realizzati con elementi elastomerici in grado di garantire un comportamento elasto-plastico multidirezionale; i dispositivi di appoggio dissipatori presentano le seguenti caratteristiche meccaniche:

Rigidità elastica:	Ky =	53478 kN/m
Rigidità post-elastica:	Kp =	5072 kN/m
Spostamento massimo	d ₂ =	150 mm
Spostamento al limite elastico	d _y =	3 mm

La tipologia adottata ammette un carico massimo verticale sismico pari a 7730 kN, ed in direzione orizzontale pari a 906 kN. La rigidità verticale di calcolo è stata assunta pari a 5344000 kN/m.

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

Carico verticale	P _{max} = 7268 kN
Carico orizzontale trasversale	H _{max} = 647 kN
Carico orizzontale longitudinale	H _{max} = 602 kN

I valori ottenuti in detta combinazione sono amplificati del fattore di importanza γ_I , assunto pari a 1.3. Agli stati limite di esercizio si hanno i seguenti carichi sull'appoggio:

C.C.1 (SLE)	carico verticale	P = 5384 kN
	carico trasversale	V3 = 163 kN
	carico longitudinale	V2 = 291 kN

C.C.2 (SLE)	carico verticale	P = 6763 kN
	carico trasversale	V3 = 79 kN
	carico longitudinale	V2 = 293 kN

Data la tipologia di appoggio e le sue caratteristiche di vincolo, si prevede il fissaggio del dispositivo nella fase successiva a quella di tesatura dei cavi.

8.4. ANALISI STRUTTURALE DELLA PILA

Le pile vengono realizzate con un fusto a sezione allungata: la prima parte del fusto, di altezza 3.70m, presenta sezione rettangolare di dimensioni 5.30x1.40m, mentre il tratto superiore è costituito da uno stelo di sezione variabile da 5.30x1.40m a 7.10x1.40m, di altezza 4.30m.

Le pile presentano un'altezza globale di 8.00m (dallo spiccato fondazionale).

Per entrambe il plinto di fondazione è a base rettangolare, di lato 8.0x10.0m, per 2.0m di altezza, 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 all'altezza di 3.00 dallo spiccato fondazionale (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.8 si considera anche il vento agente sulla superficie trasversale della pila, nella c.c.9 si considera anche il sisma sulla 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 (pila P1 – P2)

	P1	V2	V3	M2	M3
peso	-10471				
perm	-1972				
prec	366	171			871
temp+	235	405	18	88	2062
temp-	227	-206	-17	-83	-1049
mob +	229		17	83	35
mob -	-2729		-17	-83	-35
fren+		68			346
fren-		-68			-346
centr			15	74	
vento+	14		325	1552	235
vento-	-14		-325	-1552	-235
sisma+	2912	1348	1403	6249	6010
sisma-	-3083	-1304	-1297	-5739	-5791

Sezione B (pila P1 – P2)

	P1	V2	V3	M2	M3
peso	-11023				
perm	-1972				
prec	366	171			1384
temp+	235	405	18	142	3277
temp-	227	-206	-17	-134	-1677
mob +	229		17	134	56
mob -	-2729		-17	-134	-56
fren+		68			550
fren-		-68			-550
centr			15	119	
vento+	14	121	335	2540	533
vento-	-14	-121	-335	-2540	-533
sisma+	2912	1348	1403	10420	10009
sisma-	-3083	-1304	-1297	-9598	-9661

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 – pila 1 - 2

c.c.	P[kN]	M2 [kNm]	M3 [kNm]
3	17715	1628	3998
4	16085	1272	1723

Sezione B – pila 1 - 2

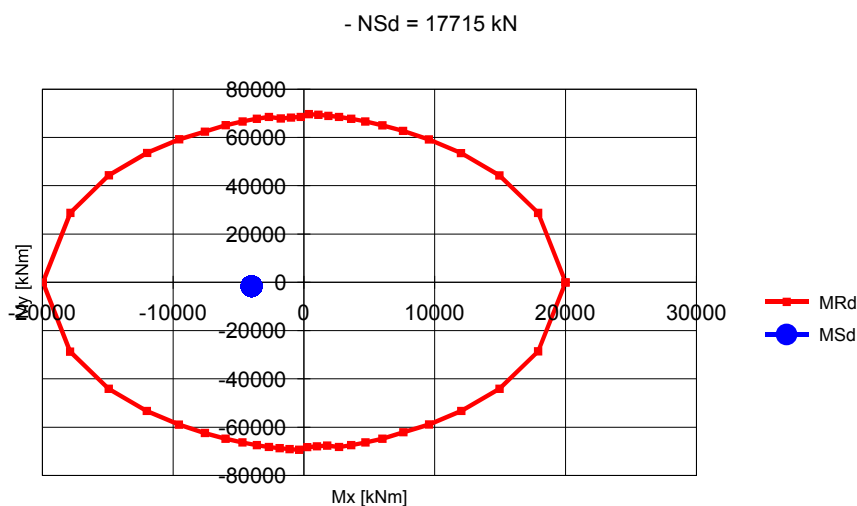
c.c.	P[kN]	M2 [kNm]	M3 [kNm]
3	18543	2658	6498
4	16637	2084	2882

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 M2-M3 calcolato per $N=P$. L'armatura della pila resta costante lungo lo stelo (ultimi 5m, sezione A), così come nel tratto iniziale (sezione B).

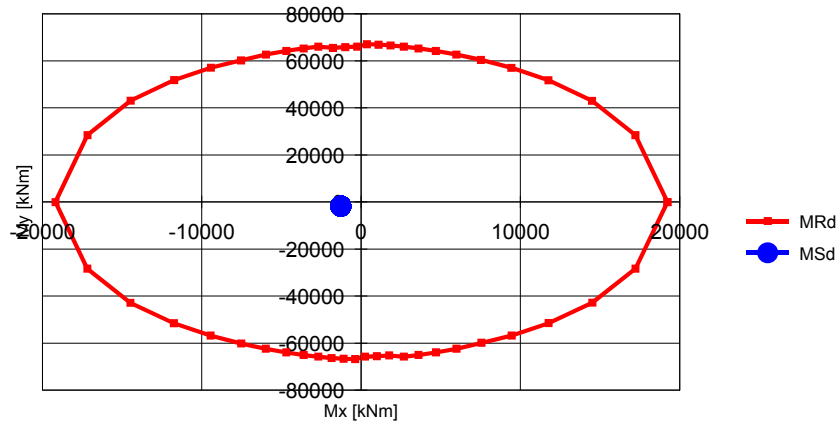
Sezione A – stelo pila P1 – P2

Sezione 5.30 x 1.40 m, a 3.00 m dallo spiccato fondazionale

Armatura longitudinale: 130 Φ 20



- NSd = 16085 kN

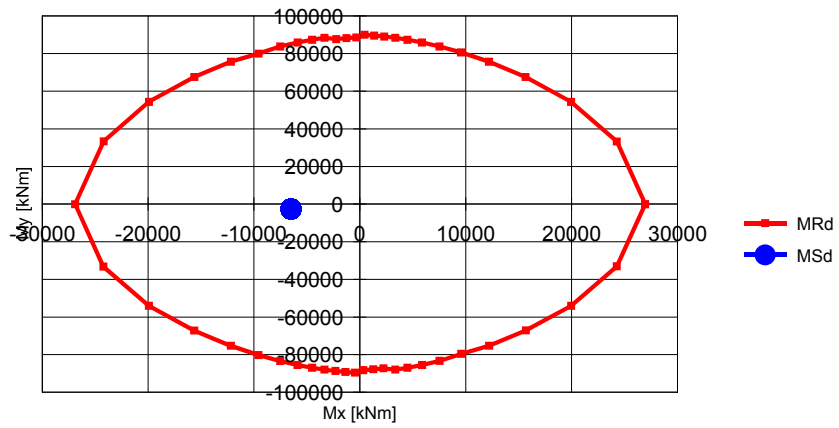


Sezione B – pila P1 – P2

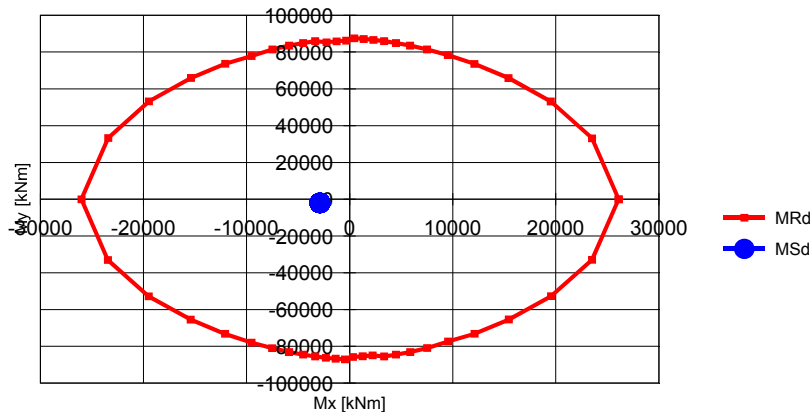
Sezione 5.30 x 1.40 m, allo spiccato fondazionale

Armatura longitudinale: 130 Φ 26

- NSd = 18543 kN



- NSd = 16637 kN



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

Considerate le sollecitazioni in gioco, tutte le pile, sia alla base che lungo gli steli, vengono armate allo stesso modo: si andrà quindi a verificare la sezione B utilizzando le più gravose condizioni di sollecitazione agenti nelle varie pile.

La sezione di base risulta armata con 9 staffe $\Phi 12/30$ a 2 bracci nella direzione 2, mentre nella direzione 3 sono presenti 2 staffe a 2 bracci realizzate con barre $\Phi 12$ e disposte con passo di 30cm.

La sezione corrente dello stelo della pila risulta armata con 11 staffe $\Phi 12/30$ a 2 bracci nella direzione 3, mentre nella direzione 2 sono presenti 2 staffe a 2 bracci realizzate con barre $\Phi 12$ e disposte con passo di 30cm.

Sezione B

B=5.30m H=1.40m 9 st $\Phi 12/30$ dir 2 2 st $\Phi 12/30$ dir 3

Vsd,2= 853 kN Vsd,3= 349 kN

Taglio in direzione 2

Verifica armatura trasversale: $V_{cd}= 5449$ kN
 $V_{wd}=3103$ kN
 $V_{SD2} < V_{RD2,2}=6106$ kN

Taglio in direzione 3

Verifica armatura trasversale: $V_{cd}= 5567$ kN
 $V_{wd}=2667$ kN
 $V_{SD3} < V_{RD2,3}=5334$ 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. Considerato che tutte le pile vengono armate con le medesime barre longitudinali e trasversali, si riportano le verifiche delle sezioni A e B soggette alle massime sollecitazioni di calcolo.

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

P=11828 kN $M_{soll,2}=1641$ kNm $M_{soll,3}= 3168$ kNm $\sigma_{cls}=-3.2$ N/mm² $\sigma_s= 3.15$ N/mm²
P=14568 kN $M_{soll,2}=315$ kNm $M_{soll,3}= 3291$ kNm $\sigma_{cls}=-2.4$ N/mm² tutta compressa

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

$$P=12380 \text{ kN} \quad M_{\text{soll},2}=2682 \text{ kNm} \quad M_{\text{soll},3}=5195 \text{ kNm} \quad \sigma_{\text{cls}} = -4.3 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_s = 22.5 \text{ N/mm}^2$$

$$P=15120 \text{ kN} \quad M_{\text{soll},2}=516 \text{ kNm} \quad M_{\text{soll},3}=5263 \text{ kNm} \quad \sigma_{\text{cls}} = -4.2 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_s = 8.5 \text{ N/mm}^2$$

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:

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

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

- verifica a pressoflessione in corrispondenza della sezione B:

$$P=8291 \text{ kN} \quad M_{\text{soll},2}=13546 \text{ kNm} \quad M_{\text{soll},3}=14396 \text{ kNm} \quad \sigma_{\text{cls}} = -13.4 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_s = 311 \text{ N/mm}^2$$

$$P=9827 \text{ kN} \quad M_{\text{soll},2}=6911 \text{ kNm} \quad M_{\text{soll},3}=5057 \text{ kNm} \quad \sigma_{\text{cls}} = -5.57 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_s = 60 \text{ N/mm}^2$$

- verifica a pressoflessione in corrispondenza della sezione B:

$$P=8843 \text{ kN} \quad M_{\text{soll},2}=8123 \text{ kNm} \quad M_{\text{soll},3}=8683 \text{ kNm} \quad \sigma_{\text{cls}} = -10.0 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_s = 231 \text{ N/mm}^2$$

$$P=9275 \text{ kN} \quad M_{\text{soll},2}=4572 \text{ kNm} \quad M_{\text{soll},3}=3557 \text{ kNm} \quad \sigma_{\text{cls}} = -3.84 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_s = 25 \text{ N/mm}^2$$

- verifica a taglio :

Sezione B

B=5.30m H=1.40m 9 st Φ 12/30 dir 2 2 st 12/30 dir 3
 $V_{\text{sd},x} = 1410 \text{ kN}$ $V_{\text{sd},y} = 1186 \text{ kN}$

Taglio in direzione 2

Verifica armatura trasversale: $V_{\text{cd}} = 5449 \text{ kN}$
 $V_{\text{wd}} = 3103 \text{ kN} > V_{\text{SDx}}$

Taglio in direzione 3

Verifica armatura trasversale: $V_{\text{cd}} = 5567 \text{ kN}$
 $V_{\text{wd}} = 2667 \text{ kN} > V_{\text{SDy}}$

8.5. FONDAZIONI DELLA PILA

La pila va a poggiare su un plinto di altezza pari a 2.0m, con dimensioni in pianta pari a 8.0x10.0m, poggiante direttamente sul terreno superficiale.

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

Pila P1 – P2	P(kN)	T₂ (kN)	T₃(kN)	M₂ (kNm)	M₃(kNm)
c.c. esercizio	16380	±697	±353	±3388	±6589
c.c. stato limite ultimo	24543	±853	±349	±3356	±8204
c.c. sismica	12843	±1923	±1823	±17192	±18042

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:

$$\begin{aligned} \text{c.c. C1:} & \quad 1.0 G_{ki} + 1.3 Q_{ki} \\ \text{c.c. C2:} & \quad 1.0 G_{ki} + 1.3 E_d \end{aligned}$$

Le sollecitazioni risultano pari a:

Pila P1 – P2	P(kN)	T ₂ (kN)	T ₃ (kN)	M ₂ (kNm)	M ₃ (kNm)
C1	16313	426	458	4393	3318
C2	12843	±1923	±1823	±17192	±18042

La massima pressione sul terreno esercitata dalla struttura di fondazione risulta essere di 245 kPa nella c.c. C1 (sezione completamente compressa), mentre nella c.c. C2 la pressione massima è di 808 kPa, e la sezione risulta parzializzata.

La reazione orizzontale minima offerta dall'effetto dell'attrito terreno-calcestruzzo risulta pari a 3779 kN, superiore al taglio massimo agente, pari a 1923 kN.

8.5.2. Verifica di resistenza del plinto

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:

$$\begin{aligned} \text{c.c. esercizio:} & \quad \sigma_{\max} = 292 \text{ kPa} & \quad \sigma_{\min} = 168 \text{ kPa} \\ \text{c.c. stati limite ultimo:} & \quad \sigma_{\max} = 458 \text{ kPa} & \quad \sigma_{\min} = 265 \text{ kPa} \\ \text{c.c. sismica:} & \quad \sigma_{\max} = 508 \text{ kPa} & \quad \sigma_{\min} = 8 \text{ kPa} \end{aligned}$$

(sono state riportate le pressioni massime ottenute considerando gli scarichi della pila P1 e P2, ed il peso proprio del plinto)

Mensola direzione 2

- condizioni di esercizio:

$$\begin{aligned} L = 3.30\text{m} \quad b = 1.00\text{m} \quad h = 2.00\text{m} \quad A_s = 5\Phi 26 + 5\Phi 20 \quad A'_s = 5\Phi 20 \\ M_{SD} = 1505 \text{ kNm} \quad \sigma_{cls} = -3.53 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_s = 194 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

- condizioni allo stato limite ultimo

$$\begin{aligned} L = 3.30\text{m} \quad b = 1.00\text{m} \quad h = 2.00\text{m} \quad A_s = 5\Phi 26 + 5\Phi 20 \quad A'_s = 5\Phi 20 \\ M_{SD} = 1971 \text{ kNm} \quad M_{RD} = 3008 \text{ kNm} \\ V_{SD} = 1153 \text{ kN} \quad V_{RD1} = 681 \text{ kN} \end{aligned}$$

Si dispongono delle barre $\Phi 16$ piegate a 45° , con passo trasversale di 0.40m, e passo longitudinale di 0.40m. La verifica della sezione con armatura a taglio porta al seguente risultato:

$$\begin{aligned} \text{Verifica armatura trasversale:} \quad V_{cd} = 1485 \text{ kN} \\ V_{wd} = 937 \text{ kN} \\ V_{Rd2} = 1874 \text{ kN} > V_{SD} \end{aligned}$$

- condizioni sismiche

$$\begin{aligned} L = 3.30\text{m} \quad b = 1.00\text{m} \quad h = 2.00\text{m} \quad A_s = 5\Phi 26 + 5\Phi 20 \quad A'_s = 5\Phi 20 \\ M_{SD} = 1625 \text{ kNm} \quad \sigma_{cls} = -3.8 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_s = 210 \text{ N/mm}^2 \\ V_{SD} = 911 \text{ kN} \quad V_{RD1} = 681 \text{ kN} \end{aligned}$$

La verifica della sezione con armatura a taglio porta al seguente risultato:

$$\begin{aligned} \text{Verifica armatura trasversale:} \quad V_{cd} = 1485 \text{ kN} \\ V_{wd} = 937 \text{ kN} \end{aligned}$$

Mensola direzione 3

- condizioni di esercizio:

L= 2.35m b=1.00m h=2.00m As=5Φ26 A's=5Φ20
M_{SD}=534 kNm σ_{cls}=-1.5N/mm² σ_s= 108 N/mm²

- condizioni allo stato limite ultimo

L= 2.35m b=1.00m h=2.00m As=5Φ26 A's=5Φ20
M_{SD}=902 kNm M_{RD}=1903 kNm
V_{SD}=764 kN V_{RD1}=656 kN

Si dispongono delle barre Φ16 piegate a 45°, con passo trasversale di 0.40m. La verifica della sezione con armatura a taglio porta al seguente risultato:

Verifica armatura trasversale: V_{cd}= 1485 kN
V_{wd}=937 kN
V_{Rd2}=1874 kN > V_{SD}

- condizioni sismiche

L= 2.35m b=1.00m h=2.00m As=5Φ26 A's=5Φ20
M_{SD}=837 kNm σ_{cls}=-2.35 N/mm² σ_s= 170 N/mm²
V_{SD}=694 kN V_{RD1}=656 kN

Si dispongono delle barre Φ16 piegate a 45°, con passo trasversale di 0.40m. La verifica della sezione con armatura a taglio porta al seguente risultato:

Verifica armatura trasversale: V_{cd}= 1485 kN
V_{wd}=937 kN

9. ANALISI STRUTTURALE DELLE SPALLE

Entrambe le spalle dell'impalcato presentano 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 15.05m, ed una lunghezza di 9.00m, per un'altezza netta (dal piano di posa all'estradosso del paraghiaia) di 11.32m; la soletta di fondazione, dello spessore di 2.0m, ha dimensioni in pianta di 16.55x9.00; il paramento frontale ha spessore variabile da 2.00m alla base a 1.50m in sommità, si sviluppa trasversalmente per una lunghezza di 15.05, e presenta un'altezza libera di 9.32m. La zona a valle della spalla verrà protetta da materiale di ricoprimento debitamente compattato, per un'altezza dal piano di posa della soletta di 3.50m 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 pari a 5.30m, simmetrici rispetto l'asse baricentrico della nervatura, così come fatto sulle pile.

Si riportano di seguito i valori delle sollecitazioni indotte, nelle condizioni di carico sopra riportate, dagli appoggi sulla spalla

Si indica con 1 l'asse verticale, 2 la direzione longitudinale del ponte, ed 3 la direzione trasversale.

Vengono prese in considerazione le sollecitazioni più gravose trasmesse alla struttura

	P	V2	V3	M2	M3
peso	-2503				
perm	-544				
prec	-366	544	-22		50
temp+	-227	1056	16		98
temp-	-235	-520	-37		-48
mob +	224				
mob -	-1486				
fren+		67			
fren-		-67			
centr			13		
vento+		14	262	24	
vento-		-14	-262	-24	
sisma+	789	795	979	90	73
sisma-	-770	-740	-869	80	68

Considerato lo sviluppo trasversale della spalla, e le dimensioni globali, l'analisi verrà svolta considerando una striscia unitaria di struttura, assimilandola ad una semplice struttura di sostegno; le sollecitazioni sopra riportate dovranno perciò essere distribuite sulla larghezza del paramento, pari a 15.05m.

Il terreno di riparto posto a monte della spalla, con funzione di riempimento, ha un'altezza di calcolo di 9.32m.

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.4+c.c.8

C.C.2: c.c.1 + c.c.2 + c.c.3+ c.c.4+c.c.5+ 0.4 c.c. 8 + c.c.6[o c.c.7]

- verifiche allo Stato Limite Ultimo

$$C.C.3 : 1.5 [c.c.1 + c.c.2] + 0.85 c.c.3 + 1.2 c.c.4 + 1.5/0.0 c.c.5_{max} + 0.9 c.c.8 + 1.5/0.0 c.c.6 [o c.c.7]$$

$$C.C.4: 1.0 [c.c.1 + c.c.2] + 1.2 c.c.3 + 1.5/0.0 c.c.5_{min} + 0.9 c.c.8 + 1.5/0.0 c.c.6 [o c.c.7]$$

- verifica sismica allo Stato Limite Ultimo

$$C.C.5 : 1.0 [c.c.1 + c.c.2 + c.c.3] + 1.3 [c.c.9]$$

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

$$C.C. C1: 1.0 [c.c.1 + c.c.2 + c.c.3] + 1.3 [c.c.5 + c.c.8 + c.c.6/7]$$

$$C.C. C2: 1.0 [c.c.1 + c.c.2 + c.c.3] + 1.3 c.c.9]$$

9.2. CARICHI SUGLI APPOGGI

Gli appoggi sulla spalla sono realizzati con elementi elastomerici in grado di garantire un comportamento elasto-plastico multidirezionale; i dispositivi di appoggio dissipatori presentano le seguenti caratteristiche meccaniche:

Rigidezza elastica:	$K_y =$	53478 kN/m
Rigidezza post-elastica:	$K_p =$	5072 kN/m
Spostamento massimo	$d_2 =$	150 mm
Spostamento al limite elastico	$d_y =$	3 mm

La tipologia adottata ammette un carico massimo verticale sismico pari a 7730 kN, ed in direzione orizzontale pari a 906 kN. La rigidezza verticale di calcolo è stata assunta pari a 10000000 kN/m.

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

Carico verticale	$P_{max} = 2024$ kN
Carico orizzontale trasversale	$H_{max} = 637$ kN
Carico orizzontale longitudinale	$H_{max} = 517$ kN

I valori ottenuti in detta combinazione sono amplificati del fattore di importanza γ_1 , assunto pari a 1.3. Agli stati limite (ultimi e di esercizio) si hanno i seguenti carichi sull'appoggio:

Stati Limite d'Esercizio	carico verticale	$P_{max} = 2384$ kN
	carico trasversale	$H_{max} = 150$ kN
	carico longitudinale	$H_{max} = 535$ kN
Stati Limite Ultimi	carico verticale	$P_{max} = 3541$ kN
	carico trasversale	$H_{max} = 140$ kN
	carico longitudinale	$H_{max} = 640$ kN

Data la tipologia di appoggio e le sue caratteristiche di vincolo, si prevede il fissaggio del dispositivo nella fase successiva a quella di tesatura dei cavi.

9.3. 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 dei due viadotti un allungamento differenziale massimo di circa ± 13 mm.

Lo spostamento longitudinale massimo calcolato in condizioni sismiche, rilevato sulle spalle, risulta pari a 54mm circa; lo spostamento massimo ammesso dagli appoggi è di 150mm.

Lo spostamento trasversale massimo calcolato in condizioni sismiche, rilevato sulle spalle, risulta pari a 75mm circa

Si prevede quindi un giunto di dilatazione in gomma armata impermeabile con escursione massima pari ad almeno $\pm 100\text{mm}$.

9.4. 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: 2242 kN/m
Azione orizzontale complessiva: 387 kN/m
Momento rispetto il vertice a monte (H): 9054 kNm/m

Forza resistente per attrito: $2242 \text{ kN/m} \cdot \tan(\frac{2}{3} \cdot 29) = 787 \text{ kN/m}$
Eccentricità rispetto H: 4.04m
Eccentricità rispetto il baricentro della soletta (G): -0.46m
Pressione a valle: 225 kPa
Pressione a monte: 273 kPa
[tutta la sezione reagisce a compressione (ecc < B/6)]

Nella combinazione di carico C2 si ottengono i seguenti risultati:

Carico verticale globale min: 1920 kN/m
Azione orizzontale complessiva: 1136 kN/m
Momento rispetto il vertice a monte (H): 5116 kNm/m

Al fine del rispetto della verifica a scorrimento è necessario dotare la fondazione di un dente al di sotto del piano di posa dell'altezza di 1.00m al fine di aumentare l'apporto della spinta passiva E_{pd} a valle.

Forza resistente per attrito: $1920 \text{ kN/m} \cdot \tan(\frac{2}{3} \cdot 29) + E_{pd} = 1248 \text{ kN/m}$
Eccentricità rispetto H: 4.12m
Eccentricità rispetto il baricentro della soletta (G): 0.38m
Pressione massima a valle: 578 kPa
[la sezione risulta parzializzata]

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. La pressione massima rilevata è di 578 kPa, inferiore alla capacità ultima di progetto calcolata al cap. 4, e pari a 1217 kPa.

9.5. VERIFICHE DI RESISTENZA

Si eseguono di seguito le verifiche delle sezioni maggiormente sollecitate dei vari elementi strutturali

9.5.1. 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.

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

Le principali dimensioni geometriche e di armatura (corrente) sono:

alla base $H=2.00 \text{ m}$ $A_s=12\Phi 26$ $A's=5\Phi 20$
a $h=3.00\text{m}$ da spiccato $H=1.80\text{m}$ $A_s=10\Phi 20$ $A's=5\Phi 20$

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

Verifiche in esercizio

sezione A ($h=3.0\text{m}$) $H=1.8 \text{ m}$ $A_s=10\Phi 20$ $A's=5\Phi 20$
 $M_{SD}=800 \text{ kNm/m}$ $\sigma_{cis}=-2.63 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_s=94 \text{ N/mm}^2$

sezione B (h=0.0m)	H=2.0 m	As=12Φ26	A's=5Φ20	
	M _{SD} =1631 kNm/m	σ _{cls} =-3.47 N/mm ²		σ _s =120 N/mm ²

Verifiche allo Stato Limite Ultimo

sezione A (h=3.0m)	H=1.8 m	As=10Φ20	A's=5Φ20	
	M _{SD} =947 kNm/m	M _{RD} = 2008 kNm/m		
	V _{SD} =278 kN/m < V _{RD1} = 668 kN/m			

sezione B (h=0.0m)	H=2.0 m	As=12Φ26	A's=5Φ20	
	M _{SD} =2008 kNm/m	M _{RD} = 4482 kNm/m		
	V _{SD} =450 kN/m < V _{RD1} = 886 kN/m			

Verifiche in condizioni sismiche

sezione A (h=3.0m)	H=1.8 m	As=10Φ20	A's=5Φ20	
	M _{SD} =1871 kNm/m	σ _{cls} =-6.09 N/mm ²		σ _s =292 N/mm ²
	V _{SD} =576 kN/m < V _{RD1} = 668 kN/m			

sezione B (h=0.0m)	H=2.0 m	As=10Φ26	A's=5Φ20	
	M _{SD} =4027 kNm/m	σ _{cls} =-8.46 N/mm ²		σ _s =310 N/mm ²
	V _{SD} =888 kN/m > V _{RD1} = 886 kN/m			
	Si utilizzano collegamenti orizzontali 9φ10/m ²			
	V _{cd} = 1482 kN/m			
	V _{wd} = 521 kN/m			
	2*V _{wd} = 1042 kN/m > V _{sd}			

9.5.2. 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=2.00m, e mensola a monte, L=5.00m).

I momenti positivi tendono le fibre inferiori delle mensole.

MENSOLA A VALLE

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

Verifiche in esercizio

Sez. A (incastro)	H=2.0 m	Asup=10Φ26	Ainf=5Φ20	
M _{SD} =443 kNm/m	σ _{cls} =-1.24 N/mm ²		σ _s =148 N/mm ²	

Verifiche allo Stato Limite Ultimo

Sez. A (incastro)	H=2.0 m	Asup=10Φ26	Ainf=5Φ20	
M _{SD} =567 kNm/m	M _{RD} = 1131 kNm/m			
V _{SD} =563 kN/m < V _{RD1} = 821 kN/m				
V _{rd2} = 8893 kN				

Verifiche in condizioni sismiche

Sez. A (incastro)	H=2.0 m	Asup=10Φ26	Ainf=5Φ20	
M _{SD} =832 kNm/m	σ _{cls} =-2.33 N/mm ²		σ _s =279 N/mm ²	
V _{SD} =774 kN/m < V _{RD1} = 821 kN/m				

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 strutturale (statica e sismica);
2. tabulato di output del modello strutturale utilizzato per l'analisi strutturale (statica e sismica), con riportati gli spostamenti nodali e le sollecitazioni determinate nelle aste

Si riporta di seguita l'andamento planimetrico dell'opera in oggetto.

Planimetria Impalcato OPERA 1

