



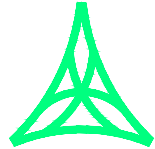
REGIONE AUTONOMA FRIULI VENEZIA GIULIA

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°14: Sottopasso per la S.C. Carpeneto - Orgnano
 Relazione tecnica e di calcolo

TEMATICA

G

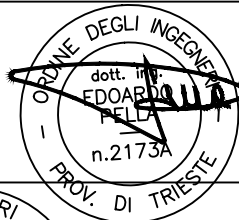
N. ALLEGATO e SUB.ALL.

07.01 . 00

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

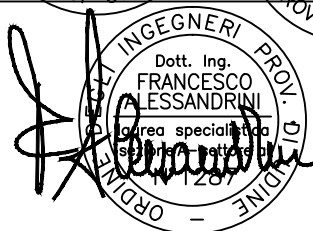
COORDINAMENTO E PROGETTAZIONE GENERALE:

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:
 1207G0701000.doc
 1207G0701000.pdf

DATA PROGETTO:
30.08.2012

312TN

CODICE MASTRO

12

ANNO

07

N.PROGETTO

0

REVISIONE

INDICE

1.	GENERALITÀ	4
2.	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	6
3.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	8
4.	CARATTERISTICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE	14
4.1.	CAPACITÀ PORTANTE DI FONDAZIONE	14
5.	DATI DI CALCOLO	16
6.	ANALISI DEI CARICHI	18
6.1.	CARICHI PERMANENTI	18
6.1.1.	PESO PROPRIO STRUTTURA	18
6.1.2.	CARICHI PERMANENTI PORTATI	18
6.2.	CARICHI MOBILI	19
6.2.1.	CARICHI MOBILI STATICI	19
6.2.2.	INCREMENTO DINAMICO DEI CARICHI MOBILI	19
6.2.3.	CARICHI MOBILI COMPLESSIVI	19
6.2.4.	AZIONI LONGITUDINALI DI FRENAMENTO	19
6.2.5.	AZIONE CENTRIFUGA	19
6.2.6.	AZIONE DEL VENTO	19
6.2.7.	AZIONI SU PARAPETTI E GUARD-RAIL	20
6.2.8.	AZIONI SISMICHE	20
6.3.	SPINTA DELLE TERRE	22
6.3.1.	INCREMENTO DELLA SPINTA PER CARICHI ACCIDENTALI	22
6.3.2.	AZIONI SISMICHE -SPALLE DI IMPALCATO E MURI ANDATORI	23
6.3.3.	SPINTE DEL TERRENO IN CONDIZIONI SISMICHE	23
7.	ANALISI -SPALLE DI IMPALCATO E MURI ANDATORI	25
7.1.	SPALLA	25
7.2.	CONDIZIONI DI CARICO	25
7.3.	COMBINAZIONI DI CARICO	26
7.4.	SEZIONI DI VERIFICA	26
7.4.1.	CARATTERISTICHE DELLE SEZIONI	27
7.5.	VERIFICA A FLESSIONE	28
7.6.	VERIFICA A TAGLIO	29
7.7.	VERIFICHE DI STABILITÀ	31
7.7.1.	VERIFICA A RIBALTAMENTO	31
7.7.2.	VERIFICA A SCORRIMENTO	31
7.7.3.	VERIFICA DELLA CAPACITÀ PORTANTE	31
7.8.	MURO ANDATORE	32
7.9.	CONDIZIONI DI CARICO	32
7.10.	COMBINAZIONI DI CARICO	33
7.11.	SEZIONI DI VERIFICA	33
7.11.1.	CARATTERISTICHE DELLE SEZIONI	33
7.12.	VERIFICA A FLESSIONE	34
7.13.	VERIFICA A TAGLIO	35
7.14.	VERIFICHE DI STABILITÀ	36
7.14.1.	VERIFICA A RIBALTAMENTO	36
7.14.2.	VERIFICA A SCORRIMENTO	36
7.14.3.	VERIFICA DELLA CAPACITÀ PORTANTE	36
8.	ANALISI DELL'IMPALCATO	37
8.1.	CONDIZIONI DI CARICO	38

8.2.	SEZIONE DI VERIFICA	39
8.3.	SOLLECITAZIONI RICAVATE	40
8.4.	VERIFICA A FLESSIONE	41
8.4.1.	DESCRIZIONE GENERALE	41
8.4.2.	VERIFICHE TENSIONALI DI ESERCIZIO	44
8.5.	VERIFICHE AGLI S.L.E.	48
8.5.1.	VERIFICA DELLE TENSIONI PRINCIPALI:.....	49
8.6.	VERIFICHE AGLI S.L.U.	52
8.6.1.	VERIFICHE A MOMENTO FLETTENTE.....	52
8.7.	VERIFICA A TAGLIO	53
8.7.1.	VERIFICA A TAGLIO MASSIMO.....	53
8.7.2.	VERIFICA A TAGLIO CONNESSIONI TRAVE SOLETTA	54
9.	APPARECCHI D'APPOGGIO E GIUNTI	56
10.	ELABORATI DI CALCOLO	58

1. GENERALITÀ

Oggetto del presente elaborato di calcolo è la relazione tecnica e di calcolo preliminare delle principali strutture relative all'esecuzione di un sovrappasso per la S.C. Carpeneto-Orgnano, dell'Autostrada A23, inserito nell'ambito del Progetto Definitivo del Collegamento Viario tra la s.s. n°13 e la A23 (s.s. n°56). L'opera d'arte in esame si inserisce all'interno delle opere da realizzare, previste nel progetto definitivo dei lavori di Completamento della tangenziale Sud di Udine, ed è denominata "Opera 14 – Sovrappasso per la S.C. Carpeneto-Orgnano".

Il sovrappasso fa parte di un gruppo di opere di analoga tipologia, di seguito descritta. Trattasi di impalcati in c.a.p. di **I^a categoria** a campata unica, con schema statico di trave in semplice appoggio e luce di calcolo tra gli appoggi di circa 19m (luce netta tra i muri-spalla $L_n \cong 18m$ asse principale, luce netta tra i muri-spalla $L_n \cong 14.66m$ asse strada comunale).

L'**impalcato** viene realizzato affiancando delle travi in c.a.p. con sezione rettangolare cava di altezza di 65 e larghezza 70cm, disposte ad interasse trasversale di 72cm; superiormente è prevista una soletta monolitica in c.a. di completamento da 25cm di spessore che assieme alle travi costituirà l'impalcato. Riepilogando, la sezione resistente dell'impalcato è costituita da 19 travi scatolari precomprese pre-tese affiancate ad interasse di 0.72m e da una soletta collaborante, per un'altezza complessiva di 0.90m [65+25cm di soletta di completamento]. La sezione trasversale dell'impalcato prevede oltre alla sede viabile, due tratti laterali di larghezza 170cm ognuno, di cui 60cm destinati alla barriera stradale e 110cm destinati ai marciapiedi.

Il collegamento fisico tra travi prefabbricate (che fungono da cassero nella sola fase di getto soletta) e la soletta sovrastante è garantito da un'opportuna staffatura di passo variabile che solidarizzerà i vari elementi strutturali andando ad costituire un unico elemento strutturale in grado di ripartire le sollecitazioni scaturite da carichi permanenti e variabili.

L'opera consente l'attraversamento in sovrappasso della strada comunale Carpeneto-Orgnano il cui asse stradale risulta essere inclinato rispetto all'asse longitudinale dell'opera da realizzare di 55°.

Le **spalle** di ponte verranno realizzate mediante due muri di sostegno a mensola, posti a circa 18m l'uno dall'altro secondo l'asse principale, ed altezza pari a 6m (incontro asse principale-asse secondario) a partire dallo spiccato fondazionale. Poiché il tracciato stradale è in curva, l'impalcato è inclinato rispetto all'orizzontale di 1°.418 che equivalgono ad un dislivello di 26cm sulla larghezza della carreggiata. Questo determina un innalzamento della quota dei muri spalle da un lato ed un abbassamento nell'altra. L'elevazione dei muri spalla è spessa 0.9m e la fondazione ha anch'essa spessore di 90cm e la larghezza totale di 5.0m per una lunghezza totale di 18.34m. Ai lati della spalla, contro terra, si prevedono due muri andatori [muri d'ala] di spessore variabile 70-40cm in funzione dell'altezza del terrapieno da contenere (profilatura scarpata con pendenza 2:3); le relative fondazioni hanno dimensione di 590x90cm (muro di spessore 70 in prossimità della spalla), 270x50cm (muro andatore di spessore 40cm).

Gli appoggi del ponte sono del tipo in gomma armata; ad essi è affidato il compito di trasferire il solo carico verticale alla sottostruttura e dovranno essere verificati in funzione del carico afferente ed allo spostamento massimo. Le sollecitazioni orizzontali scaturite da sisma e/o forza di frenamento che interessano l'impalcato

longitudinalmente vengono affidate ad una striscia continua in gomma non armata che viene posta nella parte retrostante a contatto tra le teste delle travi di impalcato ed il muro paraghiaia. Così facendo la forza sismica verrà contrastata sia dal muro che dalla spinta passiva del terreno. Nella verifica sismica a scopo cautelativo non si considera l'effetto della spinta passiva a tergo del muro paraghiaia e si verifica la pressione agente sul tratto di striscia continua competente ad una trave (larga 70cm e $i=72$ cm) e lo spostamento massimo agente su un appoggio in gomma armata nelle condizioni sismiche e di servizio. Nel caso di sisma trasversale (fuori piano) la forza sismica scaturita verrà contrastata da blocchi di ritegno sismici posti nei fianchi dei muri spalle (vedasi elaborati grafici allegati).

I giunti di dilatazione tra impalcato e spalle di escursione massima ± 20 mm, sono costituiti da nastri impermeabili in gomma sintetica.

Alle due estremità dell'impalcato si prevede la realizzazione di un tratto di soletta di transizione in c.a. al fine di limitare effetti indesiderati da eccessivi cedimenti ed assestamenti nella zona di passaggio tra struttura rigida di impalcato e terrapieno di riporto a tergo del muro-spalla.

L'opera in oggetto ricade in zona classificata sismica, di tipo 2, ai sensi dell'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 e succ. mod. ed integr.. Verrà perciò svolta la verifica sismica della struttura, in conformità a quanto prescritto dall'Ordinanza sopra citata.

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 prosieguo della presente relazione.

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

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

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) Norma CNR-UNI 10018/85 - “Apparecchi d'appoggio in gomma e PTFE nelle costruzioni. Istruzioni per il calcolo e l'impiego”.
- k) Legge 2 febbraio 1974 n. 64 - “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”.
- l) D.M. 16 gennaio 1996 - “Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche”.
- m) 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, e succ. mod. ed integr.;

- n) 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”
- o) Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo
- p) Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Calcestruzzo per le strutture di fondazione:

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

$$R_{ck} = 30 \text{ MPa} \quad (\text{C25/30})$$

$$f_{ck} = 0.83 R_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctm} = 0.27 R_{ck}^{2/3} = 2.6 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctk} = 0.7 f_{ctm} = 1.8 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{cm} = 5700 R_{ck}^{1/2} = 31220 \text{ N/mm}^2$$

con tensioni di progetto pari a:

- verifiche allo stato limite ultimo $(\gamma_m = 1.6)$

$$f_{cd} = 15.5 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctd} = 1.14 \text{ N/mm}^2$$

- verifiche allo stato limite esercizio $(\gamma_m = 1.0)$

$$\sigma_{cls} = 14.94 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{nella c.c. rara } 0.6f_{ck})$$

$$\sigma_{cls} = 11.2 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{nella c.c. quasi permanente } 0.45f_{ck})$$

Cls.Fondazioni 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.):

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

$$f_{ck} = 0.83 R_{ck} = 30.71 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctm} = 0.27 R_{ck}^{2/3} = 2.99 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctk} = 0.7 f_{ctm} = 2 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{cm} = 5700 R_{ck}^{1/2} = 34672 \text{ N/mm}^2$$

con tensioni di progetto pari a:

- verifiche allo stato limite ultimo ($\gamma_m=1.6$)

$$f_{cd}=19.2 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctd}=1.87 \text{ N/mm}^2$$

- verifiche allo stato limite esercizio ($\gamma_m=1.0$)

$$\sigma_{cls} = 18.43 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{nella c.c. rara } 0.6f_{ck})$$

$$\sigma_{cls} = 13.82 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{nella c.c. quasi permanente } 0.45f_{ck})$$

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

Calcestruzzo muri d'ala:

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

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

$$f_{ck}=0.83 R_{ck} = 30.71 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctm}=0.27 R_{ck}^{2/3} = 2.99 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctk}=0.7 f_{ctm} = 2 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{cm}=5700 R_{ck}^{1/2} = 34672 \text{ N/mm}^2$$

con tensioni di progetto pari a:

- verifiche allo stato limite ultimo ($\gamma_m=1.6$)

$$f_{cd}=19.2 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctd}=1.87 \text{ N/mm}^2$$

- verifiche allo stato limite esercizio ($\gamma_m=1.0$)

$$\sigma_{cls} = 18.43 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{nella c.c. rara } 0.6f_{ck})$$

$$\sigma_{cls} = 13.82 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{nella c.c. quasi permanente } 0.45f_{ck})$$

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

Calcestruzzo delle travi di impalcato:

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

$$R_{ck} = 55 \text{ Mpa (C45/55)}$$

$$f_{ck} = 0.83 R_{ck} = 45.65 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctm} = 0.27 R_{ck}^{2/3} = 3.9 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctk} = 0.7 f_{ctm} = 2.73 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{cm} = 5700 R_{ck}^{1/2} = 42272 \text{ N/mm}^2$$

con tensioni di progetto pari a:

- verifiche allo stato limite ultimo ($\gamma_m = 1.5$)

$$f_{cd} = 30.43 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctd} = 1.82 \text{ N/mm}^2$$

- verifiche allo stato limite esercizio ($\gamma_m = 1.0$)

$$\sigma_{cls} = 27.4 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{nella c.c. rara } 0.6f_{ck})$$

$$\sigma_{cls} = 20.54 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{nella c.c. quasi permanente } 0.45f_{ck})$$

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

Calcestruzzo della soletta di impalcato:

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

$$R_{ck} = 35 \text{ Mpa (C28/35)}$$

$$f_{ck} = 0.83 R_{ck} = 29 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctm} = 0.27 R_{ck}^{2/3} = 2.9 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctk} = 0.7 f_{ctm} = 2.0 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{cm} = 5700 R_{ck}^{1/2} = 33722 \text{ N/mm}^2$$

con tensioni di progetto pari a:

- verifiche allo stato limite ultimo ($\gamma_m=1.6$)

$$f_{cd}=18.15 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctd}=1.25 \text{ N/mm}^2$$

- verifiche allo stato limite esercizio ($\gamma_m=1.0$)

$$\sigma_{cls} = 17.40 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{nella c.c. rara } 0.6f_{ck})$$

$$\sigma_{cls} = 13.05 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{nella c.c. quasi permanente } 0.45f_{ck})$$

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

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 ($\gamma_m=1.15$)

$$f_{yd}=374 \text{ N/mm}^2$$

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

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

che soddisfi i seguenti rapporti minimi:

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

$$1.15 < f_t / f_y < 1.35$$

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

Acciaio da c.a.p.:

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

Acciaio armonico con:

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

$$f_{p(1)k} = 1668 \text{ N/mm}^2$$

$$E_p = 196000 \text{ N/mm}^2$$

Rilassamento a 1000 h < 2.20 %

Rilassamento a 2000 h < 2.50 %

con tensioni di progetto pari a:

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

$$f_{pd}=0.9 f_{ptk} / 1.15 = 1459 \text{ N/mm}^2$$

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

$$\sigma_{p0} [\text{tiro iniziale}] \leq 0.85 f_{p(1)k} = 1417.8 \text{ N/mm}^2$$

$$\varepsilon_{pyd} = f_{pd} / E_p = 0.74\%$$

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 Mpa); 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. In ogni caso, la tesatura principale dell'impalcato dovrà sempre essere effettuata in condizioni di $R_{ckj} = 40$ Mpa, nel qual caso la tensione a compressione all'atto della tesatura assume il valore:

$$\sigma_{cap} = 0.83 \cdot 40 = 33.2 \text{ N/mm}^2$$

Tensioni limite in fase iniziale e negli S.L.E.

IN FASE INIZIALE e TENSIONI PRINCIPALI [rilascio trefoli $t = 0$].

Trave: calcestruzzo in compressione

$$\sigma_c \leq 0.6 f_{ckj} = 19.92 \text{ N/mm}^2$$

Trave: calcestruzzo in trazione

$$\sigma_c \leq 0.1 f_{ckj} = 3.32 \text{ N/mm}^2$$

acciaio da precompressione

$$\sigma_{p0} \leq 0.85 f_{p(1)k} = 1417.8 \text{ N/mm}^2$$

IN FASE DI ESERCIZIO S.L.E. e TENSIONI PRINCIPALI [rilascio trefoli $t = \infty$].

Trave: cls in compressione – combinazione <i>rara</i>	$\sigma_c \leq 0.6 f_{ck} = 27.39 \text{ N/mm}^2$
Trave: cls in compressione – combinazione <i>q.perm.</i>	$\sigma_c \leq 0.45 f_{ck} = 20.54 \text{ N/mm}^2$
Trave: cls in trazione – combinazione <i>rara</i>	$\sigma_{ct} \leq 0.07 f_{ck} = 3.19 \text{ N/mm}^2$
Soletta: cls in compressione – combinazione <i>rara</i>	$\sigma_c \leq 0.6 f_{ck} = 17.40 \text{ N/mm}^2$
Soletta: cls in compressione – combinazione <i>quasi perm.</i>	$\sigma_c \leq 0.45 f_{ck} = 13.05 \text{ N/mm}^2$
acciaio da precompressione	$\sigma_p \leq 0.6 f_{ptk} = 1118.4 \text{ N/mm}^2$

Tensioni limite negli S.L.U.

S.L.U.

Trave: cls in compressione	$f_{cd} = f_{ck} / 1.5 = 30.43 \text{ N/mm}^2$
Trave: cls in trazione	$f_{ctd} = f_{ctk} / 1.5 = 1.80 \text{ N/mm}^2$
Soletta: cls in compressione	$f_{cds} = f_{ck} / 1.6 = 18.15 \text{ N/mm}^2$
acciaio da precompressione	$f_{pd} = 0.9 f_{ptk} / 1.15 = 1459 \text{ N/mm}^2$
acciaio ordinario	$f_{yd} = f_{yk} / 1.15 = 374 \text{ N/mm}^2$

4. CARATTERISTICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE

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

La falda non presenta interferenze con le fondazioni in esame.

L'area interessata dalle opere in oggetto ricade in zona sismica di tipo 2, 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, e succ. modif. ed integr.. Si classifica il terreno, ai fini della valutazione degli effetti sismici, come terreno di tipo B ("Depositati di sabbie e ghiaie molto addensate o argille molto consistenti, (...) caratterizzati (...) da valori di V_{S30} compresi tra 360 m/s e 800 m/s"). Le opere fondazionali vanno a poggiare su strati di ghiaie e sabbie ben addensate, con livelli cementati e presenza di ciottoli, come evidenziato dai risultati del sondaggio S6-4 condotto dalla SON.GEO. s.r.l. in corrispondenza dell'area oggetto dell'intervento.

Ai fini del calcolo, si considera un terreno di fondazione equivalente uniforme, caratterizzato dai seguenti parametri geotecnici:

Peso di volume: γ = 19 kN/m³
Angolo di attrito: ϕ' = 35°
Coesione: c = 0.0 kN/m²

Per quanto riguarda il terreno la cui massa va a gravare sulle strutture di progetto (terreno granulare di riempimento del rilevato stradale) si sono assunte le seguenti caratteristiche geotecniche:

Peso di volume: γ = 18 kN/m³
Angolo di attrito: ϕ' = 30°
Angolo di attrito terreno-muro: ϕ_t = 20°
Coesione: c = 0.0 kN/m²
Coefficiente di spinta attiva (statico-Coulomb): k_a = 0.3
Coefficiente di spinta attiva (sismico-Ordinanza): k_a = 0.403
Coefficiente di spinta a riposo: k_0 = 0.5

4.1. CAPACITÀ PORTANTE DI FONDAZIONE

Si esegue di seguito il calcolo della capacità portante del terreno. La fondazione a plinto della spalla ha spessore di 90cm e la larghezza totale di 5.0m. Per quanto concerne i due muri andatori [muri d'ala] di spessore variabile 60-30cm i relativi plinti di fondazione hanno dimensione di 360x70cm (muro di spessore 60 in prossimità della spalla) e 200x50cm (tratto terminale di minor altezza).

Tutte le fondazioni dei muri spalle poggiano a circa -8 m dal p.c., e comunque al di sotto dello strato di alterazione vegetale, che presenta uno spessore medio di 45 cm.

La capacità portante del terreno di fondazione viene determinata applicando alle proprietà geotecniche del terreno dei coefficienti γ_m sul materiale, in conformità a quanto proposto nell'Eurocodice 7.

In particolare si ottiene:

$$\tan(\Phi)_d = \tan(\Phi) / 1.25 = 0.56 \quad (\text{ovvero } \Phi_d = 29^\circ.256)$$

$$c'_d = c' / 1.6 = 0 \text{ kPa}$$

La capacità portante così calcolata va raffrontata a quella trasmessa dalla struttura sul terreno, valutata nelle appropriate combinazioni di carico, che verranno riportate nei paragrafi successivi.

Il carico ultimo trasmissibile al terreno è valutabile mediante la relazione di Terzaghi con i coefficienti di portanza di Prandtl-Reissner, considerando i parametri geotecnici sopra riportati, ed è dato dalla somma di tre contributi separati (quello della coesione, del terreno alla base della fondazione e del terreno laterale).

Risulta:

$$q_{Ud} = c N_c + \frac{1}{2} \gamma_1 B N_\gamma + \gamma_2 D N_q$$

dove:

q_U = carico ultimo

γ_1 = peso di volume del terreno al piede della fondazione

γ_2 = peso di volume del terreno del rilevato

B = larghezza della fondazione

D = altezza del terreno laterale

La struttura di fondazione delle spalle di impalcato presenta quindi una capacità portante di progetto pari a (nelle ipotesi che non sia presente il terreno di rinfianco sulla suola di fondazione) :

$$q_{Ud} = 1125 \text{ KN/m}^2; \text{ per le spalla [B=5.90m]}$$

$$q_{Ud} = 1049 \text{ KN/m}^2; \text{ per le spalla [B=5.50m]}$$

$$q_{Ud} = 515 \text{ KN/m}^2; \text{ per il muri d'ala [B=2.7m]}$$

5. DATI DI CALCOLO

L'opera in oggetto è costituita da un' impalcato in semplice appoggio largo 13.9m e lungo complessivamente 20,27m[0.65sbalzo+18.97+0.65sbalzo]. Le spalle di ponte sono realizzate mediante due muri di sostegno a mensola rettilinei, disposti parallelamente uno rispetto all'altro.

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

IMPALCATO [in travi pre-tese cap scatolari]

Luce di calcolo campata	18.9736≅19m
Altezza di calcolo trave c.a.p	0.65 m
Altezza soletta	0.25 m
Larghezza trave c.a.p.	0.70 m
Interassi travi scatolari in c.a.p. pretese	0.72 m
Larghezza sede stradale tang.sud	10.50 m
Larghezza complessiva impalcato	13.90 m
Lunghezza travi c.a.p impalcato	20.15m
Sbalzo lato dx sole travi	0.65 m
Sbalzo lato sx sole travi	0.65 m

SEZIONE MURI SPALLE

Larghezza complessiva di fondazione	5.90 m
Lunghezza suola a valle	1.70 m
Lunghezza suola a monte	3.30 m
Larghezza di base del muro	0.90 m
Larghezza in testa del muro	0.90 m
Altezza media paramento muro.....	5.87 m
Altezza totale	6.90 m
Spessore della fondazione	0.90 m

Si prevede un taglione centrale di altezza pari a 90cm per lo spessore del paramento verticale di 90cm.

[l'altezza dei muri spalle varierà di ±13cm in funzione della pendenza assegnata all'impalcato pari ad 2.5%, poiché in curva nella larghezza della carreggiata]

SEZIONE muro andatore spessore 70cm

Larghezza complessiva di fondazione	5.50 m
Lunghezza suola a valle	1.30 m
Lunghezza suola a monte	3.50 m
Larghezza di base del muro	0.70 m

Larghezza in testa del muro 0.70 m
Altezza paramento murovariabile
Altezza calcolo..... 7÷5 m
Spessore della fondazione 0.90 m

Si prevede un taglione centrale di altezza pari a 90cm per lo spessore del paramento verticale di 90cm.

SEZIONE muro andatore spessore 40cm

Larghezza complessiva di fondazione 2.70 m
Lunghezza suola a valle 0.80 m
Lunghezza suola a monte 1.50 m
Larghezza di base del muro 0.40 m
Larghezza in testa del muro 0.40 m
Altezza paramento muro variabile
Spessore della fondazione 0.50 m

Si prevede un taglione centrale di altezza pari a 30cm per lo spessore del paramento verticale di 40cm.

6. ANALISI DEI CARICHI

6.1. CARICHI PERMANENTI

6.1.1. Peso proprio struttura

Trave cap+soletta di completamento di 25cm sezione cava in campata

Peso proprio della sezione corrente dell'impalcato:

$$A_{\text{trav trav}} \cdot \gamma_{\text{cls}} = 0.2828 \cdot 25 \dots\dots\dots 7.07 \text{ KN/m}$$

$$A_{\text{trav soletta}} \cdot \gamma_{\text{cls}} = 0.72 \cdot 0.25 \cdot 25 \dots\dots\dots 4.50 \text{ KN/m}$$

$$\text{Totale pesi propri } g_1 = 11.57 \text{ KN/m}$$

Trave cap+soletta di completamento di 25cm sezione ringrosso di estremità

Peso proprio della sezione corrente dell'impalcato:

$$A_{\text{trav trav}} \cdot \gamma_{\text{cls}} = 0.4541 \cdot 25 \dots\dots\dots 13.3525 \text{ KN/m}$$

$$A_{\text{trav soletta}} \cdot \gamma_{\text{cls}} = 0.72 \cdot 0.25 \cdot 25 \dots\dots\dots 4.50 \text{ KN/m}$$

$$\text{Totale pesi propri } g_1 = 15.85 \text{ KN/m}$$

6.1.2. Carichi permanenti portati

Pavimentazione

$$\text{pavimentazione} = 0.72 \cdot 0.1 \cdot 18 \dots\dots\dots 1.296 \text{ KN/m}$$

$$\text{Permanenti portati } g_2 = 1.296 \text{ KN/m}$$

Cordolo

$$\text{cordolo} = 1.70 \cdot 0.15 \cdot 25 \dots\dots\dots 6.375 \text{ KN/m}$$

$$\text{Permanenti portati } g_3 = 6.375 \text{ KN/m}$$

Veletta

$$\text{veletta} \dots\dots\dots 1.00 \text{ KN/m}$$

$$\text{Permanenti portati } g_4 = 1.00 \text{ KN/m}$$

Parapetto

$$\text{parapetto} \dots\dots\dots 1.00 \text{ KN/m}$$

$$\text{Permanenti portati } g_5 = 1.00 \text{ KN/m}$$

Guardrail

$$\text{guardrail} \dots\dots\dots 2.00 \text{ KN/m}$$

$$\text{Permanenti portati } g_6 = 2.00 \text{ KN/m}$$

6.2. CARICHI MOBILI

6.2.1. Carichi mobili statici

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

$$q_{1a} = 600.00 \text{ KN (cfr. schema di Normativa)}$$

$$q_{1b} = 30.00 \text{ KN/m}$$

$$q_{1e} = 4.00 \text{ KN/m}^2 \text{ (carico da folla)}$$

6.2.2. Incremento dinamico dei carichi mobili

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

$$(\phi_{\min} = 1)$$

$$\phi (L=19.00 \text{ m}) = 1.34$$

$$q_{2a} (L=19.00 \text{ m}) = 0.34 \cdot 600 = 204.00 \text{ KN}$$

$$q_{2b} (L=19.00 \text{ m}) = 0.34 \cdot 30 = 10.2 \text{ KN/m}$$

$$q_{2e} (L=19.00 \text{ m}) = 0.34 \cdot 4.0 = 1.36 \text{ KN/m}^2$$

6.2.3. Carichi mobili complessivi

$$q_{ma} (L=19.00 \text{ m}) = q_{1a} + q_{2a} = 804.00 \text{ KN}$$

$$q_{mb} (L=19.00 \text{ m}) = q_{1b} + q_{2b} = 40.20 \text{ KN/m}$$

$$q_{me} (L=19.00 \text{ m}) = q_{1e} + q_{2e} = 5.36 \text{ KN/m}^2$$

6.2.4. Azioni longitudinali di frenamento

$$q_3 = 0.2 (600+300+210) = 220.0 \text{ KN}$$

6.2.5. Azione centrifuga

$$q_4 = 300/R \cong 0 \text{ KN/m}$$

con $R = 3500\text{m}$, tratto di clotoide.

6.2.6. Azione del vento

La pressione del vento è pari a:

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

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

a) Esercizio con ponte scarico

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

$$q_{5a} = 1.05 \cdot 2.50 = 2.625 \text{ KN/m}$$

b) Esercizio con ponte carico

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

$$q_{5b} = (1.0+3.00) \cdot 2.50 = 4.00 \text{ KN/m}$$

6.2.7. Azioni su parapetti e guard-rail

a) Azione applicata al guard-rail:

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

$$q_{8gr} = 30.00 \text{ KN} \quad (\text{in direzione longitudinale})$$

L'azione è applicata a 0.60m 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.

6.2.8. Azioni sismiche

L'opera è situata tra i comuni di Campoformido e Pozzuolo del Friuli (UD); ai sensi dell'Ordinanza del P.C.M. n. 3274 del 20 marzo 2003, e succ. modif. ed integr., 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_I 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'intervento sismico.

Nella relazione strutturale si è considerata la forza sismica di progetto applicata al baricentro dell'impalcato analizzato e trasmessa agli organi di appoggio e alle opere di sostegno per le verifiche di stabilità delle

spalle di ponte a ribaltamento e scorrimento. La nuova ordinanza prevede che gli impalcati da ponte restino in campo elastico e il meccanismo dissipativo stabile deve avvenire nelle pile di appoggio intermedie.

N.B. Nel nostro caso non si ha presenza di pile intermedie, e la struttura non è fuori terra bensì interrata. L'impalcato viene considerato in fase elastica nelle ipotesi di $r=1$ poiché poggiante su muri di sostegno ipotizzati flessibili (che possano dar luogo a meccanismi di spinta attiva). Le spalle da ponte a loro volta sono state verificate mediante il criterio dell'analisi pseudo-statica imponendo un coefficiente riduttivo delle azioni sismiche $r=2$ poiché flessibili (dimensionamento delle opere di sostegno secondo la nuova ordinanza), e nelle verifiche globali di stabilità di tali opere si sono prese in esame le forze indotte dal sisma mediante un incremento della spinta attiva e riduzione delle proprietà meccaniche delle terre in base a disposizioni dell'EC7.

L'intero manufatto deve possedere un comportamento elastico ed il fattore di struttura adottato è pari a $q=1$ (spalle manufatto ed impalcato). L'accelerazione sismica di progetto adottata è pari ad:

$$S_d(T) = a_g S \gamma_1 / r = 0.25 g \cdot 1.25 \cdot 1.3 / 1 = 3.985 \text{ m/s}^2$$

$$F_S = M_{TOT} S_d(T)$$

dove con M_{TOT} si intende la massa dell'impalcato + i permanenti portati.

$$M_{\text{Soletta}} = 21 \times 13.9 \times 0.25 \times 25 / 9.81 \cong 186 \text{ KN s}^2/\text{m}$$

$$M_{\text{Travi}} = [19 \times (20,3-1.8) \times 0.2828 + 19 \times 1.8 \cdot 0.4541] \times 25 / 9.81 \cong 293.068 \text{ KN s}^2/\text{m}$$

$$M_{\text{Cordoli,marciapiedi}} = 1.7 \times 21 \times 0.15 \times 2 \times 25 / 9.81 \cong 27.293 \text{ KN s}^2/\text{m}$$

$$M_{\text{Manto}} = 0.1 \times 21 \times 10.5 \times 18 / 9.81 \cong 40.458 \text{ KN s}^2/\text{m}$$

$$M_{\text{velette + parapetto}} = 2 \times 21 \times 2 / 9.81 = 8.562 \text{ KN s}^2/\text{m}$$

$$M_{\text{guardrail}} = 2 \times 21 \times 2,5 / 9.81 = 10.7 \text{ KN s}^2/\text{m}$$

$$M_{TOT} = 566 \text{ KN s}^2/\text{m}; \text{ pari ad una forza verticale complessiva di } 5554 \text{ KN}$$

$$F_{\text{Statica}} = 5554/19 = 292.3 \text{ KN}; \text{ complessiva per trave di impalcato}$$

$$F_{\text{Appoggio}} = 292.3/2 = 146.2 \text{ KN}; \text{ per appoggio}$$

La forza sismica di inerzia indotta dal sisma di progetto che compete ad una trave di impalcato in senso longitudinale è pari ad (ponendo $r=1$):

$$F_S = 0.25g \times 1.3 \times 1.25 \times 292.3 / (gr) = 118.75 \text{ KN}; \text{ per trave d'impalcato}$$

$$F_{H,appoggio} = 118.75/2 = 59.4\text{KN} ; \text{trave impalcato}$$

$$F_H = 118.75/0.72 \cong 166 \text{ KN/m} ; \text{per metro di spalla}$$

La forza sismica di inerzia indotta dal sisma di progetto che compete all'intero impalcato in senso trasversale è pari ad (ponendo $r=1$):

$$F_S = 0.25g \times 1.3 \times 1.25 \times 5554 / (gr) = 2256.3\text{KN} ; \text{per l'intero impalcato}$$

$$F_{\text{TAGLIO,APPOGGI}} = 2256.3 \times 10\% = 225.63 \text{ KN} ; \text{assorbito dagli appoggi in gomma armata}$$

$$F_{\text{TAGLIO}} = (2256.3 - 225.63)/2 = 1015.4\text{KN} ; \text{da assorbire ai lati mediante blocchi di contrasto costituiti dal risvolto dei muri paraghiaia spessore 60cm pari al prosieguo delle spalle di ponte}$$

6.3. 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:

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

dove K risulta pari a:

- k_0 coefficiente di spinta a riposo, per i vari strati di terreno considerati, relativamente al tratto interrato dell'opera;
- k_a coefficiente di spinta attiva per i vari strati di terreno considerati, relativamente al tratto terminale dell'opera.

6.3.1. 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:

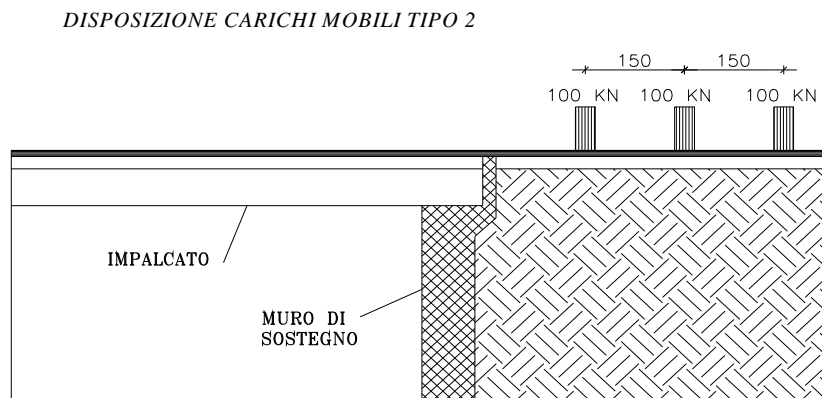
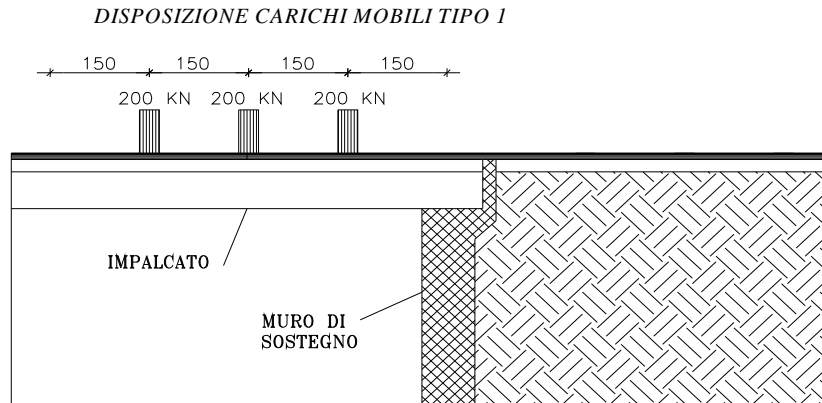
$$\sigma_q = q \cdot K$$

con K coefficiente di spinta come definito al p.to precedente.

Nel tratto interrato la struttura è soggetta alle azioni dei carichi mobili di cui al p.to precedente. In particolare si prendono in considerazione le due disposizioni di carico che sollecitano maggiormente la struttura:

1. Disposizione 1: massimo carico sulla soletta superiore; minimo incremento della spinta laterale del terreno;
2. Disposizione 2: massimo incremento della spinta laterale del terreno; minimo carico sulla soletta superiore.

Si riportano nello schema seguente le disposizioni di carico considerate.



Relativamente alle spalle, l'effetto dei carichi mobili sulla spinta del terreno è ragguagliato agli effetti di un carico uniformemente distribuito, posto in sommità del terrapieno, di intensità pari a 20 KN/m².

6.3.2. Azioni sismiche -spalle di impalcato e muri andatori

L'opera è situata tra i comuni di Basiliano e Pozzuolo del Friuli (UD); ai sensi dell'Ordinanza del P.C.M. n. 3274 del 20 marzo 2003, e succ. modif. ed integr., 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'intervento sismico.

6.3.3. Spinte del terreno in condizioni sismiche

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

$$Ed1 = \frac{1}{2} \gamma' K H^2; \text{ Spinta statica}$$

$$Ed2 = \pm \frac{1}{2} \gamma' K kv H^2; \text{ Spinta dinamica indotta dal sisma}$$

Ed3 = Ews; Spinta idrostatica

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:

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

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

$r = 2$ per opere di sostegno che ammettono spostamenti, opere che risultano essere sufficientemente flessibili.

Ews: spinta idrostatica dell'acqua a monte.

Nel caso in esame risulterà:

$a_{g/g} = 0.25$ $S = 1.25$ $\gamma' = 18 \text{ kN/m}^3$

-Spalle : $r = 2$ $k_v = 0.078$ $K_a = 0.403$ (nella verifica resistenza struttura)

$r = 2$ $k_v = 0.078$ $K_a = 0.483$ (nella verifica stabilità terreno/struttura)

dove con K_a si intende il coefficiente di spinta attiva secondo la formula di Mononobe e Okabe dell'ordinanza.

Gli stessi valori sono stati adottati per le verifiche dei muri d'ala.

7. ANALISI -SPALLE DI IMPALCATO E MURI ANDATORI

Le spalle dell'impalcato e i muri d'ala vengono analizzate come muri di sostegno flessibili tali da innescare spinta attiva in condizioni sismiche.

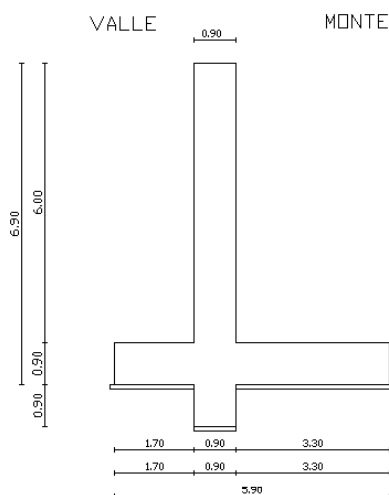
1. SPALLA
2. MURO ANDATORE LATO RINTERRO

Per l'analisi delle sollecitazioni agenti sulle strutture si è ricorso all'elaboratore elettronico, utilizzando i codici di calcolo MAX 7.0, di cui si riportano i tabulati dei file di input e i risultati di output al capitolo "Elaborati di calcolo" della presente relazione.

Nel modello strutturale analizzato col software MAX 7.0 è stata inserita la spalla, con le dimensioni effettive di progetto, ed è stato caratterizzato il terreno, allo scopo di determinare le spinte statiche e dinamiche, da cui ricavare le sollecitazioni sulla struttura.

7.1. SPALLA

Si riportano nella figura seguente le principali caratteristiche geometriche della sezione corrente.



7.2. CONDIZIONI DI CARICO

Le condizioni di carico semplici, considerate nel calcolo del muro di sostegno, sono le seguenti:

- c.c.1 : pesi propri (muro di sostegno + fondazione + terreno di riporto sulla suola a monte)
- c.c.2 : spinta statica del terreno + terreno sovrastante
- c.c.3 : incremento della spinta dovuto al carico accidentale mobile
- c.c.4 : scarico impalcato

- c.c.5 :scarico carichi mobili transitanti sull'impalcato
 c.c.6 :incremento sismico della spinta (contributo dinamico ed inerziale)
 c.c.7 :forza d'inerzia sismica dell'impalcato alla sommità delle spalle e forza d'inerzia sul muro

Nota: l'Ordinanza del P.C.M. n. 3274 del 20 marzo 2003, e succ. modif. ed integr., fornisce per le opere di sostegno, nelle combinazioni di carico sismiche, l'espressione della spinta sulla struttura, comprensiva degli effetti statici e dinamici. Inoltre richiede che la forza dovuta alla spinta dinamica sia applicata a metà altezza del muro. Nel modello strutturale è stata perciò inserito, oltre alla forza inerziale dovuta alla massa del muro ed applicata al baricentro dello stesso, un carico distribuito, di tipo accidentale, in grado di fornire una spinta equivalente a quella dinamica dovuta al sisma.

$c1+c2+c4 =$ permanenti

$c3+c5 =$ accidentali

$c6+c7 =$ sismici

SPALLE

Si considerano per le verifiche delle spalle lo scarico al ml di muro pari ad:

$F_{\text{SCARICO IMPALCATO}} = 146/0.72 = 203\text{KN}$

$F_{\text{SCARICO ACCIDENTALI}} = 115.27\text{KN}$

$F_{\text{INERZIA MURO}} = 27.42\text{KN}$

$F_{\text{INERZIA IMPALC.}} = 166\text{KN}$ (per metro di muro)

Si riportano i carichi gravanti sul cuneo di spinta delle terre:

$q_{\text{terreno sovrastante}} = 20.7\text{KN/m}$

$q_{\text{mobili}} = 20\text{KN/m}$

$q_{\text{incremento sismico}} = 24.77\text{KN/m}$

$q_{\text{incremento sismico}} = 40.41\text{KN/m}$; nel caso di verifiche a stabilità con angolo d'attrito terra ridotto

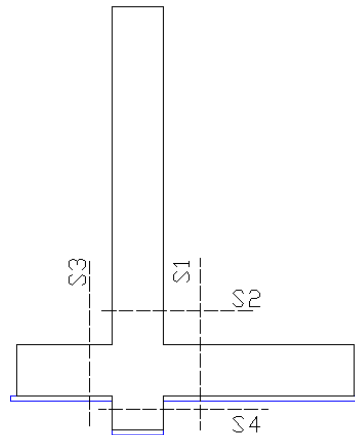
7.3. COMBINAZIONI DI CARICO

Le condizioni di carico di cui al p.to precedente vengono combinate tra loro, dando luogo alle seguenti combinazioni di carico base.

C.C.	I :	$1.4 c1+ 1.4 (c2+c4)$	[Spinta Stat.+Perm.]
C.C.	II :	$1.4 c1+ 1.4 (c2+c4)+ 1.5 (c3+c5)$	[Spinta Stat.+Perm.+Accid.]
C.C.	III :	$1.0 c1+ 1.0 (c2+c4)+1.0 (c6+c7)$	[Combo sismica]

7.4. SEZIONI DI VERIFICA

Le verifiche di resistenza sono state condotte nelle sezioni maggiormente sollecitate, quali quella in fondazione, in corrispondenza delle soles (S1) e (S3), quella al piede del muro (S2) e quella del taglione (S4) ed infine quella del muro paraghiaia come indicato nello schema seguente.



7.4.1. Caratteristiche delle sezioni

Si riportano di seguito le caratteristiche geometriche e di armatura delle sezioni di calcolo della struttura, relativamente alle sezioni di verifica.

Sezione in fondazione (tipo S1):

Caratteristiche geometriche della sezione

Altezza:	H = 0.90	m
Base:	B = 1.00	m
Armatura superiore	As,s=	5Φ20+2Φ20
Armatura inferiore	As,i=	5Φ20

Sezione al piede del muro (tipo S2):

Caratteristiche geometriche della sezione

Altezza:	H =	0.90	m
Base:	B =	1.00	m
Armatura superiore	As,s=	5Φ20	
Armatura inferiore	As,i=	10Φ26	

Sezione in fondazione (tipo S3):

Caratteristiche geometriche della sezione

Altezza: H = 0.90 m
Base: B = 1.00 m
Armatura superiore As,s= 5Φ20
Armatura inferiore As,i= 5Φ20+2Φ20

Sezione del taglione (tipo S4):

Caratteristiche geometriche della sezione

Altezza: H = 0.90 m
Base: B = 1.00 m
Armatura superiore As,s= 5Φ20
Armatura inferiore As,i= 10Φ26

Sezione muro paragliaia:

Caratteristiche geometriche della sezione

Altezza: H = 0.50 m
Base: B = 1.00 m
Armatura superiore As,s= 5Φ12
Armatura inferiore As,i= 5Φ12

Sezione blocchi di contrasto laterali sismici:

Caratteristiche geometriche della sezione

Altezza: H = 0.60 m; spessore muretto
Lato lungo: a = 1.38 m
Lato corto: b = 0.90 m
Armatura superiore As,s= 5Φ16
Armatura inferiore As,i= 5Φ16
In entrambe le direzioni.

7.5. VERIFICA A FLESSIONE

Si riporta di seguito i risultati dell'elaborazione numerica, relativi alle 3 sezioni di verifica sopra considerate, ottenuti dall'involuppo delle sollecitazioni delle combinazioni di carico. Si esegue la verifica allo Stato Limite Ultimo; i momenti resistenti della sezioni S1 ed S3 vengono determinati per $N=0$, mentre il momento resistente della sezione S2 viene ricavato per $N = N_{soll}$.

Inoltre si eseguono le verifiche agli Stati Limite di Fessurazione (S.L.E.), nelle condizioni di carico rara e quasi permanente. Si verifica che l'apertura delle fessure sia minore di:

nella c.c. II $\omega < 0.20 \text{ mm}$ (condizione Rara, sollecitazioni ridotte del fattore $\gamma = 1.5$)

nella c.c. I $\omega < 0.20 \text{ mm}$ (condizione Quasi permanente, sollecitazioni ridotte del fattore $\gamma = 1.5$)

Verifica agli Stati Limite Ultimi

Sezione S1: $M_{\max} = 339 \text{ kNm/m}$ in C.C. III $M_{RU(N=0 \text{ kN})} = 487 \text{ kNm/m}$ $\nu = 1.43$

Sezione S2: $M_{\max} = 1075 \text{ kNm/m}$ in C.C. III $M_{RU(N=451 \text{ kN})} = 1598 \text{ kNm/m}$ $\nu = 1.48$
 $N_{RD} = 531 \text{ KN}$

Sezione S3: $M_{\max} = 478 \text{ kNm/m}$ in C.C. III $M_{RU(N=0 \text{ kN})} = 687 \text{ kNm/m}$ $\nu = 1.44$

I ferri di fondazione ed elevazione si sono dimensionati per verifica a fessurazione che nel nostro caso è determinante su quella a S.L.U.

Verifica agli Stati Limite di Esercizio/Fessurazione

Sezione S1: $M_{\max} = 226 \text{ kNm/m}$ nella C.C. III
 $\sigma_{cls} = -2.4 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_s = 159 \text{ N/mm}^2$ $\omega_k = 0.15 \text{ mm}$

Sezione S2: $M_{\max} = 716.7 \text{ kNm/m}$ nella C.C. III
 $\sigma_{cls} = -6.0 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_s = 175 \text{ N/mm}^2$ $\omega_k = 0.19 \text{ mm}$

Sezione S3: $M_{\max} = 319 \text{ kNm/m}$ nella C.C. III
 $\sigma_{cls} = -3.5 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_s = 185 \text{ N/mm}^2$ $\omega_k = 0.18 \text{ mm}$

7.6. VERIFICA A TAGLIO

Si riportano le verifiche allo Stato Limite Ultimo per taglio delle sezioni considerate al p.to precedente.

Sezione S1 $V_{Sdu} = 139 \text{ kN/m}$ nella C.C. III
 Verifica della sezione senza armatura a taglio $V_{RD1} = 306 \text{ kN/m} > V_{Sdu}$
 Non occorre armatura a taglio.
 Verifica biella compressa $V_{RD2} = 2946 \text{ kN/m} > V_{Sdu}$

Sezione S2 $V_{Sdu} = 311 \text{ kN/m}$ nella C.C. III
 Verifica della sezione senza armatura a taglio $V_{RD1} = 345 \text{ kN/m} > V_{Sdu}$

Non occorre armatura a taglio.

$$\text{Verifica biella compressa} \quad V_{RD2} = 2946 \text{ kN/m} > V_{Sdu}$$

Sezione S3

$$V_{Sdu} = 481 \text{ kN/m} \quad \text{nella C.C. III}$$

$$\text{Verifica della sezione senza armatura a taglio} \quad V_{RD1} = 312 \text{ kN/m} < V_{Sdu}$$

Si dispongono 2 Φ 16 piegati, a passo 40 cm su un m di fondazione con funzione d'armatura a taglio.

$$\text{Verifica biella compressa} \quad V_{RD2} = 2946 \text{ kN/m} > V_{Sdu}$$

Verifica con armatura a taglio

$$V_{wd} = 196 \text{ kN/m}$$

$$V_{RD1} = 312 \text{ kN/m}$$

$$V_{RD} = 508 \text{ kN/m} > V_{Sdu}$$

Sezione S4 [taglione]

$$V_{Sdu} = 444 \text{ kN/m} \quad \text{nella C.C. II}$$

(Taglio scaturito dalla spinta passiva sul taglione di resistenza)

$$\text{Verifica della sezione senza armatura a taglio} \quad V_{RD1} = 345 \text{ kN/m} < V_{Sdu}$$

Si dispongono 2 Φ 16 piegati, a passo 50 cm, con funzione d'armatura a taglio gli stessi ferri introdotti per il muro in elevazione della spalla.

$$\text{Verifica biella compressa} \quad V_{RD2} = 2946 \text{ kN/m} > V_{Sdu}$$

Verifica con armatura a taglio

$$V_{wd} = 157 \text{ kN/m}$$

$$V_{RD1} = 345 \text{ kN/m}$$

$$V_{RD} = 502 \text{ kN/m} > V_{Sdu}$$

Sezione muro paraghiaia

$$V_{Sdu} = 83/0.72 = 166 \text{ kN/m forza di inerzia sismica}$$

(Taglio scaturito dalla forza sismica orizzontale)

$$\text{Verifica della sezione senza armatura a taglio} \quad V_{RD1} = 183 \text{ kN/m} > V_{Sdu}$$

Non occorre armatura a taglio.

$$\text{Verifica biella compressa} \quad V_{RD2} = 1576 \text{ kN/m} > V_{Sdu}$$

Blocchi di contrasto sismici laterali

$$V_{Sdu} = 1015.4/2 = 508 \text{ kN/m}$$

forza di inerzia sismica assorbita sui lati muretto 1.38x0.9m

$$\text{Verifica della sezione senza armatura a taglio} \quad V_{RD1} = 206 \text{ kN/m} < V_{Sdu}$$

Si dispongono 7 Φ 16 piegati, a passo 15 cm su lato lungo 1m e 6 Φ 16 piegati sul lato corto con funzione d'armatura a taglio.

$$\text{Verifica biella compressa} \quad V_{RD2} = 1918 \text{ kN/m} > V_{Sdu}$$

Verifica con armatura a taglio

$$V_{wd} = 332 \text{ kN/m}$$

$$V_{RD1} = 206 \text{ kN/m}$$

$$V_{RD} = 538 \text{ kN/m} > V_{Sdu}$$

7.7. VERIFICHE DI STABILITÀ

Le verifiche di stabilità (al ribaltamento, allo scorrimento,..) sono eseguite seguendo quanto proposto dall'Eurocodice 7: vengono prese in considerazione 3 combinazioni di carico analoghe a quelle viste al p.to 7.2, nelle quali si assumono unitari i coefficienti di partecipazione delle azioni permanenti, e pari a 1.3 quello per le azioni accidentali transitorie; contemporaneamente si riducono le caratteristiche geotecniche del terreno. Per le verifiche di stabilità della struttura si devono avere sollecitazioni resistenti maggiori dell'unità rispetto alle componenti instabilizzanti. In particolare si considera:

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

$$c'd = c'/1.6$$

Con riferimento a quanto riportato al p.to 7.2 le combinazioni di carico risultano:

C.C.	I :	1.0 c1+ 1.0 (c2+c4)	[Spinta Stat.+Perm.]
C.C.	II :	1.0 c1+ 1.0 (c2+c4)+ 1.3 (c3+c5)	[Spinta Stat.+Perm.+Accid.]
C.C.	III :	1.0 c1+ 1.0 (c2+c4)+1.0 (c6+c7)	[Combo sismica]

7.7.1. Verifica a ribaltamento

La verifica risulta soddisfatta con un coefficiente di sicurezza γ pari a 2.75 > 1, conseguito nella C.C. III.

$$M_{rib} = 1697 \text{ KNm/m ;(per metro di spalla)}$$

$$M_{stab} = 4667 \text{ KNm/m ;(per metro di spalla)}$$

7.7.2. Verifica a scorrimento

La verifica risulta soddisfatta con un coefficiente di sicurezza γ pari a 1.44, conseguito nella C.C. III.

$$F_{scorr} = 455 \text{ kN}$$

$$F_{res} = 1327 \times \tan(\Phi)_d = 743.34 \text{ kN}$$

7.7.3. Verifica della capacità portante

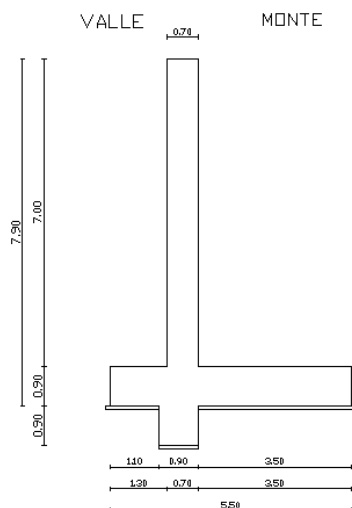
La verifica risulta soddisfatta con un coefficiente di sicurezza γ pari a 1.34.

$$q_{\max, \text{soll}} = 388 \text{ kPa}$$

$$q_{Ud} = 2229 \text{ kN}$$

7.8. MURO ANDATORE

Si riportano nella figura seguente le principali caratteristiche geometriche della sezione corrente.



7.9. CONDIZIONI DI CARICO

Le condizioni di carico semplici, considerate nel calcolo del muro di sostegno, sono le seguenti:

- c.c.1 : pesi propri (muro di sostegno + fondazione + terreno di riporto sulla suola a monte)
- c.c.2 : spinta statica del terreno
- c.c.6 : incremento sismico della spinta (contributo dinamico ed inerziale)
- c.c.7 : forza d'inerzia sul muro

Nota: l'Ordinanza del P.C.M. n. 3274 del 20 marzo 2003, e succ. modif. ed integr., fornisce per le opere di sostegno, nelle combinazioni di carico sismiche, l'espressione della spinta sulla struttura, comprensiva degli effetti statici e dinamici. Inoltre richiede che la forza dovuta alla spinta dinamica sia applicata a metà altezza del muro. Nel modello strutturale è stata perciò inserita, oltre alla forza inerziale dovuta alla massa del muro ed applicata al baricentro dello stesso, un carico distribuito, di tipo accidentale, in grado di fornire una spinta equivalente a quella dinamica dovuta al sisma.

c1+c2 = permanenti

c6+c7 = sismici

MURI D'ALA sezione h=7m

Si considerano per le verifiche dei muri d'ala:

$F_{\text{INERZIA MURO}} = 25\text{KN}$

Si riportano i carichi gravanti sul cuneo di spinta delle terre:

G070100 – relazione tecnica e di calcolo

$q_{\text{incremento sismico}} = 28.9\text{KN/m}$

$q_{\text{incremento sismico}} = 47.18\text{KN/m}$; nel caso di verifiche a stabilità con angolo d'attrito terra ridotto

7.10. COMBINAZIONI DI CARICO

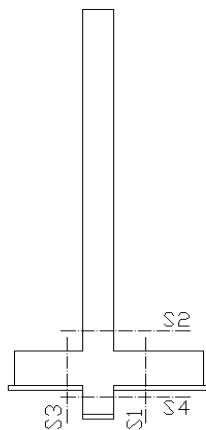
Le condizioni di carico di cui al p.to precedente vengono combinate tra loro, dando luogo alle seguenti combinazioni di carico base.

C.C. I : $1.4 c1 + 1.4 c2$ [Spinta Stat.+Perm.]

C.C. III : $1.0 c1 + 1.0 c2 + 1.0 (c6+c7)$ [Combo sismica]

7.11. SEZIONI DI VERIFICA

Le verifiche di resistenza sono state condotte nelle sezioni maggiormente sollecitate, quali quella in fondazione, in corrispondenza delle soles (S1) e (S3), quella al piede del muro (S2) e quella del taglione (S4) come indicato nello schema seguente.



7.11.1. Caratteristiche delle sezioni

Si riportano di seguito le caratteristiche geometriche e di armatura delle sezioni di calcolo della struttura, relativamente alle sezioni di verifica.

Sezione in fondazione (tipo S1):

Caratteristiche geometriche della sezione

Altezza: $H = 0.90$ m

Base: $B = 1.00$ m

Armatura superiore $A_{s,s} = 5\Phi 20$

Armatura inferiore $A_{s,i} = 5\Phi 20$

Sezione al piede del muro (tipo S2):

Caratteristiche geometriche della sezione

Altezza: H = 0.70 m
Base: B = 1.00 m
Armatura superiore As,s= 5Φ20
Armatura inferiore As,i= 10Φ20+[2 spezzoni Φ20 add. per verifica a fessurazione]

Sezione in fondazione (tipo S3):

Caratteristiche geometriche della sezione

Altezza: H = 0.90 m
Base: B = 1.00 m
Armatura superiore As,s= 5Φ20
Armatura inferiore As,i= 5Φ20

Sezione del taglione (tipo S4):

Caratteristiche geometriche della sezione

Altezza: H = 0.90 m
Base: B = 1.00 m
Armatura superiore As,s= 5Φ20
Armatura inferiore As,i= 12Φ20

7.12. VERIFICA A FLESSIONE

Si riporta di seguito i risultati dell'elaborazione numerica, relativi alle 3 sezioni di verifica sopra considerate, ottenuti dall'involuppo delle sollecitazioni delle combinazioni di carico. Si esegue la verifica allo Stato Limite Ultimo; i momenti resistenti della sezioni S1 ed S3 vengono determinati per $N=0$, mentre il momento resistente della sezione S2 viene ricavato per $N = N_{soll}$.

Inoltre si eseguono le verifiche agli Stati Limite di Fessurazione (S.L.E.), nelle condizioni di carico rara e quasi permanente. Si verifica che l'apertura delle fessure sia minore di:

nella c.c. II $w < 0.20$ mm (condizione Rara, sollecitazioni ridotte del fattore $\gamma = 1.5$)

nella c.c. I $w_{\square} < 0.20$ mm (condizione Quasi permanente, sollecitazioni ridotte del fattore $\gamma = 1.5$)

Verifica agli Stati Limite Ultimi

Sezione S1: $M_{max}=217$ kNm/m in C.C. III $M_{RU(N=0 \text{ kN})}=313$ kNm/m $\nu=1.44$

Sezione S2: $M_{max}=573 \text{ kNm/m}$ in C.C. III $M_{RU(N=120 \text{ kN})}=872 \text{ kNm/m}$ $\nu=1.52$
 $N_{RD} = 141 \text{ KN}$

Sezione S3: $M_{max}=140 \text{ kNm/m}$ in C.C. III $M_{RU(N=0 \text{ kN})}=313 \text{ kNm/m}$ $\nu=2.23$

Verifica agli Stati Limite di Esercizio/Fessurazione

Sezione S1: $M_{max}=147 \text{ kNm/m}$ nella C.C. I
 $\sigma_{cls}=-3.5 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_s=178 \text{ N/mm}^2$ $\omega_k=0.17 \text{ mm}$

Sezione S2: $M_{max}=382 \text{ kNm/m}$ nella C.C. I
 $\sigma_{cls}=-5.20 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_s=170 \text{ N/mm}^2$ $\omega_k=0.2 \text{ mm}$

Sezione S3: $M_{max}=93.4 \text{ kNm/m}$ nella C.C. I
 $\sigma_{cls}=-2.26 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_s=114 \text{ N/mm}^2$ $\omega_k=0.17 \text{ mm}$

7.13. VERIFICA A TAGLIO

Si riportano le verifiche allo Stato Limite Ultimo per taglio delle sezioni considerate al p.to precedente.

Sezione S1 $V_{Sdu} = 99 \text{ kN/m}$ nella C.C. III
 Verifica della sezione senza armatura a taglio $V_{RD1} = 312 \text{ kN/m} > V_{Sdu}$
 Non occorre armatura a taglio
 Verifica biella compressa $V_{RD2} = 2946 \text{ kN/m} > V_{Sdu}$

Sezione S2 $V_{Sdu} = 204 \text{ kN/m}$ nella C.C. III
 Verifica della sezione senza armatura a taglio $V_{RD1} = 255 \text{ kN/m} > V_{Sdu}$
 Non occorre armatura a taglio
 Verifica biella compressa $V_{RD2} = 2261 \text{ kN/m} > V_{Sdu}$

Sezione S3 $V_{Sdu} = 208 \text{ kN/m}$ nella C.C. III
 Verifica della sezione senza armatura a taglio $V_{RD1} = 312 \text{ kN/m} > V_{Sdu}$
 Non occorre armatura a taglio
 Verifica biella compressa $V_{RD2} = 2946 \text{ kN/m} > V_{Sdu}$

Sezione S4 [taglione] $V_{Sdu} = 218 \text{ kN/m}$ nella C.C. II
 (Taglio scaturito dalla spinta passiva sul taglione di resistenza)
 Verifica della sezione senza armatura a taglio $V_{RD1} = 312 \text{ kN/m} > V_{Sdu}$
 Verifica biella compressa $V_{RD2} = 2946 \text{ kN/m} > V_{Sdu}$

7.14. VERIFICHE DI STABILITÀ

Le verifiche di stabilità (al ribaltamento, allo scorrimento,..) sono eseguite seguendo quanto proposto dall'Eurocodice 7: vengono prese in considerazione 3 combinazioni di carico analoghe a quelle viste al p.to 7.2, nelle quali si assumono unitari i coefficienti di partecipazione delle azioni permanenti, e pari a 1.3 quello per le azioni accidentali transitorie; contemporaneamente si riducono le caratteristiche geotecniche del terreno. Per le verifiche di stabilità della struttura si devono avere sollecitazioni resistenti maggiori dell'unità rispetto alle componenti instabilizzanti. In particolare si considera:

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

$$c'd = c'/1.6$$

Con riferimento a quanto riportato al p.to 7.2 le combinazioni di carico risultano:

$$\text{C.C. I : } 1.0 c_1 + 1.0 c_2 \quad [\text{Spinta Stat.+Perm.}]$$

$$\text{C.C. III : } 1.0 c_1 + 1.0 c_2 + 1.0 (c_6 + c_7) \quad [\text{Combo sismica}]$$

7.14.1. Verifica a ribaltamento

La verifica risulta soddisfatta con un coefficiente di sicurezza γ pari a $2.96 > 1$, conseguito nella C.C. III.

$$M_{rib} = 1139.13 \quad \text{kNm/m}$$

$$M_{stab} = 3367.57 \quad \text{kNm/m}$$

7.14.2. Verifica a scorrimento

La verifica risulta soddisfatta con un coefficiente di sicurezza γ pari a 1.3, conseguito nella C.C. III.

$$F_{soll} = 351 \quad \text{kN}$$

$$F_{res} = 964 \times \tan(\Phi)_d = 540 \quad \text{kN}$$

7.14.3. Verifica della capacità portante

La verifica risulta soddisfatta con un coefficiente di sicurezza γ pari a 2.15.

$$q_{max,soll} = 259 \quad \text{kPa}$$

$$q_{Ud} = 2076 \quad \text{KN}$$

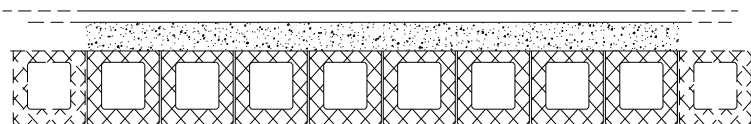
8. ANALISI DELL'IMPALCATO

Per l'analisi delle sollecitazioni sull'impalcato nelle verifiche sezionali agli S.L.E. ed S.L.U. si è utilizzato un foglio di calcolo e per la valutazione dei coefficienti di *Massonet* e per un riscontro delle verifiche delle tensioni di esercizio ricavate nelle varie fasi di vita dell'impalcato si è utilizzato al programma PONTI 2001 della Sigma-C Soft. Per l'analisi dell'impalcato si è utilizzata una schematizzazione unica, considerando l'intero impalcato costituito da travi scatolari in c.a.p. pre-tese rese solidali da una soletta collaborante di 25cm.

Modalità di costruzione delle travi.

Le travi vengono fabbricate in uno stabilimento di prefabbricazione e successivamente trasportate a piè d'opera e alloggiare. Il sistema di precompressione è del tipo a fili aderenti. I trefoli che costituiscono l'armatura di precompressione vengono tesati sino alla tensione σ_{spi} prevista. Disposta l'armatura lenta per gli sforzi di taglio (staffe), ultimata la tesatura e fissata la cassetatura, si procede al getto del calcestruzzo. La maturazione del cls avviene con ciclo termico a vapore opportunamente tarato in funzione del mix-design e della R_{ck} che è richiesta al momento del taglio dei trefoli.

PORZIONE SEZIONE TRASVERSALE IMPALCATO TRAVI+SOLETTA



Realizzazione dell'impalcato.

L'impalcato viene realizzato con 19 travi in semplice appoggio collaboranti con la soletta. La realizzazione dell'impalcato avviene prima con la posa in opera delle travi in c.a.p. disposte ad interasse di 72cm e poi successivamente si realizza la soletta di completamento. La collaborazione tra travi e la soletta è resa efficiente mediante l'introduzione di staffature (armatura lenta) tali da creare un collegamento efficace tra i due elementi da solidarizzare. Le travi sono autoportanti, non necessitano quindi di alcun rompitratta o puntellamento provvisorio durante l'esecuzione dell'impalcato. Ogni singola trave di impalcato in c.a.p. pre-teso è precompressa da 24 trefoli di 0.5" distribuiti in altezza sulle travi e la tensione iniziale applicata sui cavi viene in questa fase progettuale considerata costante e pari a 1284 N/mm^2 , come specificato in seguito.

Prima fase:

Le travi semplicemente appoggiate agli estremi resistono da sole al peso proprio ed a quello della soletta gettata in opera.

Seconda fase:

Il sistema misto travi precomprese e soletta gettata in opera, divenuto solidale dopo la maturazione del calcestruzzo, resiste al peso delle sovrastrutture e dei carichi accidentali.

Calcolo dell'impalcato.

Il calcolo delle sollecitazioni massime nelle travi di impalcato viene eseguito mediante la ripartizione dei carichi secondo la teoria di *Massonet*, andando a considerare nelle verifiche sezionali e di resistenza, la trave maggiormente sollecitata nelle ipotesi di impalcato infinitamente rigido nel suo piano. Tale ridistribuzione è valida nel caso di carichi mobili, che nel nostro caso sono stati modellati mediante 3 colonne di carico poste sull'intera larghezza del piano viabile [1.5+7.5+1.5]m.

La sezione di impalcato prese in esame per la verifica delle sollecitazioni trasversali dell'intero impalcato è quella dove si hanno le massime sollecitazioni flettenti e taglianti, in poche parole dove i coefficienti di *Massonet* relativi ai carichi adottati sono massimi.

La trave verificata è la 5^a dall'estremità dove è stata posta la colonna di carico a pieno valore.

I coefficienti di *Massonet* adottati sono i seguenti:

1°colonna di carico al 100% = 1.818

2°colonna di carico al 50% = 0.922

3°colonna di carico al 30% = 0.348

1°folla = 1.691

2°folla = 0.173

Veletta -parapetto = 1.645

Guardrail = 0.224

8.1. CONDIZIONI DI CARICO

Le condizioni di carico considerate nel calcolo dell'impalcato in corrispondenza della tangenziale ed introdotte nel programma PONTI σ_c , sono le seguenti:

- c.c.1 : pesi propri g1
- c.c.2 : precompressione assegnata alle travi
- c.c.3 : carichi permanenti portati g2+g3+g4+g5 [peso pavimentazione, cordoli, veletta, parapetto e guard-rail]
- c.c.5 : carichi mobili[tre colonne di carico + folla sui marciapiedi]

La disposizione dei carichi ed il n° delle colonne[di carico] prese in esame, sono quelle che determinano le condizioni più sfavorevoli di sollecitazione per la struttura di impalcato. Per una larghezza della sede stradale di 10.5m, la normativa prevede la possibilità di transito di tre colonne di carico mobile, della larghezza di 3.50m ciascuna. Per i ponti di prima categoria si considerano una colonna di carichi mobili di valore pari a quella descritta nel paragrafo 6.2 della presente relazione; una seconda colonna con carichi ridotti del 50% rispetto alla prima e le restanti colonne [3a ecc.] con carichi pari al 35% di q1a e q1b. Si considera la presenza di carico da folla sui lati della carreggiata.

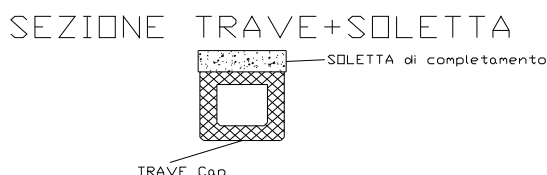
N.B. Per quanto riguarda l'azione sismica verticale, nella seguente opera non è stata presa in esame dato che la luce di ponte risulta essere inferiore ai 60m. Per quanto concerne le spalle di impalcato si è preso in esame la forza d'inerzia trasmessa dal sisma all'impalcato agli organi di appoggio.

8.2. SEZIONE DI VERIFICA

Le verifiche di resistenza sono state condotte sulle sezioni più significative dell'impalcato, quella in campata e quella in asse appoggio pile e due sezioni intermedie. Inoltre si riportano i valori di sollecitazione nelle quattro sezioni di verifica durante le varie fasi di vita della struttura.

Caratteristiche geometriche delle sezioni

Si riportano di seguito le caratteristiche geometriche delle sezioni di calcolo dell'impalcato, relativamente alle sezioni di verifica (campata e asse pile). In tutti i casi considerati, essendo l'area della sezione interna complessiva delle guaine previste (6+8 guaine di diametro interno 15mm) inferiore al 2% della sezione di conglomerato, nel calcolo si considera la sezione come non detratta dai fori.



Sezione in campata e asse appoggio:

Caratteristiche geometriche della sezione TRAVE c.a.p. pre-tesa

Altezza trave:	$H_T =$	0.65	m
Area appoggio:	$A_{c, trave} =$	0.4541	m^2
Area campata:	$A_{c, trave} =$	0.2828	m^2
Baricentro:	$y_g =$	0.305	m
Lembo sup:	$y_e =$	0.345	m
Momento d'inerzia:	$I =$	0.01388	m^4
Momento statico:	$S =$	0.08967	m^3
Modulo superiore:	$W_s =$	-0.0402	m^3
Modulo inferiore:	$W_i =$	0.0455	m^3

Caratteristiche geometriche della sezione TRAVE + SOLETTA

Altezza trave:	$H_T =$	0.65	m
Altezza soletta:	$H_S =$	0.25	m

Altezza totale:	$H_{TOT} =$	0.90	m
Area campata:	$A_{c, trave+sol} =$	0.437	m ²
Baricentro:	$y_g =$	0.459	m
Lembo sup:	$y_e =$	0.441	m
Momento d'inerzia:	$I =$	0.06749	m ⁴
Momento statico:	$S =$	0.20009	m ³
Modulo sup. trave:	$W_s =$	-0.353	m ³
Modulo inf. trave:	$W_i =$	0.147	m ³
Modulo sup. soletta:	$W_s =$	-0.153	m ³
Modulo inf. soletta:	$W_i =$	-0.353	m ³

S1: Sezione di campata: $x = 9.5m$

S2: Sezione di appoggio: $x = 0 m$

S3: Sezione intermedia: $x = 3.0m$

S4: Sezione intermedia: $x = 5.0m$

8.3. SOLLECITAZIONI RICAVATE

SOLLECITAZIONI FLETTENTI e taglianti NELLE SEZIONI DI VERIFICA

Si riporta di seguito un estratto dei risultati dell'elaborazione numerica. I dati riportati sono quelli necessari per i successivi calcoli di verifica delle sezioni individuate al paragrafo precedente. Le sollecitazioni flettenti sono espresse in KN m e quelle taglianti ed assiali in KN.

MOMENTI FLETTENTI [KNm]

COND	S1[9.5]m	S2[0m]	S3[3m]	S4[5m]
c.c.1	525.6	0	279.6	407.7
c.c.2 (N_{prec})	-2706.61	-2689.79	-2698.74	-2702.83
c.c.2 (M_{prec})	-510.73	-557.55	-509.24	-510.01
c.c.3	79.4	0	42.2	61.6
c.c.5	554.3	0	294.8	429.9

AZIONI TAGLIANTI [KN]

COND	S1[9.5m]	S2[0m]	S3[3m]	S4[5m]
c.c.1	0	110.7	75.7	52.4

c.c.3	0	16.7	11.4	7.9
c.c.5	0	116.7	79.8	55.3

I valori delle sollecitazioni riportati sono quelli non amplificati.

I coefficienti amplificativi delle sollecitazioni adottati per le verifiche agli S.L.U. sono i seguenti:

$\gamma_g=1.5$; per pesi propri e permanenti portati

$\gamma_q=1.5$; per carichi accidentali

$\gamma_{precomp}=0.85$; per la precompressione(valore più sfavorevole)

8.4. VERIFICA A FLESSIONE

8.4.1. Descrizione generale

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 TRAVE+SOLETTA:

σ_{p0} = tensione iniziale nella sezione di verifica =1260N/mm²

$\Delta\sigma_p$ = perdita per rilassamento dell'acciaio nei trefoli al rilascio

σ'_{p0} = tensione iniziale depurata delle perdite elastiche

$A_{fp,tot}$ = area totale dei cavi (24 trefoli 0.5" = 2232 mm²)

N_{p0} = $A_{fp,tot} \cdot \sigma'_{p0}$ = sforzo di precompressione iniziale

e = eccentricità cavo risultante - baricentro geometrico della sezione trave

M_{p0} = $N_{p0} \cdot e$ = momento di precompressione "isostatico"

M_{g0} = Momento dovuto al peso proprio trave

M_{tir} = $M_{p0} + M_{g0}$ = Momento di verifica al tiro

σ_s = $N_{p0}/A + M_{tir}/W_{sup}$ trave = tensione iniziale al lembo superiore

σ_i = $N_{p0}/A - M_{tir}/W_{inf}$ trave = tensione iniziale al lembo inferiore

M_{g1} = Momento dovuto al peso proprio soletta

$\Delta\sigma_s$ = M_{g1}/W_{sup} trave = tensione iniziale al lembo superiore

$\Delta\sigma_i$ = $- M_{g1}/W_{inf}$ trave = tensione iniziale al lembo inferiore

Si considerano positive le tensioni di trazione.

2) CADUTE DI TENSIONE:

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

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

Viscosità: $\Delta_{VISCOSITA'} = \phi_{VIS} \cdot \sigma_{cp} \cdot E_p / E_{cls}$

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

$\varepsilon_{RIT} = 0.00034$ valore ottenuto mediante MC90, EC2

$\phi_{VIS} = 2.00$ valore di normativa [2.00 MC90,EC]

$E_p = 196 \text{ KN/mm}^2$ modulo di elasticità cavi di precompressione

$E_{cls} = 42.3 \text{ KN/mm}^2$ modulo di elasticità calcestruzzo trave Rck55

$E_{cls} = 33.7 \text{ KN/mm}^2$ modulo di elasticità calcestruzzo soletta Rck35

$\sigma_{cp} =$ tensione nella fibra di conglomerato posta al livello del cavo di precompressione

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

Rilassamento:

Ipotizzando una riduzione nominale della tensione del 16% si ha che:

$\Delta\sigma_{r\infty} = 16\% \cdot 0.75 \cdot f_{ptk} = 223.68 \text{ N/mm}^2$

dove f_{ptk} è la tensione di rottura dell'acciaio armonico.

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:

$\Delta\sigma_{r\infty} = 16 \Delta\sigma_{r\infty} \cdot (\sigma_{p0} / f_{ptk} - 0.5)^2 = 81.1 \text{ N/mm}^2$

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:

$\sigma_p = \sigma_{spi} - \Delta_{TOT} \leq \sigma_{p,amm} = 0.6 \cdot f_{ptk} = 1116 \text{ N/mm}^2$

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

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

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

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

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

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

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

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

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

$$\Delta\sigma_{ss,perdite} = n [\Delta N_{pr}/A + \Delta M_{pr}/W_{sup} \text{ soletta}]$$

$$\Delta\sigma_{si,perdite} = n [\Delta N_{pr}/A - \Delta M_{pr}/W_{inf} \text{ soletta}]$$

3) CARICHI PERMANENTI PORTATI:

Si considera la variazione di sollecitazione flettente dovuta ai soli carichi permanenti portati (pavimentazione, parapetti, velette, cordoli, guardrail):

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

$$\Delta\sigma_{s,perm} = M_{per}/W_{sup} \text{ trave}$$

$$\Delta\sigma_{i,perm} = M_{per}/W_{inf} \text{ trave}$$

$$\Delta\sigma_{ss} = n M_{per}/W_{sup} \text{ soletta}$$

$$\Delta\sigma_{si} = n M_{per}/W_{inf} \text{ soletta}$$

$$\sigma'_s = \sigma_{ps} + \Delta\sigma_{s,perm}$$

$$\sigma'_i = \sigma_{pi} - \Delta\sigma_{i,perm}$$

$$\sigma_{sol \text{ sup}} = \Delta\sigma_{ss, \text{ perdite}} + \Delta\sigma_{ss}$$

$$\sigma_{sol \text{ inf}} = \Delta\sigma_{si, \text{ perdite}} - \Delta\sigma_{si}$$

4) CARICHI ACCIDENTALI: massimo momento positivo in campata:

Si considera la massima sollecitazione flettente positiva per effetto dei carichi accidentali esterni (carichi mobili, folla e carichi lineari aggiunti):

$$M(\text{accidentali}) = M(c.c.5+c.c.4)$$

$$\Delta\sigma_{s,acc} = M_{acc}/W_{sup} \text{ trave}$$

$$\Delta\sigma_{i,acc} = M_{acc}/W_{inf} \text{ trave}$$

$$\Delta\sigma_{ss,acc} = n M_{max}/W_{sup} \text{ soletta}$$

$$\Delta\sigma_{si,acc} = n M_{acc}/W_{inf} \text{ soletta}$$

$$\sigma_s = \sigma'_s + \Delta\sigma_{s,acc}$$

$$\sigma_i = \sigma'_i + \Delta\sigma_{i,acc}$$

$$\sigma_s = \sigma_{sol\ sup} + \Delta\sigma_{ss,acc}$$

$$\sigma_i = \sigma_{sol\ inf} - \Delta\sigma_{si,acc}$$

Si considerano positive 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), dal quale si ottiene, considerando i tassi di lavoro ammissibili fissati dalla vigente normativa, l'area minima necessaria di armatura "lenta" per riprendere lo sforzo T_R :

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

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

8.4.2. Verifiche Tensionali di esercizio

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 8.4.1. Nelle tabelle seguenti, tutte le tensioni dei lembi si intendono in N/mm², le caratteristiche della sollecitazione in KN e KNm, le lunghezze in mm, le aree in mm².

L'area di armatura lenta effettivamente prevista, superiore ed inferiore in direzione longitudinale all'impalcato, è la seguente:

SEZIONE IN CAMPATA:

SOLETTA

superiormente 5 ϕ 14/m (= 769 mm²)

inferiormente 5 ϕ 14/m (= 769 mm²)

TRAVE

superiormente 2 ϕ 10 (= 157 mm²); reggistaffe

inferiormente 2 ϕ 10 (= 157 mm²); reggistaffe

trefoli 1/2" n°24 (= 2232 mm²)

disposizione trefoli dal lembo inferiore della trave:

55mm n°_{trefoli} = 12

95mm n°_{trefoli} = 10

135mm n°_{trefoli} = 0

300mm n°_{trefoli} = 0

450mm n°_{trefoli} = 0

590mm n°_{trefoli} = 2

Tot = 24

SEZIONE IN APPOGGIO SPALLE:

SOLETTA

superiormente (5 ϕ 14+5 ϕ 18)/m (= 2040 mm²)

inferiormente $5\phi 14/m$ (= 769 mm²)

TRAVE

superiormente $2\phi 10$ (= 157 mm²)

inferiormente $5\phi 16+2\phi 10$ (= 1162 mm²)

trefoli $\frac{1}{2}$ " $n^{\circ}24$ (= 2232 mm²)

disposizione trefoli dal lembo inferiore della trave:

55mm $n^{\circ}_{\text{trefoli}} = 12$

95mm $n^{\circ}_{\text{trefoli}} = 10$

135mm $n^{\circ}_{\text{trefoli}} = 0$

300mm $n^{\circ}_{\text{trefoli}} = 0$

450mm $n^{\circ}_{\text{trefoli}} = 0$

590mm $n^{\circ}_{\text{trefoli}} = 2$

Tot = 24

In direzione trasversale si pongono tali armature:

SOLETTA

superiormente $5\phi 14/m$ (= 769 mm²)

inferiormente $5\phi 14/m$ (= 769 mm²)

CORDOLI E MARCIAPIEDI

longitudinalmente:

superiormente $6\phi 14/m$ (= 923 mm²)

inferiormente $6\phi 14/m$ (= 923 mm²)

trasversalmente:

staffe $\phi 12$ sagomate passo 200mm.

1) PRECOMPRESSIONE INIZIALE + PESO PROPRIO trave + soletta:

SEZ	S1[9.5m]	S2[0m]	S3[3m]	S4[5m]
σ_{p0}	1284.4	1284.4	1284.4	1284.4
$D\sigma_{p0}$	-71.76	-79.30	-75.29	-73.45
σ'_{p0}	1212.64	1205.10	1209.11	1210.95
N_{p0}	-2706.61	-2689.79	-2698.74	-2702.83
$e[\text{mm}], \text{vuoto}$	189	189	189	189
M_{p0}	-510.73	-507.55	-509.24	-510.01
M_{g0}	322.58		171.57	250.20
M_{g1}	203.06		108.00	157.50
M_{tir}	-218.37	-540.95	-369.39	-290.75
σ_s	-9.54	3.47	-3.45	-6.62
σ_i	-9.09	-20.30	-14.34	-11.61
$\Delta\sigma_s$	-5.05		-2.68	-3.91
$\Delta\sigma_i$	4.46		2.37	3.46

2) CADUTE DI TENSIONE:

SEZ	S1[9.5m]	S2[0m]	S3[3m]	S4[5m]
Δ_{RIT}	-82.3	-82.3	-82.3	-82.3
σ_{cp}	-20.7	-16.0	-18.5	-19.7
Δ_{VIS}	-192.0	-148.8	-171.8	-182.3
$\Delta\sigma_{sf}$	-274.3	-231.1	-254.1	-264.6
$\Delta\sigma_{r\infty}$	223.7	223.7	223.7	223.7
$\Delta'\sigma_{r\infty}$	-81.1	-76.8	-79.1	-80.1
Δ_{TOT}	-355.4	-308.0	-333.2	-344.8
$p\%$	27.7	24.0	25.9	26.8
σ_p	929.0	976.4	951.2	939.6
ΔN_{pr}	-793.3	-687.4	-743.7	-769.5
ΔM_{pr}	-149.7	-129.7	-140.3	-145.2
$\Delta\sigma_s$	2.69	2.33	2.53	2.61
$\Delta\sigma_i$	0.0060	0.0052	0.0056	0.0058
σ_s	-6.8	5.8	-0.9	-4.0
σ_i	-9.1	-20.3	-14.3	-11.6

3) CARICHI PERMANENTI PORTATI:

SEZ	S1[9.5m]	S2[0m]	S3[3m]	S4[5m]
M_{per}	58		31	45
$\Delta\sigma_{s,perm}$	-0.17		-0.09	-0.13
$\Delta\sigma_{i,perm}$	0.40		0.21	0.31
σ'_s	-7.0	5.8	-1.0	-4.1
σ'_i	-8.7	-20.3	-14.1	-11.3

4) SOLETTA:

SEZ	S1[9.5m]	S2[0m]	S3[3m]	S4[5m]
$\sigma_{ss,perm}$	-1.36		-0.72	-1.06
$\sigma_{si,perm}$	-0.59		-0.31	-0.46
$\Delta\sigma_{ss,perdite}$	-1.44	-1.25	-1.35	-1.40
$\Delta\sigma_{si,perdite}$	-1.45	-1.25	-1.36	-1.40
$\sigma_{sol\ sup}$	-2.81	-1.25	-2.08	-2.46
$\sigma_{sol\ inf}$	-2.04	-1.25	-1.67	-1.86

5) CARICHI ACCIDENTALI: massimo momento positivo:

SEZ	S1[9.5m]	S2[0m]	S3[3m]	S4[5m]
M_{max}	575		306	446
$\Delta\sigma_{ss,acc}$	-3.00		-1.59	-2.32
$\Delta\sigma_{si,acc}$	-1.30		-0.69	-1.01
$\Delta\sigma_{s,acc}$	-1.63		-0.87	-1.26
$\Delta\sigma_{i,acc}$	12.64		6.72	9.80
$x[mm]$	74.13		74.13	74.13
T_R	-42		-22	-33
A_{Lmin}	241		128	187
A_{Leff}	2046		2046	2046

8.5. VERIFICHE AGLI S.L.E.

Si riporta, di seguito, la verifica agli S.L.E. per le sezioni prese in esame sollecitate a momento flettente (sezioni S1,S2,S3,S4); la verifica viene condotta confrontando lo stato tensionale con le tensioni di esercizio dei rispettivi materiali costituenti la sezione composta.

SEZIONE S1:

SEZ. x=	combinaz.	combinaz.	combinaz.	combinaz.
9,5	a vuoto	rara	quasi.p.	freq.
$\sigma_{s,sol}$	-4,5	-7,5	-7,1	-6,3
$\sigma_{i,sol}$	-3,3	-4,6	-4,4	-4,1
σ_s	-8,2	-9,9	-9,7	-9,2
σ_i	-8,7	4,0	2,5	-1,0
			$\psi_2 =$	0,61
			$\psi_1 =$	0,89

SEZIONE S2:

SEZ. x=	combinaz.	combinaz.	combinaz.	combinaz.
0	a vuoto	rara	quasi.p.	freq.
$\sigma_{s,sol}$	-2,9	-2,9	-2,9	-2,9
$\sigma_{i,sol}$	-2,5	-2,5	-2,5	-2,5
σ_s	4,6	4,6	4,6	4,6
σ_i	-20,3	-20,3	-20,3	-20,3
			$\psi_2 =$	0,61
			$\psi_1 =$	0,89

N.B. cautelativamente non si è tenuto conto del contributo di sezione nella cavità delle travi nel tratto di ringrosso, il valore delle tensioni deve essere inferiore ai valori ricavati nella sez. S2.

SEZIONE S3:

SEZ. x=	combinaz.	combinaz.	combinaz.	combinaz.
3	a vuoto	rara	quasi.p.	freq.
$\sigma_{s,sol}$	-3,7	-5,3	-5,2	-4,7
$\sigma_{i,sol}$	-2,9	-3,6	-3,5	-3,3
σ_s	-2,2	-3,1	-3,0	-2,8
σ_i	-14,2	-7,4	-8,2	-10,0
			$\psi_2 =$	0,61
			$\psi_1 =$	0,89

SEZIONE S4:

SEZ. x=	combinaz.	combinaz.	combinaz.	combinaz.
5	a vuoto	rara	quasi.p.	freq.
$\sigma_{s,sol}$	-4,1	-6,5	-6,2	-5,6
$\sigma_{i,sol}$	-3,1	-4,1	-4,0	-3,7
σ_s	-5,4	-6,6	-6,5	-6,1
σ_i	-11,3	-1,5	-2,6	-5,3
			$\psi_2 =$	0,61
			$\psi_1 =$	0,89

Per quanto riguarda la verifica a fessurazione, nel caso di travi in c.a.p. andremo a calcolare il momento M_{cr} che produce la fessurazione nel lembo teso che nel nostro caso è la sezione in mezzzeria, soggetta a massimo momento positivo. Per far ciò è sufficiente porre la resistenza a trazione del calcestruzzo della trave, allora si ha che:

$$M_{cr} = [f_{ct} - \frac{N_p}{A} - \frac{e_p N_p y_g}{J}] \frac{J}{y_g} = [f_{ct} + |\sigma_p|] W_i$$

$$M_{cr} = 885 \text{KNm} > 453 \text{KNm} \text{ [pesi propri + permanenti portati]}$$

$$M_{cr} = 2016 \text{KNm} > 899 \text{KNm} \text{ [trave + soletta + permanenti portati + variabili]}$$

La freccia massima ottenuta a metà impalcato è pari ad:

$$f_{\max} = 35 \text{mm} < l/300 = 63.3 \text{mm}$$

8.5.1. Verifica delle tensioni principali:

La verifica delle tensioni principali nella sezione di appoggio consiste nel valutare le tensioni principali confrontandole con quelle di esercizio del calcestruzzo della trave in c.a.p. questo nella sezione dove la precompressione è totalmente attiva:

$$T_{\text{TRAVE+SOLETTA}, x=0.275} = T(\text{c.c.1}) = 107.5 \text{KN}$$

$$T_{\text{TOT}, x=0.275} = T(\text{c.c.1}) + T(\text{c.c.3}) + T(\text{c.c.4}) + T(\text{c.c.5}) = 107.5 + 16.2 + 0 + 113.3 = 237 \text{KN}$$

$$M_{\text{TOT}, x=0.275} = 66.1 \text{KNm}$$

TENSIONI AL RILASCIO DEI TREFOLI (t=0)

Sulla base delle caratteristiche geometriche della sezione già riportate al paragrafo precedente, si ottiene la tensione tangenziale massima dovuta al taglio, pari a:

$$T_g = 107.5 \text{ KN [Taglio dovuto al peso proprio]}$$

$$\tau_T = (T_g \cdot 1000 S_g) / (J_g \cdot b) = 0.11 \text{ N/mm}^2 \text{ [formula di Jourawski]}$$

Il tiro è pari a:

$$N_{po} = A_p \sigma_{po} = (93 \cdot 24) \cdot 1205.53 = 2691 \text{ KN [tiro depurato delle perdite elastiche]}$$

da cui si ricava la σ_G :

$$\sigma_G = \frac{N_{po}}{A} = \frac{2039000}{454100} = 4.49 \text{ N/mm}^2$$

con A sezione nel tratto di ringrosso.

Le tensioni principali valgono quindi:

$$\sigma_I = -\frac{\sigma_G}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_G}{2}\right)^2 + \tau^2}$$

$$\sigma_{II} = -\frac{\sigma_G}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_G}{2}\right)^2 + \tau^2}$$

$$\sigma_I = -4.49/2 + ((4.49/2)^2 + 0.11^2)^{1/2} = 0 \text{ N/mm}^2 < \bar{\sigma}_{CT}$$

$$\sigma_{II} = -4.49/2 - ((4.49/2)^2 + 0.11^2)^{1/2} = -4.493 \text{ N/mm}^2 < \bar{\sigma}_{CC}$$

Essendo le $\sigma_I \square \sigma_{II}$ inferiori alle tensioni di esercizio.

TENSIONI AL RILASCIO DEI TREFOLI (t=∞)

Sulla base delle caratteristiche geometriche della sezione già riportate al paragrafo precedente, si ottiene la tensione tangenziale massima dovuta al taglio, pari a:

$$T_{TOT} = 237 \text{ KN [Taglio totale]}$$

$$\tau_T = (T_g \cdot 1000 S_g) / (J_g \cdot b) = 0.23 \text{ N/mm}^2 \text{ [formula di Jourawski]}$$

$$M_{TOT} = 66.1 \text{ KNm}$$

$$\sigma_{CP} = -\frac{N_{po}}{A} - \frac{N_{po} e_p}{W_p} + \frac{M_{TOT}}{W_p} = -\frac{2691000}{454100} - \frac{2691000 \times 343}{2E^8} + \frac{66.1E^6}{2E^8} = -10.54 \text{ N/mm}^2$$

Cadute di tensione nei trefoli:

- Cadute per ritiro:

$$\Delta\sigma_{ps} = 82.3 \text{ N/mm}^2$$

- Cadute dovute alla viscosità:

$$\Delta\sigma_{pf} = |10.54| \text{ Es/Ec } \phi_{\infty} = 10.54 (196000/42272) 2 = 97.74 \text{ N/mm}^2$$

- Cadute per rilassamento:

$$\Delta\sigma_{ril} = 77.1 \text{ N/mm}^2$$

Quindi le cadute di tensione totali sono pari ad:

$$\Delta\sigma = 82.3 + 97.74 + 77.1 = 257.14 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta N_p = \Delta\sigma \cdot A_p = 257.14 (93 \cdot 24) = 574 \text{ KN}$$

Allora il tiro è pari a:

$$N_p = N_{p0} - \Delta N_p = 2691 - 574 = 2117 \text{ KN [tiro depurato delle perdite elastiche]}$$

da cui si ricava la σ_G :

$$\sigma_G = -\frac{N_{p0}}{A} = \frac{2117000}{454100} = -4.66 \text{ N/mm}^2$$

Le tensioni principali valgono quindi:

$$\sigma_I = -\frac{\sigma_G}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_G}{2}\right)^2 + \tau^2}$$

$$\sigma_{II} = -\frac{\sigma_G}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_G}{2}\right)^2 + \tau^2}$$

$$\sigma_I = -4.66/2 + ((4.66/2)^2 + 0.23^2)^{1/2} = 0 \text{ N/mm}^2 < \bar{\sigma}_{CT}$$

$$\sigma_{II} = -4.66/2 - ((4.66/2)^2 + 0.23^2)^{1/2} = -4.66 \text{ N/mm}^2 < \bar{\sigma}_{CC}$$

Essendo le $\sigma_I \leq \sigma_{II}$ inferiori alle tensioni di esercizio.

TENSIONI NEI TREFOLI TRAVE in CAP

Le tensioni nei trefoli nelle varie fasi di vita della struttura sono:

Strati	n° trefoli	hi mm	σ_{p0} tiro iniziale	$\sigma_{p\infty}$ perdite avv.	$\Delta\sigma_p$ carichi	tensione finale trefoli	x =	0	m
1° strato	12	55	1284,4	897,1	3,365548 4	900,5	<	1118,4	SI
2° strato	10	95	1284,4	897,1	3,032467 4	900,2	<	1118,4	SI
3° strato	0	135	1284,4	897,1	2,699386 4	899,8	<	1118,4	SI
4° strato	0	300	1284,4	897,1	1,325427 1	898,5	<	1118,4	SI
5° strato	0	450	1284,4	897,1	0,076373 3	897,2	<	1118,4	SI
6° strato	2	590	1284,4	897,1	-1,08941	896,0	<	1118,4	SI

8.6. VERIFICHE AGLI S.L.U.

8.6.1. VERIFICHE A MOMENTO FLETTENTE

Si riporta, di seguito, la verifica agli S.L.U. per le sezioni prese in esame sollecitate a momento flettente (sezioni S1,S2,S3,S4); la verifica viene condotta confrontando il momento resistente della sezione con il momento sollecitante ottenuto dalla combinazione di carico più gravosa per la verifica agli S.L.U.

$\gamma_g = \gamma_q = 1.5$ [per carichi propri, permanenti ed accidentali]

$\gamma_p = 0.85$ [per la precompressione]

Il massimo momento di progetto per la trave semplicemente appoggiata in campata è dato dalla seguente combinazione di carico :

$$M_{sd} = 1.5 M(c.c.1) + 0.85 M(c.c.2) + 1.5 M(c.c.3) + 1.5 M(c.c.5) = 1434 \text{ KNm}$$

Qui di seguito si riportano i valori delle sollecitazioni ottenute nelle sezioni di verifica, in forma tabellare, riportando il valore del momento resistente e i valori di sollecitazione a compressione e di trazione massimi da parte della trave precompressa.

	S1[m]	S3[m]	S4[m]	
SEZ. x=	9.5	3	5	
M_{sd,x,SLU} =	1434	617	1042	KN m

$M_{rdu,SLU} =$	1963	1963	1963	KN m
$N_{sd,SLU} =$	1651	1651	1651	KN [compressione]
$N_{rdu,SLU} =$	3043	3043	3043	KN [trazione]

Per quanto concerne la sezione di appoggio in asse pila, nel caso di sbalzo da 0.65m si considera il contributo di momento negativo all'appoggio che è dato dalla somma del momento di precompressione più il contributo dei carichi allo sbalzo.

$$M_{sd,SLU} = 1.5 M(c.c.1) + 0.85 M(c.c.2) + 1.5 M(c.c.3) + 1.5 M(c.c.5) = -447.9KNm$$

Dato che in appoggio oltre all'armatura dovuta ai trefoli abbiamo previsto l'introduzione di $5\phi 16$ nella parte sottostante per la ripartizione del taglio, si ha che il momento resistente è pari ad:

$$M_{rdu,SLU} = -570KNm$$

Al fine di evitare fessurazione agli appoggi, il momento di esercizio massimo in corrispondenza delle spalle è di:

$$M_{sd,SLE} = M(c.c.1) + M(c.c.2) + M(c.c.3) + M(c.c.5) = -298.7KNm$$

Al fine di ridurre lo stato di tensione nelle barre superiori poste nella soletta introduciamo all'armatura corrente ulteriori $5\phi 18$ [per una lunghezza pari ad $\cong 1/3$ della lunghezza delle travi] ottenendo una tensione nell'acciaio $\sigma_s = 185N/mm^2$ tale da garantire la verifica a fessurazione con apertura di fessurazione $w_k = 0.09 < 0.1$ per impalcati da ponte.

8.7. VERIFICA A TAGLIO

La verifica a taglio si esegue relativamente alle sezioni d'appoggio, le quali risultano maggiormente sollecitate a taglio dato che lo schema statico di impalcato è in semplice appoggio.

8.7.1. Verifica a taglio massimo

La verifica a taglio massimo corrisponde al caso di massimo carico mobile transitante. Il massimo taglio sulla sezione, considerando anche gli effetti del peso proprio e del carico permanente in prossimità della pila:

$$T_{TOT} = 1.5 T(c.c.1) + 1.5 T(c.c.3) + 1.5 T(c.c.5) = 367.5KN \text{ [trave appoggiata]}$$

	S1[m]	S2[m]	S3[m]	S4[m]	
SEZ. x=	9,5	0	3	5	
$V_{sd,x,SLU} =$	0,0	367,5	251,4	174,1	KN
$V_{rdu1,SLU} =$	188	188	188	188	KN
	SI	NO	NO	SI	$V_{rd1} > V_{sd}$

$V_{cc} =$	1364	1364	1364	1364	KN
$V_{cd,SLU} =$	243	243	243	243	KN
$V_{wd,SLU} =$	282	282	282	282	KN
$V_{rd,SLU} =$	525	525	525	525	KN

L'armatura a taglio è costituita da staffe $\phi 10$ poste a 200mm e $\phi 12$ poste a passo variabile secondo l'andamento del taglio lungo la trave. Quest'ultime hanno il compito di assorbire la forza di scorrimento agente tra trave e soletta, poiché trattasi di impalcato a struttura mista.

8.7.2. Verifica a taglio connessioni trave soletta

La verifica a scorrimento, consiste nel valutare la forza di scorrimento massima che si ha tra la sezione di appoggio e quella di mezzeria. Poiché il taglio nella trave in esame ha andamento triangolare, il passo delle staffe di collegamento risulta essere variabile da appoggio alla mezzeria.

Lo scorrimento si ottiene da Jourawsky, andando a considerare il momento statico della soletta più le armature omogeneizzate.

$$q_{sez,x} = T_x S / J_G$$

dove:

T_x = taglio nella sezione presa in esame

S = momento statico della soletta + le armature omogeneizzate

J_G = momento di inerzia baricentrico della sezione composta

Per metà campata di impalcato [$x = 0 \div 9.5m$] si ha che:

Dove la forza di scorrimento totale è pari ad:

sez. x =	$V_{sd}(x)$ [KN]	$q(x)$ [N/mm]	F_{scorr} [KN]	n°staffe totali	Δx sezioni	passo staffe
0	367	322,4	0,0	1	0	0
1	329	288,4	305,4	8	1	0,12
2	290	254,5	271,5	8	1	0,13
3	251	220,6	237,5	7	1	0,15
4	213	186,6	203,6	6	1	0,18
5	174	152,7	169,7	5	1	0,21
6	135	118,8	135,7	4	1	0,26
7	97	84,8	101,8	3	1	0,35
8	58	50,9	67,9	2	1	0,53
9	19	17,0	33,9	1	1	1,06
9,5	0	0,0	4,2	0	0,5	4,24

1531,217

1 44

$F_{scorrimento,tot} = 1531.2KN$

La forza di resistenza offerta dalla singola staffa $\phi 12$ è pari ad:

G070100 – relazione tecnica e di calcolo

$$F_{RD,staffa} = 35.9KN$$

$$n^{\circ}_{MIN} = F_{scorrimento,tot} / F_{RD} = 42.6[staffe]$$

Allora andremo a considerare un n° superiore di staffe pari ad **45** per metà luce di calcolo più quelle da introdurre nella zona retrostante all'appoggio. La forza complessiva resistente è pari ad:

$$F_{RD} = 1617.35KN$$

9. APPARECCHI D'APPOGGIO E GIUNTI

Dispositivi di appoggio e respingenti:

Nella seguente opera si adottano due tipi di dispositivi:

- Appoggi in Gomma armata;
- Respingenti costituiti da Strisce di gomma non armata.

I primi si adottano per i soli carichi verticali e vengono disposti al di sotto delle teste delle travi. I secondi vengono alloggiati tra il retro trave e il muro paraghiaia con la funzione di assorbire le sollecitazioni orizzontali dovute al sisma e alla azione di frenamento.

Nella verifica sismica bisogna verificare che il tratto di striscia di gomma armata competente ad una trave sia in grado di sopportare la pressione agente dalla forza orizzontale, mentre l'appoggio in gomma armata deve essere verificato per la massima forza verticale afferente ed per il massimo spostamento orizzontale. Le verifiche analizzate si riferiscono ai carichi competenti ad una trave di impalcato sottoposta ad un carico permanente ed accidentale.

Appoggi in gomma armata:

Gli apparecchi di appoggio previsti sono del tipo in gomma armata, di dimensioni in pianta 150x300, con strati in gomma interposti a piastre di acciaio. Tali appoggi vengono introdotti con lo scopo di far afferire il carico verticale alla sottostruttura. Tali dispositivi vengono verificati per carico verticale massimo agente e spostamento orizzontale massimo determinato dall'analisi. L'impalcato come descritto in precedenza è costituito da 19 travi in Cap. Vista la conformazione dell'impalcato da ponte, si trascurano eventuali effetti torcenti dovuti ai carichi orizzontali.

Di seguito si riportano le sollecitazioni massime scaturite dall'analisi:

Forze verticali gravanti all'appoggio:

Pesi propri +permanenti $V_{\text{STATICI}} = 146 \text{ KN}$

Accidentali $V_{\text{ACC}} = 115.3 \text{ KN}$

Scarico totale max $F_{\text{MAX}} = 261.3 \text{ KN}$

Si prevede l'utilizzo di appoggi rettangolari (appoggi tipo Algabloc NB o equivalente) 150x300mm con le seguenti caratteristiche:

$F_{\text{ULTIMA}} = 530 \text{ KN}$

Escursione max = 17.5mm

$n^{\circ}_{\text{gomme}} = 4$

$H_{\text{tot,dispositivo appoggio}} = 35 \text{ mm}$

$N^{\circ}_{\text{appoggi opera}} = 38$

Spostamento dovuto al sisma:

Per il calcolo dello spostamento in sommità muro spalla si considera la forza sismica competente ad una trave di impalcato e la rigidezza di una striscia da un metro di muro nelle ipotesi di schema statico a mensola incastrata alla base e nelle ipotesi cautelative di assenza di spinta passiva (nel tratto competente all'altezza dell'impalcato).

$F_{H\text{ SISMA}} = 292.3\text{KN}$; competente da una trave di impalcato

$K_{\text{MENSOLA}} = 3EJ/l^3 = 26342\text{N/mm}$

$u_{\text{SISMA}} = F/K = 11\text{mm} < 0.002H_{\text{MURO}} = 12\text{mm}$

Forze orizzontali gravanti sul dispositivo tipo ALGABLOC 250x400mm (o equivalente) per contrastare la forza d'inerzia totale dell'impalcato in senso trasversale nei blocchi di contrasto laterali:

Sisma trasversale $F_{H\text{ SISMA}} = 1015.4\text{KN}$ (forza sismica trave impalcato)

$F_{\text{RESISTENTE}} = 1250\text{KN}$

Respingenti in gomma non armata (strisce tipo Alga NS o equivalente):

La forza orizzontale scaturita dalle azioni sismiche e di servizio vengono assegnate ad una striscia in gomma non armata dell'altezza pari ad 20cm e di spessore 20mm.

Sisma longitudinale all'impalcato

Forze orizzontali gravanti sulla striscia 700x200mm per trave di impalcato:

Sisma longitudinale $F_{H\text{ SISMA}} = 292.3\text{KN}$ (forza sismica trave impalcato)

Frenamento $F_{H\text{ FREN.}} = 220/19\text{travi} \cong 12\text{KN}$

Area striscia ridotta $A_{\text{STRISCIA RIDOTTA}} = 135525\text{mm}^2$

Pressione agente $\sigma = 2.16\text{N/mm}^2 < 10\text{N/mm}^2$

Abbassamento sotto carico $u = 0.626\text{mm}$

Dispositivi di giunto:

Nella seguente opera si adottano come giunti di dilatazione in gomma (dispositivi Alga o equivalente) profili impermeabili da incassare nel pacchetto del manto di usura. Tale profilo deve assorbire gli spostamenti massimi dovuti all'azione della temperatura sull'impalcato (distribuzione uniforme di temperatura); considerando una variazione uniforme di temperatura pari a $\Delta t = 30^\circ$, la deformazione massima (calcolata sulla lunghezza complessiva di impalcato $L_{\text{tot}} = 20.3\text{m}$) vale:

$$\Delta L = L_{\text{TOT}} \times \alpha \times \Delta t = 20300 \times 1\text{E-}5 \times 30 = \pm 6.09\text{mm}$$

Si prevede quindi l'utilizzo di giunti di dilatazione impermeabili in gomma aventi un'escursione massima di $\pm 15\text{mm}$ (tipo Alga o equivalente) si vedano tavole di progetto.

10. ELABORATI DI CALCOLO

Si riporta di seguito gli elaborati di calcolo eseguiti con il programma Ponti della Sigma C relativi all'analisi dell'impalcato. Per una valutazione delle sollecitazioni ottenute sulla soletta di impalcato si è realizzato un modello mediante SAP2000, di tale modello si riportano i file di input ed output.

Per l'analisi delle sollecitazioni agenti sulle spalle di ponte e sui muri d'ala si è ricorso all'elaboratore elettronico, utilizzando i codici di calcolo MAX 7.0, di cui si riportano i tabulati dei file di input e i risultati di output al capitolo "Elaborati di calcolo" della presente relazione.

Tutti gli elaborati dei calcoli eseguiti con il calcolatore elettronico sono riportati in formato digitale in allegato separato.