

**CORRIDOIO PLURIMODALE ADRIATICO
ITINERARIO MAGLIE - SANTA MARIA DI LEUCA**

S.S. N° 275 "DI S. MARIA DI LEUCA"

LAVORI DI AMMODERNAMENTO E ADEGUAMENTO ALLA SEZ. B DEL D.M. 5.11.2001

S.S. 16 dal km 981+700 al km 985+386 - S.S. 275 dal Km 0+000 al km 37+000

1° Lotto: Dal Km 0+000 di prog. al Km 23+300 di prog.

PROGETTO DEFINITIVO

COD. BA283

PROGETTAZIONE: ANAS - COORDINAMENTO TERRITORIALE ADRIATICA

I PROGETTISTI

Ing. Alberto SANCHIRICO – Progettista e Coordinatore
Ing. Simona MASCIULLO – Progettista

COLLABORATORI

Geom. Andrea DELL'ANNA
Geom. Massimo MARTANO
Geom. Giuseppe CALO'

IL GEOLOGO

Dott. Pasquale SCORCIA

IL COORDINATORE IN FASE DI PROGETTAZIONE

Ing. Alberto SANCHIRICO

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Ing. Gianfranco PAGLIALUNGA

RESPONSABILE PROJECT MANAGEMENT PUGLIA

Ing. Nicola MARZI

ATTIVITA' DI SUPPORTO






08 - OPERE D'ARTE MAGGIORI - VIADOTTI E PONTI

Sovrappasso accesso alla Zona Artig. Di Maglie Nord (Comune di Maglie)

ST 28 - al km 0+600

Relazione di calcolo strutturale

CODICE PROGETTO		NOME FILE		REVISIONE	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROG. N. PROG.	T00_ST28_STR_RE01_D			
L0503A	D 1701	CODICE ELAB.	T00ST28STRRE01	D	-
D	OTTEMPERANZA PARERE AdB Puglia – PARERE CSLLPP	DATA	ing. D.Neri		
C	REVISIONE DEL PROGETTO DEFINITIVO	Gennaio 2019			
B	REVISIONE DEL PROGETTO DEFINITIVO	Ottobre 2018			
A	REVISIONE DEL PROGETTO DEFINITIVO	Giugno 2018			
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

INDICE

1.	PREMESSA	4
1.1	Descrizione dell'opera	4
1.2	Considerazioni sul progetto strutturale	6
2.	NORMATIVA E RIFERIMENTI	7
3.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	8
3.1	Calcestruzzo	8
3.2	Acciaio per cemento armato	8
3.3	Durabilità, prescrizioni sui materiali, scelta degli stati limite di fessurazione e dei copriferri	9
4.	CRITERI DI CALCOLO E DEFINIZIONE DELLE AZIONI	10
4.1	Criteri di calcolo	10
4.2	Definizione delle azioni	10
5.	COMBINAZIONI DI CARICO	11
6.	ANALISI DEI CARICHI	12
6.1	Azioni permanenti	12
6.1.1	Peso proprio degli elementi strutturali (g1)	12
6.1.2	Carichi permanenti portati (g2)	12
6.2	Deformazioni impresse	13
6.2.1	Precompressione	13
6.2.2	Cadute di tensione	14
6.2.3	Ritiro e viscosità (ϵ_2)	15
6.3	Azioni variabili da traffico	16
6.3.1	Carichi mobili (q1)	16
6.4	Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione (q3)	17
6.5	Azioni variabili di vento e neve (q5)	17
6.6	Azioni sismiche (q6)	17
7.	IMPALCATO - CARATTERISTICHE GEOMETRICHE	20
7.1	Generalità	20

S.S. 275 - Strada Statale Maglie - Santa Maria di Leuca	
Relazione di calcolo impalcato e sottostrutture - ST28	2
<hr/>	
8. IMPALCATO - ANALISI STRUTTURALE	24
8.1 Generalità	24
8.2 Descrizione del modello di calcolo	24
8.3 Descrizione dei carichi applicati	27
8.3.1 Carichi mobili (q1)	27
8.4 Diagrammi delle caratteristiche della sollecitazione	27
9. IMPALCATO - VERIFICA TRAVI PRINCIPALI	29
9.1 PREMESSA	29
9.2 VERIFICHE TRAVI	30
9.2.1 Combinazione di carico rara SLE – Verifiche dello stato tensionale	30
9.2.2 Combinazione di carico fondamentale SLU – Verifica a rottura	33
9.2.3 Combinazione di carico fondamentale SLU – Verifica a taglio	35
9.2.4 Carichi accidentali – Verifica di deformabilità	36
9.3 VERIFICA SOLETTA IN DIREZIONE TRASVERSALE	37
9.3.1 Combinazione di carico rara SLE – Verifiche dello stato tensionale e a fessurazione	37
9.3.2 Combinazione di carico eccezionale SLU – Urto in svio	38
9.4 VERIFICA TRAVERSI	39
9.4.1 Combinazione di carico rara SLE – Verifiche dello stato tensionale	39
9.4.2 Verifiche a taglio	39
10. SPALLE – VERIFICHE FONDAZIONE E ELEVEAZIONE	40
10.1 Analisi dei carichi	40
10.2 Condizioni di carico	46
10.3 Combinazioni di carico	47
10.4 Verifiche	48
10.4.1 Verifiche di stabilità – Ribaltamento	48
10.4.2 Verifiche strutturali – Plinto di fondazione – Mensola lato valle SLU	49
10.4.3 Verifiche strutturali – Plinto di fondazione – Mensola lato valle SLE	50
10.4.4 Verifiche strutturali – Plinto di fondazione – Mensola lato monte SLU	51
10.4.5 Verifiche strutturali – Plinto di fondazione – Mensola lato monte SLE	52
10.4.6 Verifiche strutturali – Muro di testata – Sezione di base SLU	53
10.4.7 Verifiche strutturali – Muro di testata – Sezione di base SLE	54

S.S. 275 - Strada Statale Maglie - Santa Maria di Leuca	
Relazione di calcolo impalcato e sottostrutture - ST28	3
10.4.8 Verifiche strutturali – Muro paraghiaia – Sezione di base SLU	55
10.4.9 Verifiche strutturali – Muro paraghiaia – Sezione di base SLE	56
10.4.10 Verifiche strutturali – Soletta di transizione – SLU	57
11. PILA – VERIFICHE ELEVAZIONE E FONDAZIONE	58
11.1 Geometria	58
11.2 Analisi dei carichi agenti	59
11.3 Condizioni di carico	61
11.4 Combinazioni di carico	62
11.5 Verifiche elevazione - SLU	63
11.5.1 Verifica a flessione	63
11.5.2 Verifica a taglio	64
11.6 Verifiche elevazione - SLE	65
11.7 Verifica per urto da traffico ferroviario	66
11.8 Verifica pulvino	67
11.9 Verifica plinto di fondazione - SLU	69
11.10 Verifica plinto di fondazione - SLE	71
12. APPARECCHI DI APPOGGIO, GIUNTI E VARCHI	72
13. ANALISI E VERIFICHE SVOLTE CON L'AUSILIO DEI CODICI DI CALCOLO	74
13.1 Origine, caratteristiche e affidabilità dei software di calcolo	74
13.2 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati	74
13.2.1 Ripartizione trasversale carico accidentale	74

1. PREMESSA

La presente relazione riguarda il dimensionamento strutturale dell'impalcato e delle sottostrutture dell'opera *Sovrapasso accesso alla Zona Artigianale di Maglie Nord (Comune di Maglie) ST 28 - al km 0+600* previsto nell'ambito dei lavori della S.S. N° 275 "DI S. MARIA DI LEUCA" AMMODERNAMENTO E ADEGUAMENTO AL D.M. 5.11.2001 S.S. 16 dal km 981+700 al km 985+386 - S.S. 275 dal Km 0+000 al km 37+000 1° Lotto: Dal Km 0+000 di prog. al Km 23+300 di prog.

1.1 Descrizione dell'opera

La presente relazione riguarda il dimensionamento strutturale dell'impalcato a travi prefabbricate precomprese, a trefoli pre-tesi, con sezione trasversale a "T" ad ala larga superiore di altezza pari a $H=90\text{cm}$ e il dimensionamento strutturale delle sottostrutture.

La piattaforma ha una larghezza bitumata variabile con lateralmente cordoli di dimensione minima pari a 0.75 in destra/sinistra sui quali sono montate le barriere di ritenuta bordo ponte.

L'impalcato è composto quindi da travi prefabbricate di calcestruzzo armato precompresso, affiancate e collegate superiormente dalla soletta di impalcato in calcestruzzo armato gettata in opera sulle ali superiori delle travi senza la necessità quindi di adoperare cassature di qualsiasi tipologia; lo schema statico di trave appoggiata è riferito alla luce di calcolo pari a 17.0 m.

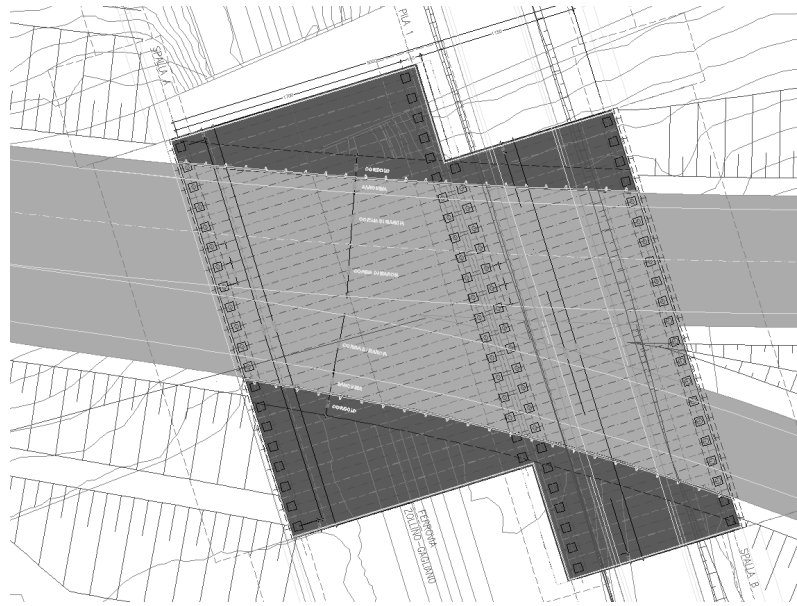
La sovrastruttura di impalcato è vincolata alle generiche sottostrutture spalle e/o pile mediante un sistema di dispositivi d'appoggio in *acciaio PTFE*.

L'opera ricade in zona sismica, pertanto, saranno considerate le azioni previste dalla normativa vigente *NTC 2018* così come riportato nei capitoli successivi.

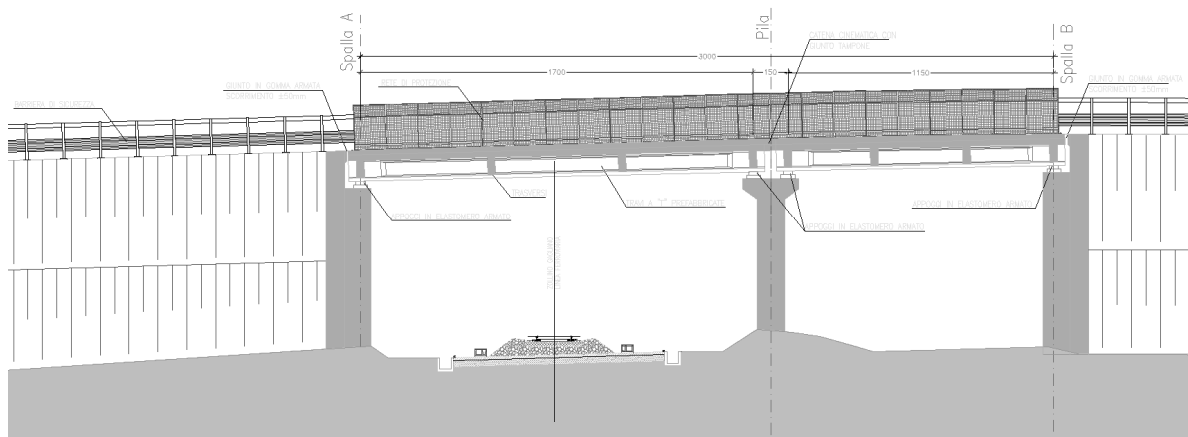
Il calcolo riportato nella presente relazione si intende relativo alle dimensioni principali tali da massimizzare le sollecitazioni agenti sulla struttura di impalcato; tali dimensioni sono riassunte di seguito.

- $L_{\text{calc}} = 17.0\text{m}$ – luce di calcolo maggiore;
- $B_{\text{trasv}} \cong 30.2\text{m}$ – dimensione trasversale impalcato;
- $n^{\circ}_{\text{trv}} = 20$ – numero di travi presenti sulla sezione trasversale.

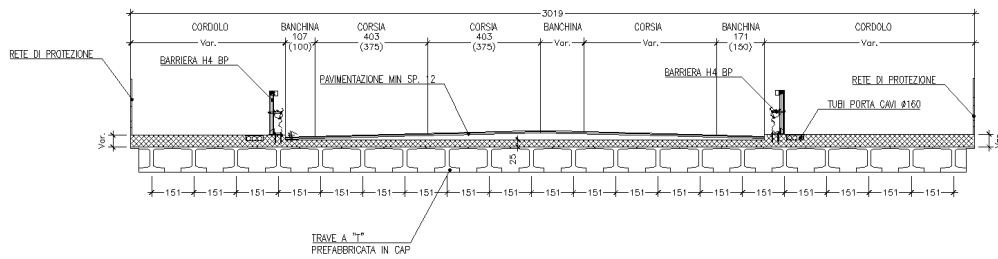
Nelle figure sottostanti si riportano le caratteristiche principali dell'opera in esame.



F 1. Planimetria generale



F 2. Profilo longitudinale



F 3. Sezione trasversale impalcato

1.2 Considerazioni sul progetto strutturale

Per il calcolo delle strutture si è fatto riferimento ai carichi mobili relativi ai ponti di 1^a categoria desunti dalle *NTC 2018*.

Trattandosi, nel funzionamento globale dell'impalcato, di un sistema con travi prefabbricate in c.a.p. e soletta gettata in opera in c.a., le azioni agenti vengono suddivise in due fasi, corrispondenti al grado di maturazione del getto di calcestruzzo della soletta e quindi alle differenti sezioni resistenti delle sezioni nelle due fasi.

- Fase 1: tale fase considera il peso proprio dell'impalcato realizzato con travi in c.a.p. e soletta ancora non collaborante;
- Fase 2: tale fase, con soletta collaborante, considera il peso dei successivi carichi permanenti applicati alla struttura (pavimentazione, marciapiedi/cordoli, barriere di sicurezza, etc.) ed il transito dei carichi mobili di esercizio.

Le verifiche vengono riportate per la campata di lunghezza maggiore in quanto per tutte le campate si utilizzano le stesse carpenterie di trave e gli stessi quantitativi di armatura.

2. NORMATIVA E RIFERIMENTI

I calcoli e le disposizioni esecutive sono conformi alle norme attualmente in vigore elencate nel seguito.

- [I] *D. M. Min. Il. TT. del 17 gennaio 2018 – Norme tecniche per le costruzioni;*
- [II] *Circolare 21 gennaio 2019 N.7 C.S.LL.PP. – Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme Tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018;*
- [III] *UNI EN 1990 (Eurocodice 0) – Aprile 2006: “Criteri generali di progettazione strutturale”;*
- [IV] *Linee guida sul calcestruzzo strutturale - Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale;*
- [V] *UNI EN 197-1 giugno 2001 – “Cemento: composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni;*
- [VI] *UNI EN 11104 marzo 2004 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”, complementari per l'applicazione delle EN 206-1;*
- [VII] *UNI EN 206-1 ottobre 2006 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”.*
- [VIII] *CNR 10024/86 – Analisi mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo.*

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

3.1 Calcestruzzo

Per il **magro di fondazione** si prevede l'utilizzo di un calcestruzzo classe **C12/15** ($R_{ck} \geq 15$ MPa).

Per le **fondazioni delle spalle, pile e per la soletta di transizione** si prevede l'utilizzo di un calcestruzzo classe **C28/35** ($R_{ck} \geq 35$ MPa).

Per le **elevazioni spalle, pile, baggioli e ritegni sismici** si prevede l'utilizzo di un calcestruzzo classe **C32/40** ($R_{ck} \geq 40$ MPa).

Per le **predalle, la soletta di impalcato e cordoli** si prevede l'utilizzo di un calcestruzzo classe **C35/45** ($R_{ck} \geq 45$ MPa).

Per le **travi in c.a.p.** si prevede l'utilizzo di un calcestruzzo classe **C45/55** ($R_{ck} \geq 55$ MPa).

3.2 Acciaio per cemento armato

Per le armature metalliche si adottano tondini in acciaio saldabile del tipo **B450C** controllato in stabilimento caratterizzato dai seguenti valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento e rottura da utilizzare nei calcoli:

$$f_{y\ nom} = 450\ MPa$$

$$f_{t\ nom} = 540\ MPa.$$

L'acciaio **B450C** deve rispettare le caratteristiche riportate nella seguente tabella.

Proprietà	Requisito	Fratte (%)
Tensione caratteristica di snervamento $\Rightarrow f_{yk}$	≥ 450 MPa	5.0
Tensione caratteristica di rottura $\Rightarrow f_{tk}$	≥ 540 MPa	5.0
$(f_t/f_y)_k$	≥ 1.15 ≤ 1.35	10.0
$(f_t/f_{ynom})_k$	≤ 1.25	10.0
Allungamento totale al carico massimo $\Rightarrow (A_{gt})$	$\geq 7.5\%$	10.0
Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90° e successivo raddrizzamento senza cricche:		
$\phi < 12$	4 ϕ	
$12 \leq \phi \leq 16$	5 ϕ	
$16 < \phi \leq 25$	8 ϕ	
$25 < \phi \leq 40$	10 ϕ	

T.1 Caratteristiche dell'acciaio

3.3 Durabilità, prescrizioni sui materiali, scelta degli stati limite di fessurazione e dei copriferri

Il calcestruzzo deve essere in grado di resistere in maniera soddisfacente alle condizioni ambientali e di lavoro cui è sottoposto durante la vita dell'opera. Nella presente sezione si valutano pertanto le caratteristiche dei calcestruzzi (resistenza caratteristica, copriferri, ecc.) da impiegare per la realizzazione delle diverse parti dell'opera in oggetto tali da conseguire il requisito di durabilità richiesto.

In relazione alle classi di esposizione ambientale definite nella *UNI EN 206-1* e nella *UNI 11104*, sono state attribuite ai diversi elementi strutturali le seguenti classi di esposizione alle quali sono state associate le condizioni ambientali:

<i>fondazioni spalle</i>	<i>XC2</i>	<i>c.a. ordinarie;</i>
<i>elevazioni spalle</i>	<i>XC4</i>	<i>c.a. aggressive;</i>
<i>soletta impalcato</i>	<i>XC4+XD1</i>	<i>c.a. aggressive.</i>

L'armatura deve essere protetta da un adeguato ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) dimensionato in funzione dell'aggressività dell'ambiente e della sensibilità delle armature alla corrosione, tenendo anche conto della tolleranza di posa delle armature.

La distanza tra la parete interna del cassero e la generatrice dell'armatura metallica più vicina, individua il cosiddetto "*copriferro nominale*".

Considerate le classi di esposizione ambientale, la tipologia delle opere e le classi del calcestruzzo impiegato, i valori del copriferro minimo sono assunti pari a:

Elemento	<i>Copriferro minimo di progetto c_{min} (mm)</i>
Fondazione spalle/pile	40
Elevazione spalle/pile	40
Soletta impalcato e travi in c.a.p.	35

T.1 Copriferri minimi

4. CRITERI DI CALCOLO E DEFINIZIONE DELLE AZIONI

4.1 Criteri di calcolo

In ottemperanza al *D.M. del 17.01.2018*, i calcoli sono condotti con il metodo semiprobabilistico agli stati limite. Per l'analisi strutturale, volta alla valutazione degli effetti delle azioni per gli *SLU*, si adotta il metodo dell'analisi elastica lineare. Per la determinazione degli effetti delle azioni, le analisi vengono effettuate assumendo:

- sezioni interamente reagenti con rigidzze valutate omogeneizzando rispetto all'acciaio ad eccezione delle zone interessate dalla fessurazione dove la rigidzza è valutata riferendosi al solo acciaio di armatura lenta disposta in soletta;
 - relazioni tensioni deformazioni lineari;
 - valori medi del modulo di elasticità.

Le unità di misura adottate sono i "m" per le lunghezze, "kN e m" per le forze e le sollecitazioni, i "N e mm" per le tensioni (ovvero *MPa*).

4.2 Definizione delle azioni

L'opera in esame è un ponte stradale; le azioni da considerare nella progettazione sono pertanto:

- le azioni permanenti;
- le distorsioni, ivi comprese quelle dovute a presollecitazioni di progetto e quelle di origine termica;
- le azioni variabili da traffico;
- le azioni variabili da vento e neve;
- le azioni eccezionali;
- le azioni sismiche.

Per l'impalcato in esame non sono state considerate le azioni da vento e neve poiché non dimensionanti; le azioni eccezionali non sono presenti.

5. COMBINAZIONI DI CARICO

Nel presente capitolo vengono definite le combinazioni di carico utilizzate nei calcoli.

Ai fini delle verifiche agli stati limite, in accordo con la [I], si definiscono le seguenti combinazioni di azioni:

- Combinazione *FONDAZIONALE (FO)*, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_{G3} G_3 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \Psi_{02} \cdot \gamma_{Q2} \cdot Q_{k2} + \Psi_{03} \cdot \gamma_{Q3} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione *RARA (RA)*, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + G_3 + P + Q_{k1} + \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \Psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione *SISMICA (SIS)*, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica:

$$E + G_1 + G_3 + P + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \Psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_i \Psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

I valori del coefficiente Ψ_{2i} sono quelli riportati nelle tabelle della norma; la stessa propone nel caso di ponti, e più in generale per opere stradali, di assumere per i carichi dovuti al transito dei mezzi $\Psi_{2i} = 0$.

Di seguito si riporta la matrice di combinazioni implementata.

- MATRICE CONDIZIONI/COMBINAZIONI												
cond\comb	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
REALIZZAZIONE	0	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1	1	1	1	1
PERM SP	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1	1	1	1	1
ACC SP	0	0	1.35	1.35	1.35	1.35	0	0	0	0	0	0
PERM IMP	0	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1	1	1	1	1
ACC IMP - Nmax	0	0	1.35	1.0125	1.0125	1.35	0	0	0	0	0	0
FOLLA	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
ST	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1	1	1	1	1
SA	0	0	1.35	1.0125	1.0125	1.35	0	0	0	0	0	0
VARTEMPD	0	0	0.72	1.2	0.72	1.2	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
VARTEMPU	0	0	0.72	1.2	0.72	1.2	0	0	0	0	0	0
FR	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
VENTO	0	0	0.9	0.9	1.5	1.5	0	0	0	0	0	0
SIS SP L	0	0	0	0	0	0	1.00	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30
SIS SP T	0	0	0	0	0	0	0.30	1.00	0.30	0.30	1.00	0.30
SIS SP V	0	0	0	0	0	0	0.30	0.30	1.00	-0.30	-0.30	-1.00
SIS IMP L	0	0	0	0	0	0	1.00	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30
SIS IMP T	0	0	0	0	0	0	0.30	1.00	0.30	0.30	1.00	0.30
SIS IMP V	0	0	0	0	0	0	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30	1.00
DS	0	0	0	0	0	0	1.00	0.30	0.30	1.00	0.30	0.30
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12

T.1 Matrice Combinazioni di carico SLU STATICHE (STR) e SLU SISMICHE (SLV)

6. ANALISI DEI CARICHI

Nel seguente capitolo, sulla base di quanto riportato al capitolo precedente, si descrivono i carichi elementari assunti per le verifiche di resistenza in esercizio ed in presenza dell'evento sismico per la struttura in oggetto.

6.1 Azioni permanenti

Per i materiali si assumono i seguenti pesi specifici:

- calcestruzzo armato:	25 kN/m ³
- rilevato	19 kN/m ³
- sovrastruttura stradale	22 kN/m ³

6.1.1 Peso proprio degli elementi strutturali (g1)

Impalcato a travi prefabbricate in c.a.p.

Il peso della travi della sezione "corrente" è assunto pari a

$$p_{\text{travi-sez mezzeria}} = 25 \times 0.366 = 9.15 \text{ kN/m per ogni singola trave.}$$

Per la sezione ringrossata si considera in prima approssimazione un peso pari a:

$$p_{\text{travi-sez appoggio}} = 1.1 \times 9.15 \cong 10.1 \text{ kN/m per ogni singola trave.}$$

Soletta

Per lo spessore della soletta si è considerato uno spessore di 0.25 m per una larghezza di influenza della singola e generica trave di 1.52 m, per cui si ha:

$$p = 0.25 \times 1.52 \times 25 = 9.5 \text{ kN/m per ogni singola trave.}$$

6.1.2 Carichi permanenti portati (g2)

I carichi permanenti portati (per metro lineare di struttura) sono i seguenti

- sovr. stradale ($s \cong 0.11\text{m}$)	$0.11 \times 22 = 2.42 \text{ kPa}$
- marciapiedi-cordoli ($s_{\text{medio}} \cong 0.20\text{m}$)	$0.2 \times 25 = 5.0 \text{ kPa}$
- velette prefabbricate	$2 \times (1.5 \times 0.12) \times 25 = 9.0 \text{ kN/m}$
- elementi di ritenuta (NJ+barriera)	$6 + 1.5 = 7.5 \text{ kN/m}$
- parapetti/reti di protezione	$2 \times 0.5 = 1.0 \text{ kN/m.}$

6.2 Deformazioni impresse

6.2.1 Precompressione

Si riportano di seguito le valutazioni del carico di precompressione delle travi di impalcato. Il sistema di precompressione, previsto con trefoli pre-tesi, è composto per tutta la lunghezza della travata tipologica da 20 trefoli (2 trefoli superiori + 18 trefoli inferiori) da 0.6" ovvero con area del singolo trefolo pari a 140mm².

L'acciaio da precompressione è caratterizzato, in accordo con la normativa vigente, dalle tensioni caratteristiche riportate di seguito:

- $f_{ptk} \geq 1860$ MPa;
- $f_{p(1)k} \geq 1670$ MPa.

Il modulo elastico per tale acciaio è assunto pari a:

$$- E_s \cong 1.95 \times 10^8 \text{ kPa.}$$

La massima tensione di trazione in esercizio è pari a:

$$\sigma_p = 0.8 \times f_{p(1)k} = 1068.8 \text{ MPa.}$$

La massima tensione iniziale all'atto della tesatura è pari a:

$$\sigma_{spi} = \min (0.85 \times f_{p(1)k}; 0.75 \times f_{ptk}) = \min (1420; 1395) = 1395 \text{ MPa.}$$

E' ammessa una sovratensione non superiore a $0.05 \times f_{p(1)k} \cong 83.5$ MPa.

La massima tensione iniziale all'atto della tesatura è assunta pari a:

$$\sigma_{spi-MAX} \cong 1395 \text{ MPa.}$$

6.2.2 Cadute di tensione

Si riportano di seguito le valutazioni sulle cadute di tensione del sistema di precompressione dell'impalcato. Tutte le cadute di tensione sono valutate nel rispetto di quanto previsto nella normativa vigente.

- Perdite di precompressione			
- Caratteristiche dei materiali impiegati			
<i>Acciaio da precompressione</i>			
$f_{ptk} =$	1860	N/mm ²	(tensione caratteristica di rottura)
$f_{p(1)k} =$	1670	N/mm ²	(tensione caratteristica all'1% di def.)
$E_p =$	195000	N/mm ²	(modulo elastico)
<i>calcestruzzo</i>			
$f_c =$	46	N/mm ²	
$E_{C0p} =$	36416	N/mm ²	(modulo elastico)
- Caratteristiche geometriche			
$A_{trave} =$	0.3662	m ²	(area della sezione di calcestruzzo)
$A_{cavi} =$	28.0	cm ²	(area complessiva dei cavi della prec.)
$1/A_{trave,om} =$	2.630	m ⁻²	(1/area della sezione omogeneizzata)
$1/W_{b,cavi} =$	5.931	m ⁻³	(1/modulo di resistenza della fibra di cls in corrispondenza del baricentro dei cavi)
- tensione iniziale			
$\sigma_0 =$	1395.0	N/mm ²	(tensione iniziale al martinetto)
ver.	< 0.85 $f_{p(1)k} = 1420$ MPa		con sovratensione 0.05 $f_{p(1)k}$ si ha 1587 MPa
	< 0.75 $f_{ptk} = 1395$ MPa		con sovratensione 0.05 $f_{p(1)k}$ si ha 1572 MPa
- perdite iniziali			
<i>perdite di tensione per deformazione istantanea del calcestruzzo</i>			
$\Delta\sigma_{db} = E_p/E_{C0} \times A_{torons}/A_{poutre} \times \sigma_0$	57.1	N/mm ²	(perdite di tensione istantane = 4.1% del valore iniziale)
$\sigma_{0,1} = \sigma_0 - \Delta\sigma_{db} =$	1337.9	N/mm ²	(tensione in seguito alle perdite istantane)
<i>Perdite di tensione per attrito</i>			
f	0.00	-	
β	0.E+00	rad/m	
$\alpha = 5^\circ$	0.E+00	rad	
$L =$	0.0	m	(lunghezza cavo alle sezioni di verifica)
$\Delta\sigma_{attrito} =$	0.0	N/mm ²	(perdita di tensione per attrito)
$\sigma_{0,1} = \sigma_0 - \Delta\sigma_{db} - \Delta\sigma_{attrito}$	1337.9	N/mm ²	(tensione in seguito alle perdite istantane)
- perdite finali			
<i>perdita di tensione per il ritiro del calcestruzzo</i>			
$\epsilon_{rit} =$	0.00030	-	
$\Delta\sigma_{rel} = E_p \times \epsilon_{rit} =$	58.5	N/mm ²	
<i>perdita di tensione per il fluage</i>			
$\sigma_{b,cavi} =$	8.2	N/mm ²	(tensione nel calcestruzzo al livello del baricentro dei cavi)
$\Delta\sigma_{f1} = 2.2 \times \sigma_{b,cavi} \times E_s/E_{c0} =$	96.2	N/mm ²	
<i>perdita di tensione per il rilassamento dell'acciaio</i>			
trefolo stabilizzato	si	-	
$\Delta\sigma_{rel} =$	81.8	N/mm ²	($\Delta\sigma_{rel}$ tenendo conto di un $t=500000$ ore)
- tensione finale			
$\Delta\sigma_{rel} + \Delta\sigma_{f1} + \Delta\sigma_{rel}$	236.5	N/mm ²	(perdite di tensione lente = 17.0% del valore iniziale)
$\sigma_{inf} = \sigma_{0,1} - \Delta\sigma_{rel} + \Delta\sigma_{f1} + \Delta\sigma_{rel}$	1101.4	N/mm ²	(tensione finale dei trefoli)
ver	< 0.80 $f_{p(1)k} = 1336$ MPa		

6.2.3 Ritiro e viscosità (ϵ_2)

La deformazione totale da ritiro assunta nel predimensionamento è pari a:

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca} \cong 3 \times 10^{-4};$$

dove:

ϵ_{cs} è la deformazione totale per ritiro;

ϵ_{cd} è la deformazione per ritiro da essiccamento;

ϵ_{ca} è la deformazione per ritiro autogeno.

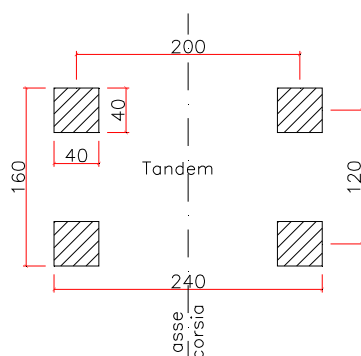
6.3 Azioni variabili da traffico

6.3.1 Carichi mobili (q_1)

Ai fini della determinazione delle azioni variabili da traffico, l'opera in oggetto è considerata come un ponte stradale di 1° **Categoria**. In relazione alla geometria della strada soprastante l'opera in esame si riportano le caratteristiche delle corsie convenzionali.

$w = \text{var.}$	larghezza di carreggiata;
$n_l = 3$	numero di corsie convenzionali;
$w_l = 3.0 \text{ m}$	larghezza di una corsia convenzionale;
$w - (3.0 \times n_l)$	parte rimanente.

Le azioni variabili del traffico, comprensive degli effetti dinamici, sono definite mediante lo schema di carico 1 e lo schema di carico 2. Lo schema di carico 1 (schema dimensionante per le travi prevede:
 - il carico $Q_{1,k}$ costituito da un mezzo convenzionale a due assi (carico tandem) posti ad un interasse di 1.20m lungo il senso di marcia e caratterizzati da una larghezza di 2.40m (comprese le dimensioni delle impronte);
 - il carico ripartito $q_{1,k}$



F 4. Schema di carico 1 – Carico tandem

Trattandosi di ponte di 1° Categoria si considerano le intensità dei carichi riportate nella tabella seguente.

Posizione	Carico asse Q_{ik} (kN)	Carico ripartito q_{ik} (kN/m ²)
Corsia n. 1	300	9.00
Corsia n. 2	200	2.50
Corsia n. 3	100	2.50
Parte rimanente	0.00	2.50

T.2 Intensità dei carichi Q_{ik} e q_{ik} per le diverse corsie

Nelle verifiche si considerano tutte le disposizioni dei carichi variabili da traffico in maniera tale da massimizzare le sollecitazioni flettenti e taglianti (massima densità di carico, massima eccentricità del carico risultante e massimo "carico centrato") nel rispetto del numero massimo di corsie individuabili secondo norma.

6.4 Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione (q3)

Si riporta di seguito la valutazione dell'azione risultante di frenamento o di accelerazione q_3 per l'impalcato in esame.

$$q_3 = (0.6 \times 2 \times Q_{1k}) + (0.1 \times q_{1k} \times w_{1k} \times L) \cong 406 \text{ kN}$$

con $L \cong 17.0$ m. Ovviamente l'azione di frenamento o di accelerazione non risulta dimensionante né per l'impalcato né per le sottostrutture.

6.5 Azioni variabili di vento e neve (q5)

L'azione del vento è assimilata ad un carico orizzontale diretto perpendicolarmente all'asse del tracciato. Tale azione si considera agente sul piano verticale delle superfici direttamente investite. La superficie dei carichi transitanti sul ponte è assimilata ad una parete rettangolare continua dell'altezza di 3.0 m a partire dal piano stradale. L'altezza della superficie esposta è pertanto pari a circa 4.3 m ($3+0.11+0.25+0.9$). La pressione del vento considerata in prima approssimazione è pari a $p = 2.5$ kPa. L'azione del carico neve si ritiene trascurabile.

6.6 Azioni sismiche (q6)

In sede di revisione del presente Progetto Definitivo si è valutata la categoria di sottosuolo secondo le nuove indicazioni ($V_{s,eq}$) del D. M. Min. Il. TT. del 17 gennaio 2018. In questa opera la categoria di sottosuolo determinata con i criteri ($V_{s,30}$) della precedente norma rimangono invariati. In particolare, si fa riferimento ai seguenti parametri legati all'opera:

La vita nominale (V_N) dell'opera è stata assunta pari a:

$$V_N = 50 \text{ anni.}$$

La classe d'uso assunta è la **IV**, il coefficiente d'uso risulta pertanto pari a:

$$C_U = 2.0$$

Il periodo di riferimento (V_R) per l'azione sismica, data la vita nominale e la classe d'uso vale:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 100 \text{ anni}$$

I parametri legati al sito e alle caratteristiche del terreno risultano i seguenti:

- Comune: Maglie (Long. 18.2849; Lat. 40.1404)
- Categoria di sottosuolo: A
- Condizione topografica: T1

Il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R espresso in anni, vale:

- $T_R(\text{SLV}) = 949$ anni;
- $T_R(\text{SLD}) = 101$ anni;

Dato il valore del periodo di ritorno suddetto tramite la mappatura messa a disposizione in rete dall'*Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV)*, è possibile definire i valori di a_g , F_0 , T^*_c .

a_g accelerazione orizzontale massima del terreno su suolo di categoria A, espressa come frazione dell'accelerazione di gravità;

- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;
- S coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T).

I valori delle caratteristiche sismiche (a_g , F_0 , T_c^*) per sono riportati nella seguente tabella:

STATO LIMITE	T_R	a_g	F_0	T_c^*
[-]	[anni]	[g]	[-]	[s]
SLV	949	0.078	2.571	0.477
SLD	101	0.029	2.380	0.284

T.3 Valori delle caratteristiche sismiche (a_g , F_0 , T_c^*) per il sito

L'accelerazione massima attesa al sito viene ricavata mediante la seguente relazione:

$$- \text{SLV} \Rightarrow a_{max} = S \times a_g = 1.0 \times 0.078 \times g \cong 0.078 \times g;$$

dove:

$$S = S_S \times S_T = 1.0 \times 1.0 = 1.0;$$

$$S_S = 1.0 \quad \text{coefficiente di amplificazione stratigrafica (sottosuolo tipo A);}$$

$$S_T = 1.0 \quad \text{coefficiente di amplificazione topografica.}$$

$$- \text{SLD} \Rightarrow a_{max} = S \times a_g = 1.0 \times 0.029 \times g \cong 0.029 \times g;$$

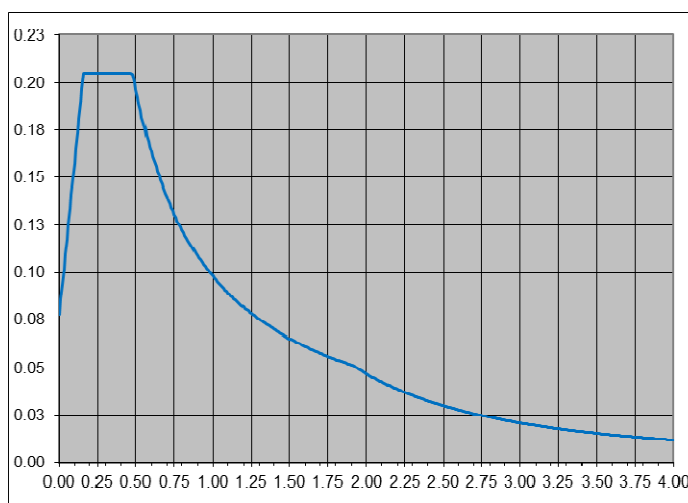
dove:

$$S = S_S \times S_T = 1.0 \times 1.0 = 1.0;$$

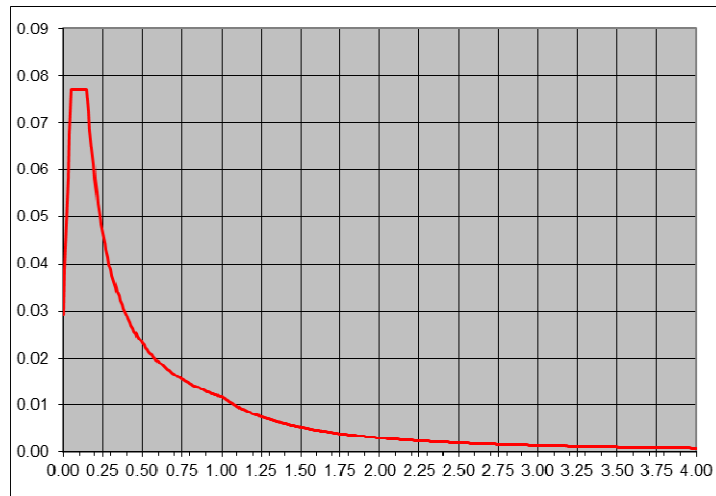
$$S_S = 1.0 \quad \text{coefficiente di amplificazione stratigrafica (sottosuolo tipo A);}$$

$$S_T = 1.0 \quad \text{coefficiente di amplificazione topografica.}$$

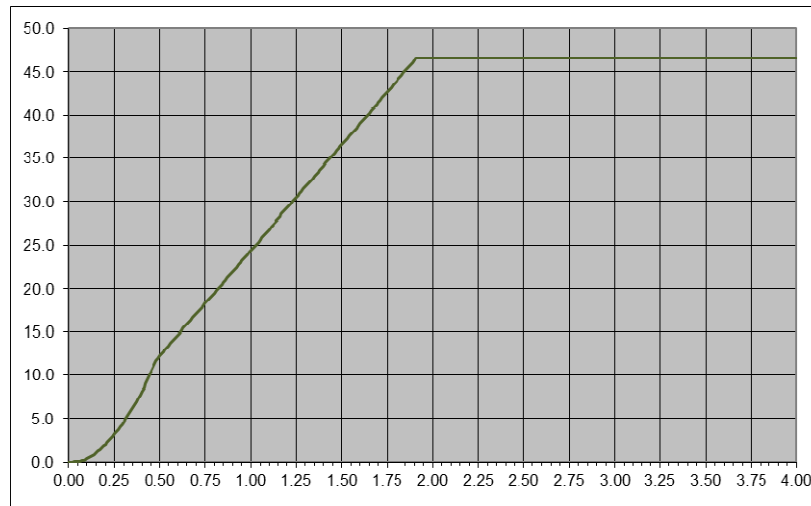
Di seguito si illustrano gli spettri elastici utilizzati nei calcoli. In particolare si osserva che il sisma verticale viene considerato solamente per le verifiche delle spalle mentre viene trascurato sia per le verifiche dell'impalcato che per quelle delle pile.



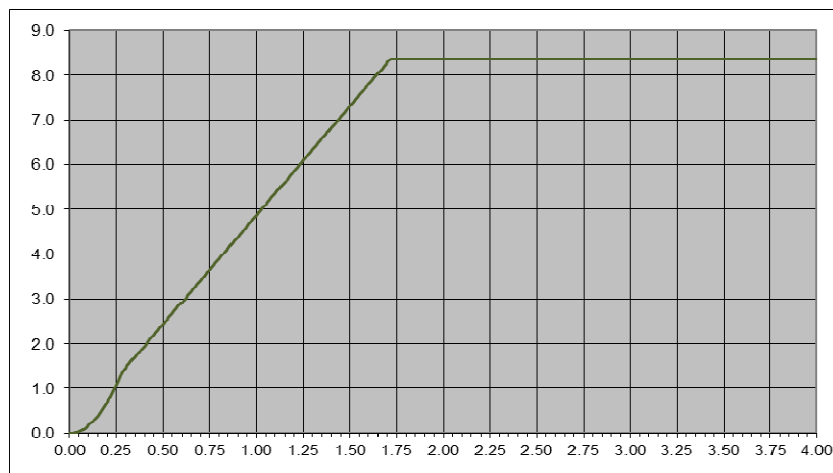
F 5. Spettro elastico in accelerazione componente orizzontale **SLV**



F.6. Spettro elastico in accelerazione componente verticale **SLV**



F.7. Spettro elastico in spostamento orizzontale **SLV**



F.8. Spettro elastico in spostamento orizzontale **SLD**

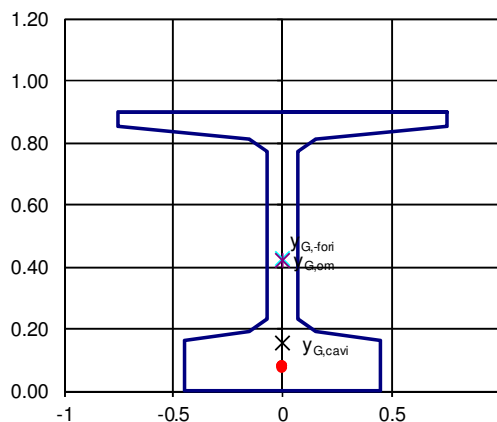
7. IMPALCATO - CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

7.1 Generalità

Di seguito le caratteristiche geometriche della sezione "trave" e della sezione "trave+soletta".

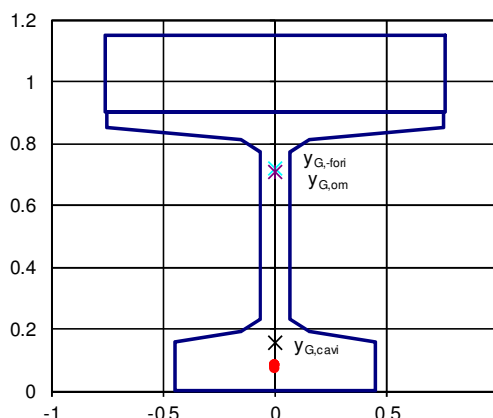
-Caratteristiche sezione di cls							
	bs(m)	bi(m)	hi(m)	Ai(m ²)	Si.s'(m ³)	Ji.s(m ⁴)	Ji(m ⁴)
1.s	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2.s	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
3.s	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1.t	1.500	1.500	0.0500	0.075	0.002	0.000	0.000
2.t	1.500	0.300	0.0400	0.036	0.002	0.000	0.000
3.t	0.300	0.140	0.0400	0.009	0.001	0.000	0.000
4.t	0.140	0.140	0.5400	0.076	0.030	0.012	0.002
5.t	0.140	0.300	0.0400	0.009	0.006	0.004	0.000
6.t	0.300	0.900	0.0300	0.018	0.013	0.010	0.000
7.t	0.900	0.900	0.1600	0.144	0.118	0.097	0.000
8.t	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Σ			0.900	0.366	0.173	0.123	0.002
h sol. =	0.000	m	(altezza della soletta)				
h tr. =	0.900	m	(altezza della trave)				
h tot =	0.900	m	(altezza totale)				
A =	0.366	m ²	(area della sezione)				
S.s' =	0.173	m ³	(momento statico rispetto all'estradosso)				
yG.tot =	0.472	m	(posizione del bar. rispetto all'estradosso)				
yG.s' =	-	m	(distanza del bar. dall'estradosso)				
yG.s =	0.4716	m	(distanza del bar. dall'estradosso trave)				
yG.i =	0.4284	m	(distanza del bar. dall'intradosso trave)				
JG. =	0.0437	m ⁴	(momento principale d'inerzia)				
1/A =	2.7307	m ⁻²	(1/area della sezione)				
1/Ws' =	-	m ⁻³	(1/modulo di resistenza della fibra sup. soletta)				
1/Ws =	10.7906	m ⁻³	(1/modulo di resistenza della fibra sup. trave)				
1/Wi =	9.8033	m ⁻³	(1/modulo di resistenza della fibra inf.)				

- Armatura di precompressione								(n-1 = 5)
Atr =	1.40	cm ²						
livello	No cavi	Ac(cm2)	Ag(cm2)	d.i (m)	d.s'(m)	Sc.s'(m3)	Sg.s'(m3)	
1	6	8.40	0.00	0.070	0.830	0.00070	0.00000	
2	4	5.60	0.00	0.080	0.820	0.00046	0.00000	
3	4	5.60	0.00	0.080	0.820	0.00046	0.00000	
4	4	5.60	0.00	0.080	0.820	0.00046	0.00000	
5	-	0.00	0.00	0.000	0.900	0.00000	0.00000	
6	2	2.80	0.00	0.840	0.060	0.00002	0.00000	
	-----	-----	-----			-----	-----	
	20.00	28.00	0.00			0.00209	0.00000	
<i>cavi</i>								
nc =	20	-	(numero dei cavi/trefoli)					
Ac =	28.00	cm ²	(area totale dei cavi)					
Sc.s' =	0.0021	m ³	(momento statico cavi rispetto all'estradosso)					
dc.s' =	0.747	m	(distanza del bar. cavi dall'estradosso)					
dc.i =	0.153	m	(distanza del bar. cavi dall'intradosso)					
<i>guaine</i>								
Ag =	0.00	cm ²	(area totale dei fori)					
Sg.s' =	0.0000	m ³	(momento statico fori rispetto all'estradosso)					
dg.s' =	0.000	m	(distanza del bar. fori dall'estradosso)					
<u>-Caratteristiche della sezione al netto delle guaine</u>								
A =	0.366	m ²	(area della sezione)					
S.s' =	0.173	m ³	(momento statico rispetto all'estradosso)					
yG.s' =	-	m	(posizione del bar. rispetto all'estradosso)					
yG.s =	0.472	m	(distanza del bar. dall'estradosso trave)					
yG.i =	0.428	m	(distanza del bar. dall'intradosso trave)					
JG. =	0.044	m ⁴	(momento principale d'inerzia)					
eG.c =	0.275	m	(ecc. dei cavi rispetto al baricentro)					
1/A =	2.731	m ⁻²	(1/area della sezione)					
1/Ws' =	-	m ⁻³	(1/modulo di resistenza della fibra sup. soletta)					
1/Ws =	10.791	m ⁻³	(1/modulo di resistenza della fibra sup. trave)					
1/Wi =	9.803	m ⁻³	(1/modulo di resistenza della fibra inf.)					
<u>-Caratteristiche della sezione omogeneizzata</u>								
A =	0.380	m ²						
S.s' =	0.183	m ³						
yG.s' =	-	m						
yG.s =	0.482	m						
yG.i =	0.418	m						
JG. =	0.045	m ⁴						
eG.c =	0.265	m						
1/A =	2.630	m ⁻²						
1/Ws' =	-	m ⁻³						
1/Ws =	10.771	m ⁻³						
1/Wi =	9.352	m ⁻³						
1/Wbcavi =	5.931	m ⁻³						



-Caratteristiche sezione di cls							
	bs(m)	bi(m)	hi(m)	Ai(m ²)	Si.s'(m ³)	Ji.s(m ⁴)	Ji(m ⁴)
1.s	1.510	1.510	0.250	0.349	0.0436	0.005	0.002
2.s	0.000	0.000	0.000	0.000	0.0000	0.000	0.000
3.s	0.000	0.000	0.000	0.000	0.0000	0.000	0.000
1.t	1.500	1.500	0.050	0.075	0.02063	0.006	0.000
2.t	1.500	0.300	0.040	0.036	0.01136	0.004	0.000
3.t	0.300	0.140	0.040	0.009	0.00315	0.001	0.000
4.t	0.140	0.140	0.540	0.076	0.04914	0.032	0.002
5.t	0.140	0.300	0.040	0.009	0.00829	0.008	0.000
6.t	0.300	0.900	0.030	0.018	0.01760	0.017	0.000
7.t	0.900	0.900	0.160	0.144	0.15408	0.165	0.000
8.t	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00000	0.000	0.000
Σ			1.150	0.7150	0.3078	0.2377	0.0041
h sol. =	0.250	m	(altezza della soletta)				
h tr. =	0.900	m	(altezza della trave)				
h tot =	1.150	m	(altezza totale)				
A =	0.7150	m ²	(area della sezione omogeneizzata)				
S.s' =	0.308	m ³	(momento statico rispetto all'estradosso)				
yG.tot =	0.431	m	(posizione del bar. rispetto all'estradosso soletta)				
yG.s' =	0.431	m	(distanza del bar. dall'estradosso soletta)				
yG.s =	0.181	m	(distanza del bar. dall'estradosso trave)				
yG.i =	0.719	m	(distanza del bar. dall'intradosso trave)				
JG. =	0.1092	m ⁴	(momento principale d'inerzia)				
A =	0.744		(area della sezione non omogeneizzata)				
1/A =	1.3987	m ²	(1/area della sezione)				
1/Ws' =	3.9414	m ³	(1/modulo di resistenza della fibra sup. soletta)				
1/Ws =	1.6529	m ³	(1/modulo di resistenza della fibra sup. trave)				
1/Wi =	6.5856	m ³	(1/modulo di resistenza della fibra inf.)				

- Armatura di precompressione								(n-1 = 5)
Atr =	1.40	cm ²						
livello	No cavi	Ac(cm2)	Ag(cm2)	d.i (m)	d.s'(m)	Sc.s'(m3)	Sg.s'(m3)	
1	6	8.40	0.00	0.070	1.080	0.0009	0.0000	
2	4	5.60	0.00	0.080	1.070	0.0006	0.0000	
3	4	5.60	0.00	0.080	1.070	0.0006	0.0000	
4	4	5.60	0.00	0.080	1.070	0.0006	0.0000	
5	-	0.00	0.00	0.000	1.150	0.0000	0.0000	
6	2	2.80	0.00	0.840	0.310	0.0001	0.0000	
Σ	20.00	28.00	0.00			0.0028	0.0000	
cavi								
nc =	20	-	(numero dei cavi/trefoli)					
Ac =	28.00	cm ²	(area totale dei cavi)					
Sc.s' =	0.0028	m ³	(momento statico cavi rispetto all'estradosso soletta)					
dc.s' =	0.997	m	(distanza del bar. cavi dall'estradosso soletta)					
dc.i =	0.153	m	(distanza del bar. cavi dall'intradosso trave)					
guaine								
Ag =	0.00	cm ²	(area totale dei fori)					
Sg.s' =	0.0000	m ³	(momento statico fori rispetto all'estradosso soletta)					
dg.s' =	0.000	m	(distanza del bar. fori dall'estradosso soletta)					
-Caratteristiche della sezione al netto delle guaine								
A =	0.715	m ²	(area della sezione)					
S.s' =	0.308	m ³	(momento statico rispetto all'estradosso soletta)					
yG.s' =	0.431	m	(posizione del bar. rispetto all'estradosso soletta)					
yG.s =	0.181	m	(distanza del bar. dall'estradosso trave)					
yG.i =	0.719	m	(distanza del bar. dall'intradosso trave)					
JG. =	0.109	m ⁴	(momento principale d'inerzia)					
eG.c =	0.566	m	(ecc. dei cavi rispetto al baricentro)					
1/A =	1.399	m ⁻²	(1/area della sezione)					
1/Ws' =	3.9414	m ⁻³	(1/modulo di resistenza della fibra sup. soletta)					
1/Ws =	1.653	m ⁻³	(1/modulo di resistenza della fibra sup. trave)					
1/Wi =	6.586	m ⁻³	(1/modulo di resistenza della fibra inf.)					
-Caratteristiche della sezione omogeneizzata								
A =	0.729	m ²						
S.s' =	0.322	m ³						
yG.s' =	0.441	m						
yG.s =	0.191	m						
yG.i =	0.709	m						
JG. =	0.114	m ⁴						
eG.c =	0.556	m						
1/A =	1.372	m ⁻²						
1/Ws' =	3.8843	m ⁻³						
1/Ws =	1.685	m ⁻³						
1/Wi =	6.235	m ⁻³						



8. IMPALCATO - ANALISI STRUTTURALE

8.1 Generalità

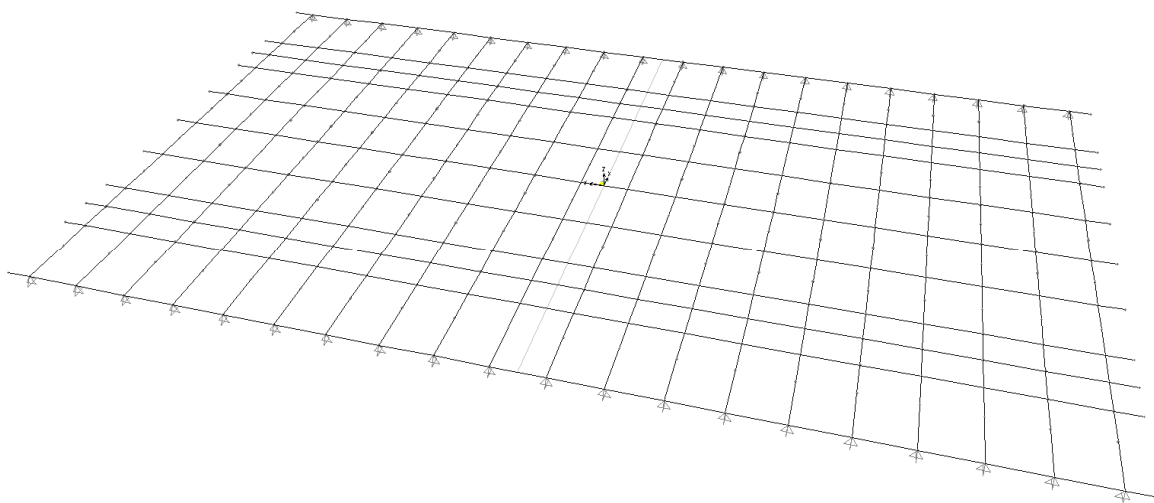
Per le travi di impalcato il calcolo delle sollecitazioni indotte dai carichi permanenti di prima fase, di seconda fase e dai carichi variabili di esercizio è stato effettuato secondo due schemi statici limite ritenuti opportuni in ragione della natura e della dislocazione delle azioni esterne:

- trave semplicemente appoggiata \Rightarrow tale schema è stato ritenuto valido per i carichi permanenti quali il peso proprio degli elementi strutturali;
- graticcio di travi semplicemente appoggiate \Rightarrow tale schema è stato ritenuto valido per i carichi permanenti portati e per i carichi mobili di esercizio.

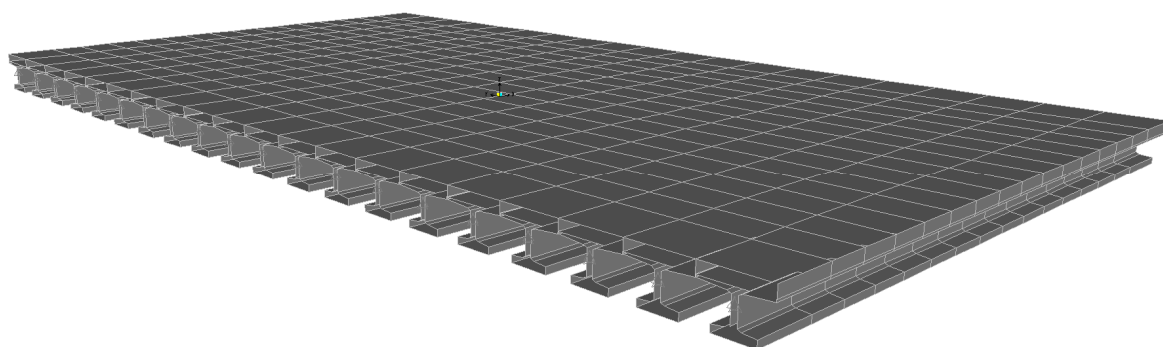
8.2 Descrizione del modello di calcolo

La struttura a graticcio è stata modellata con l'ausilio del programma agli elementi finiti *SAP 2000*. Per effettuare le analisi previste per i carichi mobili di esercizio è stato realizzato un modello aventi le caratteristiche meccaniche della fase finale. L'impalcato in oggetto è stato modellato con un graticcio di travi irrigidite da due trasversi intermedi, dai trasversi di testata e dalla soletta. La struttura è discretizzata con un adeguato numero di elementi frame a due nodi con sei gradi di libertà per nodo, tre traslazionali e tre rotazionali. Il sistema di riferimento è formato da una terna destrorsa x-y-z.

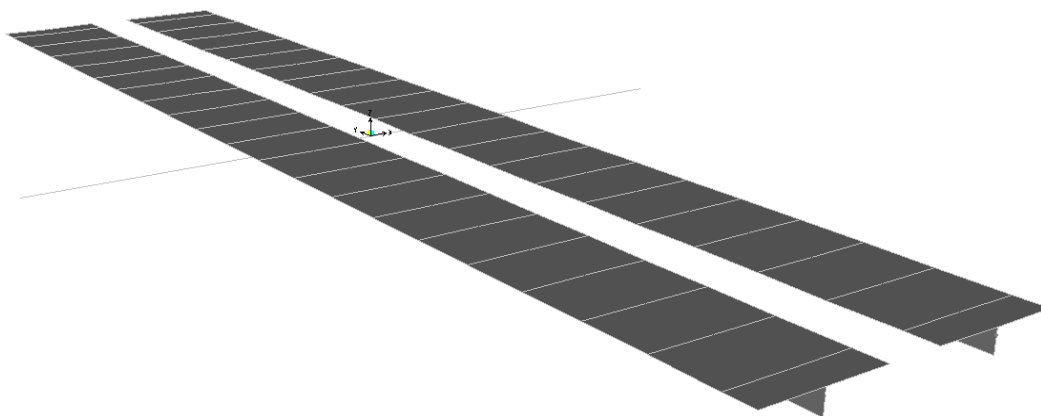
Una rappresentazione grafica qualitativa del modello strutturale adottato è riportata nelle figure seguenti.



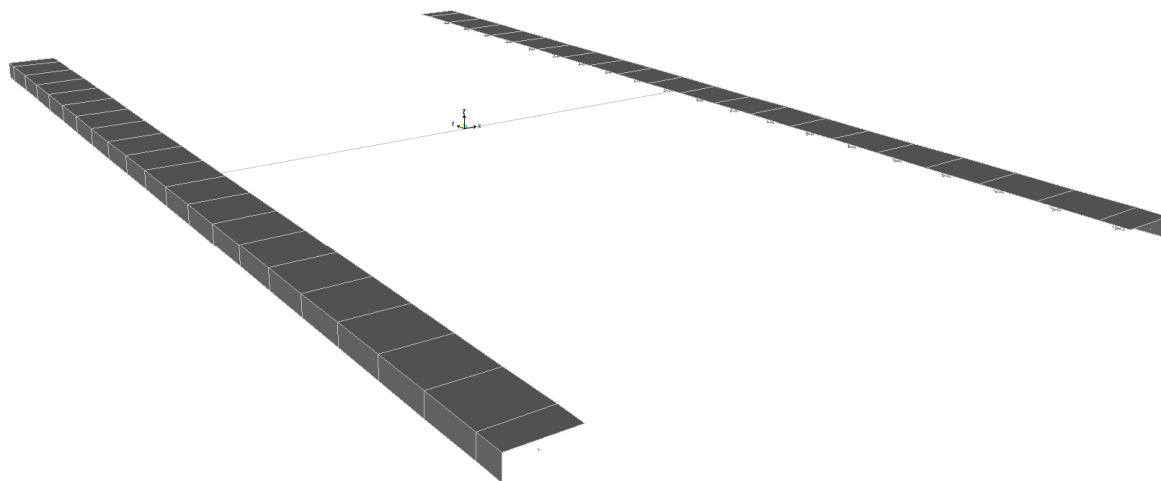
F 9. Modello agli elementi finiti – Modello a graticcio



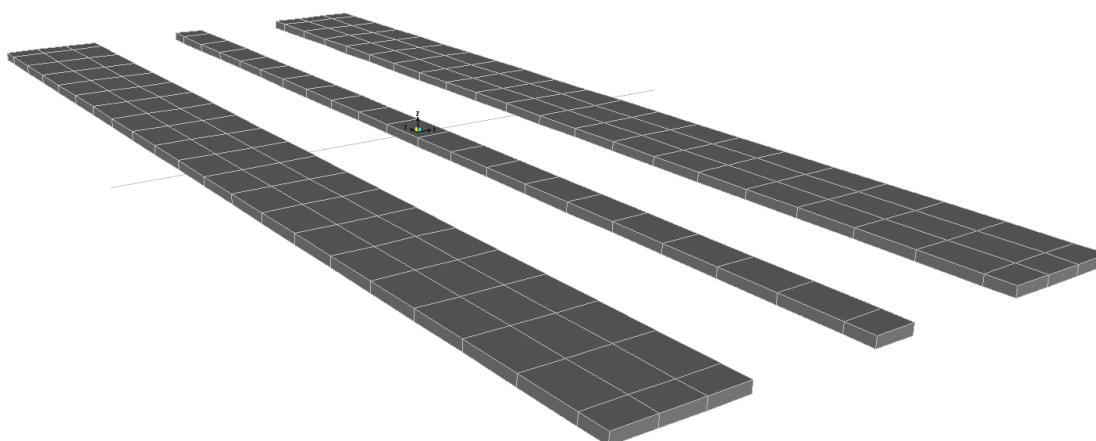
F 10. Modello agli elementi finiti – Particolare degli elementi “trave+soletta”



F 11. Modello agli elementi finiti – Particolare degli elementi “trasversi centrali”



F 12. Modello agli elementi finiti – Particolare degli elementi “trasversi di appoggio”



F 13. Modello agli elementi finiti – Particolare degli elementi “soletta”

NB ⇒ Si sono considerate le porzioni di soletta non collaboranti con i trasversi centrali e con i trasversi di appoggio

8.3 Descrizione dei carichi applicati

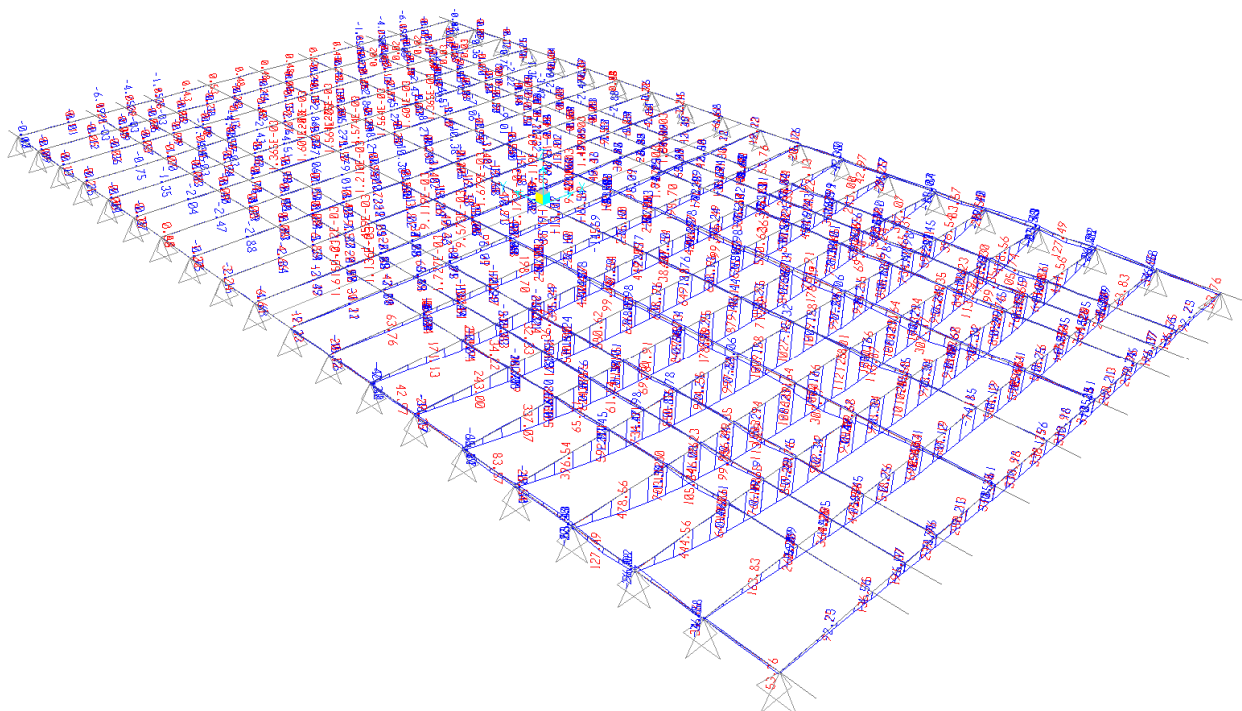
I carichi applicati, come precedentemente specificato, sono solo quelli relativi ai permanenti portati ed ai carichi mobili. Di seguito una descrizione della procedura utilizzata per la schematizzazione dei carichi mobili.

8.3.1 Carichi mobili (q_1)

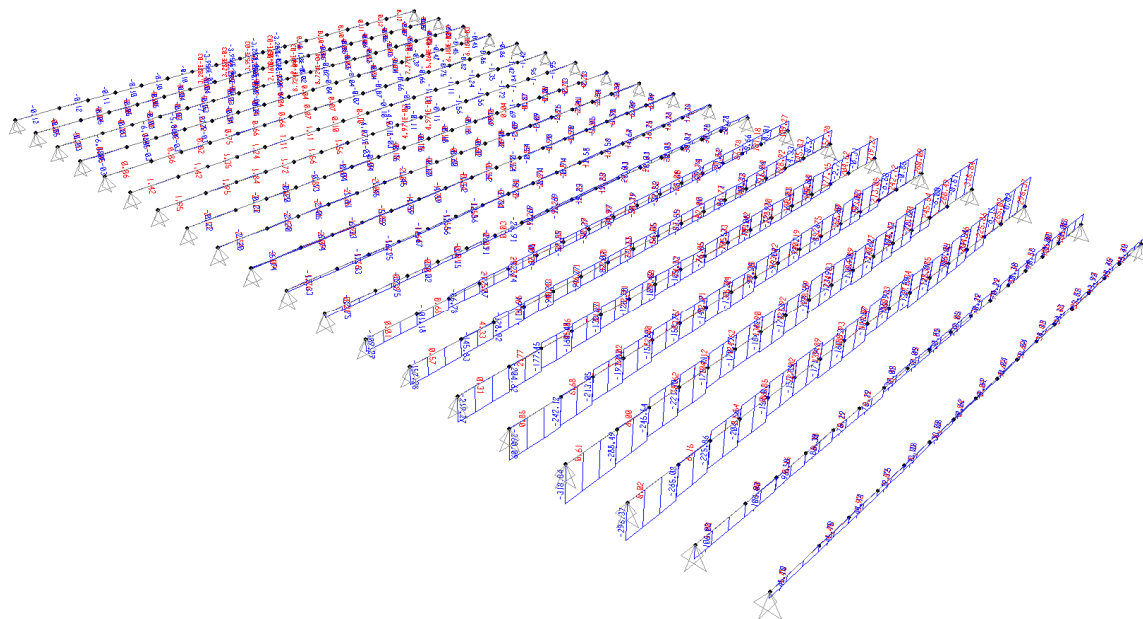
La procedura utilizzata per la valutazione delle sollecitazioni indotte dal carico viaggiante sul graticcio di travi prevede l'implementazione di diversi "vehicles" viaggianti su tutte le differenti "lane" di carico coincidenti ovviamente con le corsie di carico previste dalla normativa vigente.

8.4 Diagrammi delle caratteristiche della sollecitazione

Nei seguenti grafici si mostrano gli andamenti delle sollecitazioni flettenti e taglianti nell'impalcato per effetto dei carichi mobili (le sollecitazioni torsionali si possono ritenere trascurabili).



F 14. Momento flettente nell'impalcato dovuto ai carichi mobili



F 15. Taglio nell'impalcato dovuto ai carichi mobili

Dal modello di calcolo si ottengono i seguenti valori massimi del momento flettente per i differenti elementi considerati.

- Travi di impalcato $\Rightarrow M_{+max} \cong 1125 \text{ kN}\times\text{m} \div M_{-max} \cong 0 \text{ kN}\times\text{m}$;
- Trasversi di campata $\Rightarrow M_{+max} \cong 310 \text{ kN}\times\text{m} \div M_{-max} \cong -80 \text{ kN}\times\text{m}$;
- Trasversi di appoggio $\Rightarrow M_{+max} \cong 130 \text{ kN}\times\text{m} \div M_{-max} \cong -100 \text{ kN}\times\text{m}$;

Il valore massimo del taglio per i carichi accidentali è pari a:

- Travi di impalcato $\Rightarrow V_{max} \cong 318 \text{ kN}$;
- Traversi di campata $\Rightarrow V_{max} \cong 205 \text{ kN}$;
- Traversi di appoggio $\Rightarrow V_{max} \cong 200 \text{ kN}$.

9. IMPALCATO - VERIFICA TRAVI PRINCIPALI

9.1 PREMESSA

Le verifiche di resistenza, condotte in campo elastico, sono condotte secondo il metodo degli stati limite; in particolare trattandosi di c.a.p. si potrebbero riportare le sole verifiche delle tensioni normali allo *S.L.E.* per la combinazione di carico rara in quanto risultano essere queste le verifiche dimensionanti per tali tipologie di strutture; tuttavia per completezza si riportano anche le verifiche a flessione per lo *S.L.U.*

L'unità di misura utilizzata per le tensioni sono i N/mm^2 (*MPa*).

Le caratteristiche inerziali delle sezioni di verifica adottate per le travi di impalcato, sono state dedotte tenendo conto della larghezza collaborante di soletta assunta, in prima approssimazione, pari all'interasse delle travi ($B = 1.52 m$). L'armatura della soletta non è stata inclusa nel calcolo dei moduli di resistenza (valutazione in favore di sicurezza).

Per la sezione di mezzera delle travi in c.a.p. si riportano le tensioni massime e minime relativa alla combinazione rara ovvero alla combinazione di carico più gravosa. I valori dello stato tensionale sono stati ricavati come somma dei contributi in termini di tensioni ottenuti utilizzando i moduli di resistenza pertinenti alla fase della sollecitazione: il calcolo è di tipo non lineare.

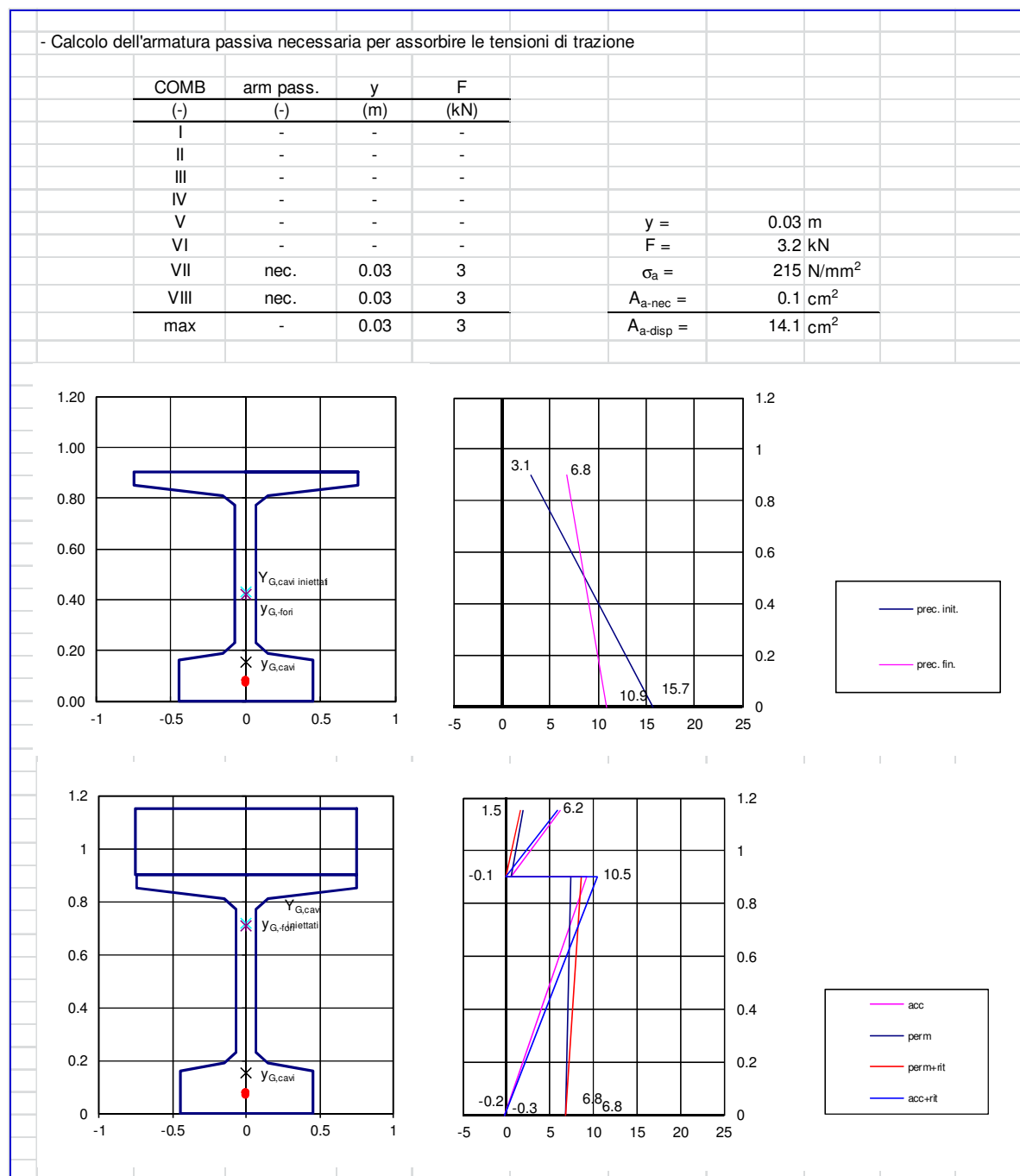
9.2 VERIFICHE TRAVI

9.2.1 Combinazione di carico rara SLE – Verifiche dello stato tensionale

Nei tabulati successivi sono riportate le verifiche delle tensioni normali per le travi principali di impalcato; nel calcolo dello stato tensionale non si è tenuto conto, in favore di sicurezza, dell'armatura lenta prevista e disposta nella trave ed in soletta. I risultati ottenuti mostrano che i valori delle tensioni sono sempre al di sotto dei valori limite di compressione e al di sotto del valore limite di trazione assunto cautelativamente pari a f_{ctm} .

VERIFICA DELLA SEZIONE					
- Caratteristiche geometriche					
- Trave					
1/A =	2.630	m ⁻²			
1/Ws' =		m ⁻³			
1/Ws =	10.771	m ⁻³			
1/Wi =	9.352	m ⁻³			
- Trave+soletta					
1/A =	1.372	m ⁻²			
1/Ws' =	3.884	m ⁻³			
1/Ws =	1.685	m ⁻³			
1/Wi =	6.235	m ⁻³			
- Precompressione					
nc =	20	-			
Ac =	28.00	cm ²			
dc.i =	0.153	m			
eG.c =	0.265	m	(ecc/c.d.g. trave)		
eG.c =	0.556	m	(ecc/c.d.g. trave+soletta)		
σ_0 =	1337.9	N/mm ²	(tensione iniziale)		
$\Delta\sigma$ =	236.5	N/mm ²	(perdite di tensione)		
σ_{inf} =	1101.4	N/mm ²	(tensione finale)		
Npi =	3746	kN		ΔN_p =	-662 kN
Mpi =	-994	kNm		$\Delta M_{p(t)}$ =	176 kNm
				$\Delta M_{p(t+s)}$ =	368 kNm
Npf =	3084	kN			
Mpf =	-818	kNm			
- Sollecitazioni esterne					
M _{pp} =	364	kNm	(Peso trave)		
M _{psol} =	341	kNm	(Peso soletta)		
M _{perm} =	397	kNm	(Sovraccarichi permanenti)		
M _{ril} =	0.0	kNm	(Rilascio appoggi provvisori)		
M _{cedim} =	0.0	kNm	(Cedimenti differenziali)		
M _{ΔT} =	0	kNm	(Variazione termica uniforme+differenziale)		
M _{ac,1} =	1125	kNm	(Sovraccarichi accidentali - CC1)		
M _{ac,2} =	0	kNm	(Sovraccarichi accidentali - CC2)		
M _{ac,3} =	0	kNm	(Sovraccarichi accidentali - CC3)		
M _{ac,4} =	0	kNm	(Sovraccarichi accidentali - CC4)		
N _{rit,tr+sol} =	706	kN	(Ritiro differenziale - trave+soletta)		
M _{rit,tr+sol} =	160	kNm	(Ritiro differenziale - trave+soletta)		
N _{rit,sol} =	-706	kN	(Ritiro differenziale - soletta)		

- Verifica combinazione		RARA							
- Valori delle tensioni di "riferimento" per lo SLE									
(*) $\sigma_{min} = \sigma_{traz} = f_{ctm} / 1.2$			t=0 (*)	t=inf. rara (*)	t=inf. freq (**)	t=inf. q.perm			
(**) $\sigma_{min} = \sigma_{traz} = f_{ctk} / 1.2$		$\sigma_{min} =$	-3.8	-3.2	-2.2	0.0	MPa		
		$\sigma_{max} =$	18.2	27.4	24.0	20.5	MPa		
- Precompressione iniziale									
- Solo trave									
		Np/A (MPa)	M/Ws' (MPa)	M/Ws (MPa)	M/Wi (MPa)	$\sigma_{s'}$ (MPa)	$\sigma_{s''}$ (MPa)	σ_s (MPa)	σ_i (MPa)
Precompressione		9.9	-	-10.7	9.3	-	-	-0.9	19.1
Peso trave		0	-	3.9	-3.4	-	-	3.9	-3.4
Σ		9.9	-	-6.8	5.9	-	-	3.1	15.7
								> -3.8	< 18.2
- Precompressione finale									
- Solo trave									
		Np/A (MPa)	M/Ws' (MPa)	M/Ws (MPa)	M/Wi (MPa)	$\sigma_{s'}$ (MPa)	$\sigma_{s''}$ (MPa)	σ_s (MPa)	σ_i (MPa)
Tensioni trave		9.9	-	-6.8	5.9	-	-	3.1	15.7
Perdite di precom. 50%		-0.9	-	0.9	-0.8	-	-	0.1	-1.7
Peso soletta		-	-	3.7	-3.2	-	-	3.7	-3.19
Σ		9.0	-	-2.2	1.9	-	-	6.8	10.9
								> -2.2	< 18.2
- Trave+soletta									
		Np/A (MPa)	M/Ws' (MPa)	M/Ws (MPa)	M/Wi (MPa)	$\sigma_{s'}$ (MPa)	$\sigma_{s''}$ (MPa)	σ_s (MPa)	σ_i (MPa)
Tensioni trave		9.0	-	-2.2	1.9	-	-	6.8	10.9
Perdite di precom. 50%		-0.5	0.7	0.3	-1.1	0.3	-0.1	-0.1	-1.6
Sovraccarichi permanenti		-	1.5	0.7	-2.5	1.5	0.7	0.7	-2.5
Rilascio appoggi provvisori		-	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1 - Tensioni trave+soletta		-0.5	2.3	1.0	-3.6	1.8	0.5	7.3	6.8
2 - Ritiro differenziale (N_{p+d})		1.0	0.6	0.3	-1.0	1.6	1.2	1.2	0.0
Ritiro differenziale (N_d)		-1.9	-	-	-	-1.9	-1.9	-	-
3 - Cedimento differenziale		-	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4 - Variazione termica differenziale		-	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
5 - CC1		-	4.4	1.9	-7.0	4.4	1.9	1.9	-7.0
6 - CC2		-	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
7 - CC3		-	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
8 - CC4		-	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
COMB			$\sigma_{s'}$ (MPa)	$\sigma_{s''}$ (MPa)	σ_s (MPa)	σ_i (MPa)	Verifica Tensioni		
(-) (-)									
I 1			1.8	0.5	7.3	6.8	> -3.2	> 27.4	
II 1+2			1.5	-0.1	8.6	6.8	> -3.2	> 27.4	
III 1+3			1.8	0.5	7.3	6.8	> -3.2	> 27.4	
IV 1+2+3			1.5	-0.1	8.6	6.8	> -3.2	> 27.4	
V 1+3+4			1.8	0.5	7.3	6.8	> -3.2	> 27.4	
VI 1+2+3+4			1.5	-0.1	8.6	6.8	> -3.2	> 27.4	
VII 1+3+4+max(5-6-7-8)			6.2	0.5	9.2	-0.2	> -3.2	> 27.4	
VIII 1+2+3+4+max(5-6-7-8)			5.9	-0.1	10.5	-0.3	> -3.2	> 27.4	



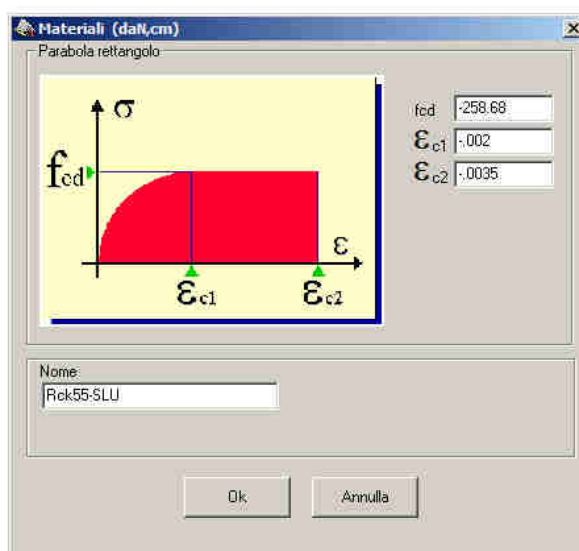
Da quanto esposto si evince il modesto stato tensionale di trazione per la combinazione rara; tale tensione di trazione è comunque fatta assorbire ad una apposita armatura lenta (7 ϕ 16) prevista e disposta all'interno del bulbo inferiore della trave in c.a.p. In base ai risultati ottenuti si possono ritenere automaticamente soddisfatte le verifiche a fessurazione per la combinazione di carico frequente (verifica soddisfatta nei confronti della formazione delle fessure) e per la combinazione di carico quasi permanente (sezione interamente compressa).

9.2.2 Combinazione di carico fondamentale SLU – Verifica a rottura

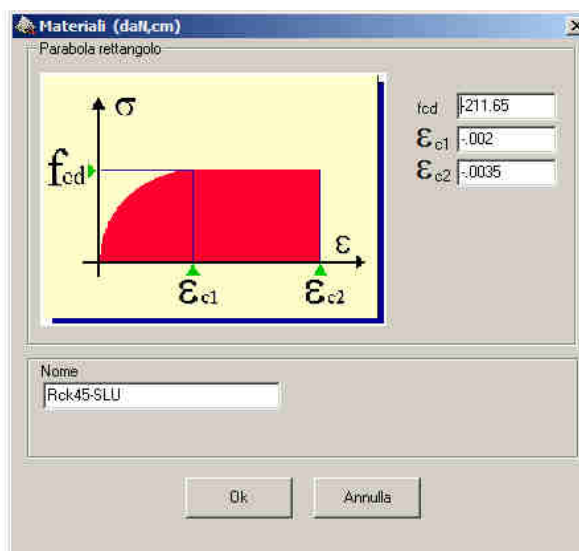
Nelle pagine successive si riporta la verifica a rottura delle travi d'impalcato per la sollecitazione di flessione; il momento sollecitante massimo allo *S.L.U.*, derivato dalle sollecitazioni caratteristiche riportate nella verifica precedente, risulta pari a:

$$(M_{s,d})_{SLU} = 1.35 \times (364 + 341 + 397) + 1.35 \times 1125 + 1.2 \times 160 \cong 3200 \text{ kN}\times\text{m}.$$

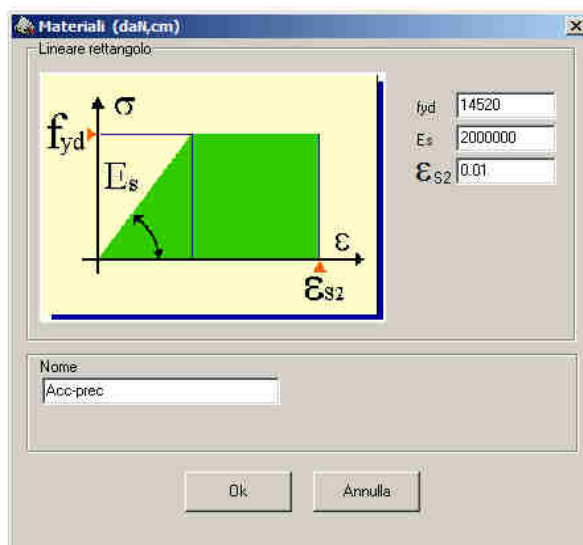
Il momento resistente è determinato tramite l'ausilio del programma di calcolo *PresFle* della *Concrete Srl*. Tramite il programma si determina il momento resistente minimo assumendo le caratteristiche meccaniche specificate nel capitolo dei materiali e considerando il diagramma parabola-rettangolo per il calcestruzzo della trave e della soletta; per l'acciaio da precompresso e per l'acciaio ordinario si considera un diagramma elastico perfettamente plastico. All'acciaio da precompresso è assegnata una coazione cautelativamente valutata con riferimento alla tensione finale di precompressione ovvero scontata di tutte le perdite di carico ($\epsilon_{sd} \cong 0.00551$). Di seguito i diagrammi utilizzati.



F 16. Calcestruzzo trave c.a.p. C45/55 – Legame costitutivo



F 17. Calcestruzzo soletta C35/45 – Legame costitutivo



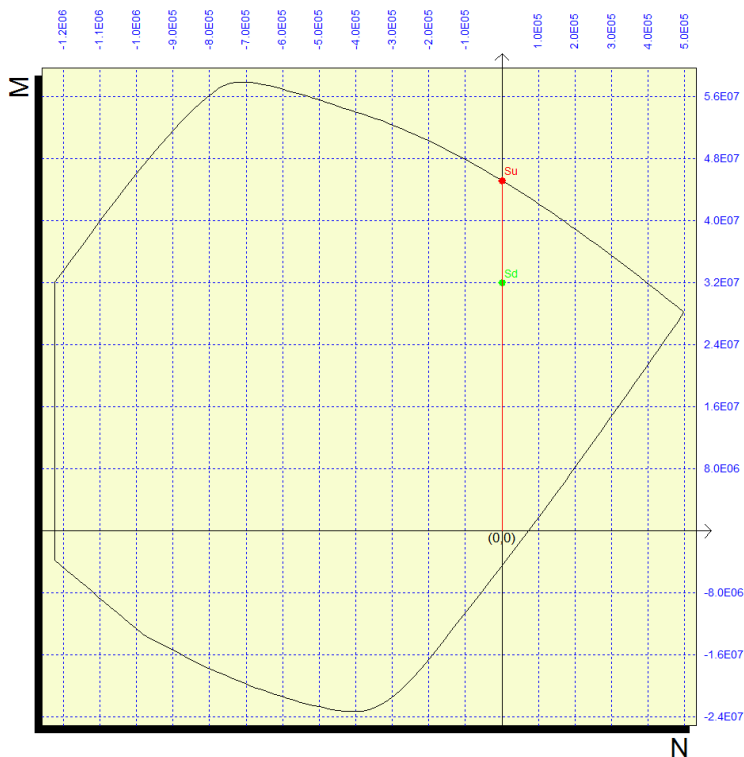
F 18. Acciaio da precompresso – Legge costitutivo

L'armatura lenta considerata nella verifica a rottura è assunta pari a:

$$-(A_{s\text{-soletta}})_{\text{sup}} = (A_{s\text{-soletta}})_{\text{inf}} = 1\phi 12/20 \quad (A_{s\text{-trave}})_{\text{inf}} = 7\phi 16.$$

Il momento resistente che si ottiene, per raggiungimento della deformazione limite nell'acciaio da precompresso – rottura duttile) è pari a:

$$(M_{R,d})_{\text{SLU}} \cong 4520 \text{ kN}\times\text{m} > (M_{S,d})_{\text{SLU}} - \text{Verifica soddisfatta.}$$



F 19. Diagramma di interazione N-M e dominio di rottura

9.2.3 *Combinazione di carico fondamentale SLU – Verifica a taglio*

Si riporta la verifica a taglio delle travi d'impalcato per la sezione in appoggio non considerando il contributo dell'armatura di precompressione.

Il taglio sollecitante massimo allo *S.L.U.* risulta pari a:

$$(V_{S,d})_{SLU} = 1.35 \times (160 + 85 + 318) \cong 760 \text{ kN.}$$

La resistenza a taglio viene valutata per elementi provvisti di armatura trasversale a taglio e vale:

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd}) \cong 1190 \text{ kN}$$

$$V_{Rsd} \cong 1190 \text{ kN}; \quad V_{Rcd} \cong 1923 \text{ kN}$$

con:

$$d = 110 \text{ cm}; \quad A_{sw}/s \cong 0.308 \text{ cm}^2/\text{cm} \text{ (\phi 14 a due braccia a passo 10 cm)}$$

$$\cot\theta = 1; \quad b_w = 300 \text{ mm.}$$

La verifica risulta soddisfatta.

9.2.4 Carichi accidentali – Verifica di deformabilità

In questa sezione si riporta, per la sola condizione di carico accidentale (*schema di carico 1*), la verifica di deformabilità delle travi principali.

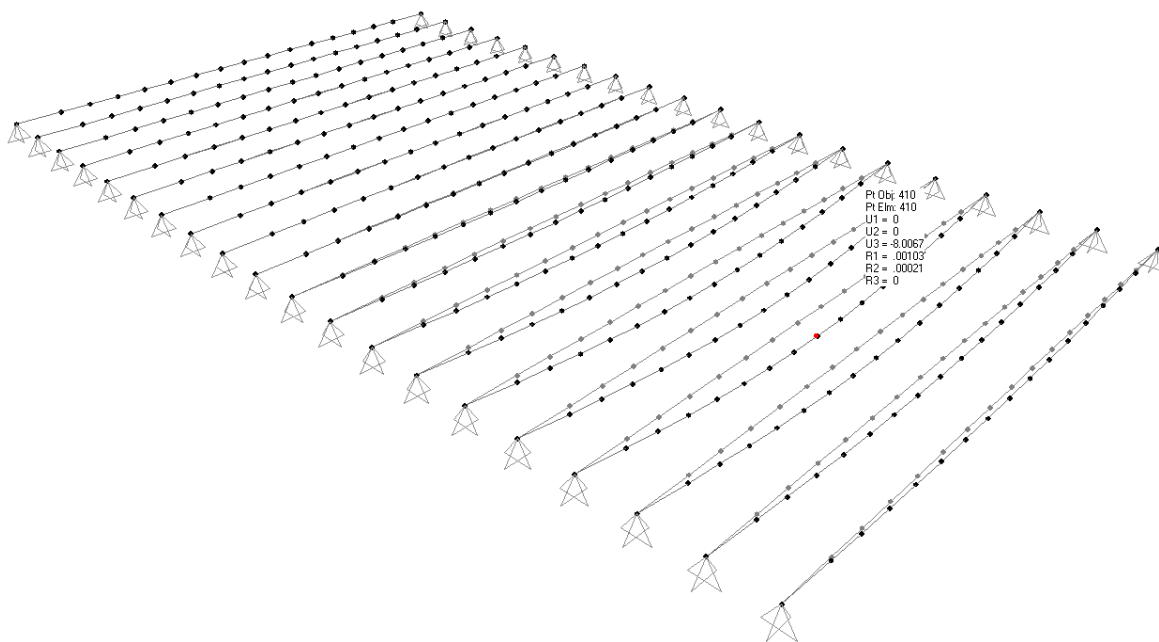
Tale verifica è necessario, per questa opera, in quanto l'impalcato scavalca una linea ferroviaria.

A tal proposito si considera un rapporto limite freccia–luce pari a $1/700$.

Considerando una luce di calcolo pari a 17.00 m tale limite risulta pari a:

$$\delta_{lim} \cong 24\text{ mm}.$$

Di seguito si illustra la deformata della struttura dovuta ai soli carichi accidentali.



F 1. Configurazione deformata – $\delta_{max} \cong 8\text{ mm}$.

Lo spostamento verticale massimo risulta pari a:

$$\delta_{max} \cong 8\text{ mm} < \delta_{lim}.$$

Si ritiene la verifica soddisfatta.

9.3 VERIFICA SOLETTA IN DIREZIONE TRASVERSALE

9.3.1 Combinazione di carico rara SLE – Verifiche dello stato tensionale e a fessurazione

Si riporta la verifica della soletta in direzione trasversale per la combinazione *SLE rara* che risulta la dimensionante.

Si fa riferimento allo schema statico di trave incastrata agli estremi avente luce pari a 1.50 m.

I momenti massimi dovuti ai carichi permanenti e allo schema di carico accidentale n. 2 risultano quindi:

$$M_{perm} \cong -30 \text{ kNm}; \quad M_{qk2} \cong -37 \text{ kNm}$$

Il momento di verifica massimo risulta:

$$M_{SLE} \cong -67 \text{ kNm}.$$

Le tensioni massime valgono (adottando armatura $\phi 16/10$ superiore e $\phi 16/20$ inferiore):

$$\sigma_{max,s} \cong 193 \text{ MPa} \Rightarrow \text{tensione di trazione sull'acciaio};$$

$$\sigma_{max,c} \cong 8.4 \text{ MPa} \Rightarrow \text{tensione di compressione sul calcestruzzo}.$$

La verifica risulta soddisfatta.

Considerando la combinazione *SLE frequente* si ottiene:

$$\sigma_{max,s} \cong 167 \text{ MPa} \Rightarrow \text{tensione di trazione sull'acciaio};$$

$$\sigma_{max,c} \cong 7.3 \text{ MPa} \Rightarrow \text{tensione di compressione sul calcestruzzo}.$$

la verifica di fessurazione risulta soddisfatta adottando il metodo indiretto in quanto:

$$\sigma_{max,s} < 240 \text{ MPa}.$$

9.3.2 Combinazione di carico eccezionale SLU – Urto in svio

Si riporta di seguito la verifica della sezione della soletta soggetta alle azioni derivanti dall'urto del veicolo in svio. In corrispondenza della base delle barriere sono considerate le seguenti azioni:

- $N_{S,pl} \cong 45 \text{ kN}$ (sforzo di trazione per la sezione di verifica);
- $M_{S,pl} \cong 45 \text{ kNm}$ (massimo momento flettente che tende le fibre superiori).

Tali valori sono ottenuti in accordo a quanto riportato in “Quaderni Tecnici ANAS – Volume 2 – N.5 Interventi di Rifacimento dei Cordoli con Calcestruzzo Fibro-rinforzato” dove il momento plastico adottato del montante della barriera è il massimo tra quelli disponibili attualmente sul mercato, la forza orizzontale è ottenuta dividendo il momento plastico per la distanza del punto di applicazione dell'azione dovuta all'urto dalla base della barriera pari a 1.0 m.

Si considera la sezione resistente di spessore complessivo pari a 0.25 m. L'armatura considerata è costituita da barre $\phi 16/20$, superiormente, e $\phi 16/20$, inferiormente.

Il momento resistente minimo è dunque pari a:

$M_{(R,d)} \cong 85 \text{ kNm} \Rightarrow$ la verifica risulta soddisfatta.

9.4 VERIFICA TRAVERSI

9.4.1 Combinazione di carico rara SLE – Verifiche dello stato tensionale

Si riporta la verifica dei traveri per la combinazione SLE che risulta la dimensionante.

I momenti massimi dovuti ai carichi accidentali sono pari a:

$$M_{qk} \cong 310 \text{ kNm}$$

Si adotta un'armatura composta da:

- 3 ϕ 24 inferiori;
- 3 ϕ 16 superiori (armatura estradosso soletta).

Le tensioni massime valgono (sezione rettangolare 35×100 cm):

$$\sigma_{max,s} \cong 261 \text{ MPa} \Rightarrow \text{tensione di trazione sull'acciaio};$$

$$\sigma_{max,c} \cong 6.3 \text{ MPa} \Rightarrow \text{tensione di compressione sul calcestruzzo.}$$

Le verifiche risultano soddisfatte.

9.4.2 Verifiche a taglio

Il taglio sollecitante massimo allo S.L.U. risulta pari a:

$$(V_{s,d})_{SLU} = 1.35 \times 205 \cong 276 \text{ kN.}$$

La resistenza a taglio viene valutata per elementi provvisti di armatura trasversale a taglio e vale:

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd}) \cong 515 \text{ kN}$$

$$V_{Rsd} \cong 515 \text{ kN}; \quad V_{Rcd} \cong 1583 \text{ kN}$$

con:

$$d=95 \text{ cm};$$

$$A_{sw}/s \cong 0.154 \text{ cm}^2/\text{cm} (\phi 14 \text{ a due braccia a passo } 20 \text{ cm})$$

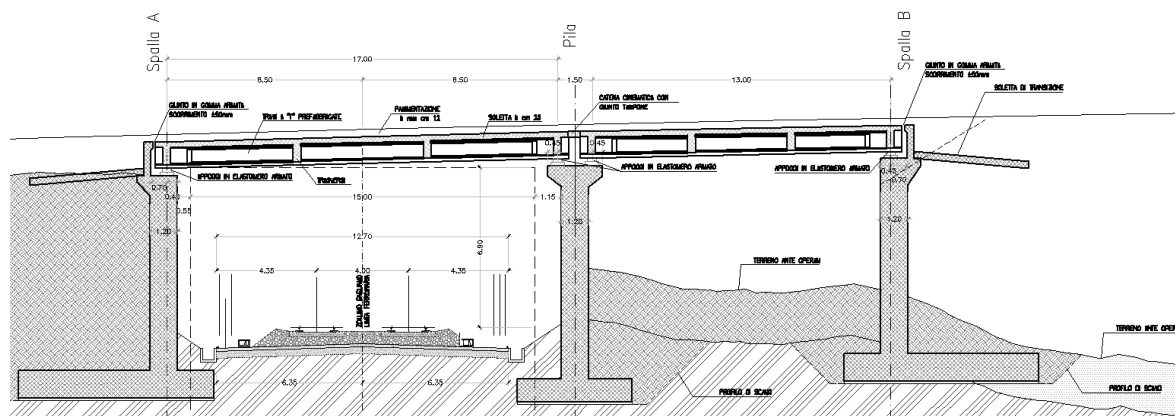
$$\cot \theta = 1; \quad b_w=350 \text{ mm.}$$

La verifica risulta soddisfatta.

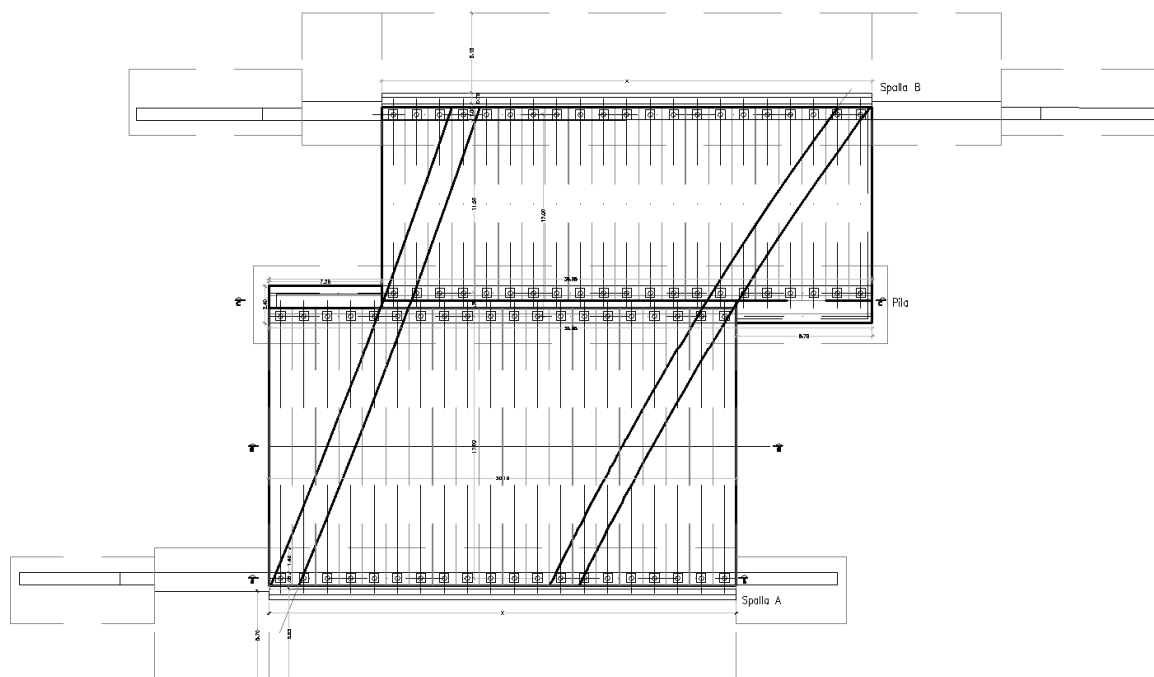
10. SPALLE – VERIFICHE FONDAZIONE E ELEVEAZIONE

10.1 Analisi dei carichi

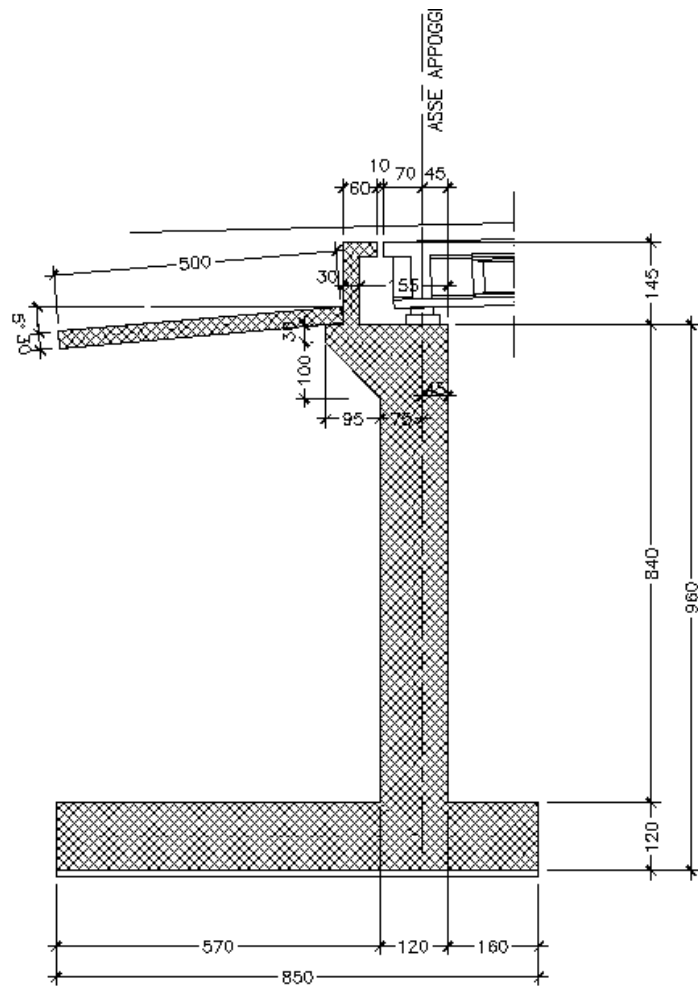
La geometria delle sottostrutture spalle dell'opera analizzata è riportata nelle immagini seguenti.



F 2. Sezione longitudinale

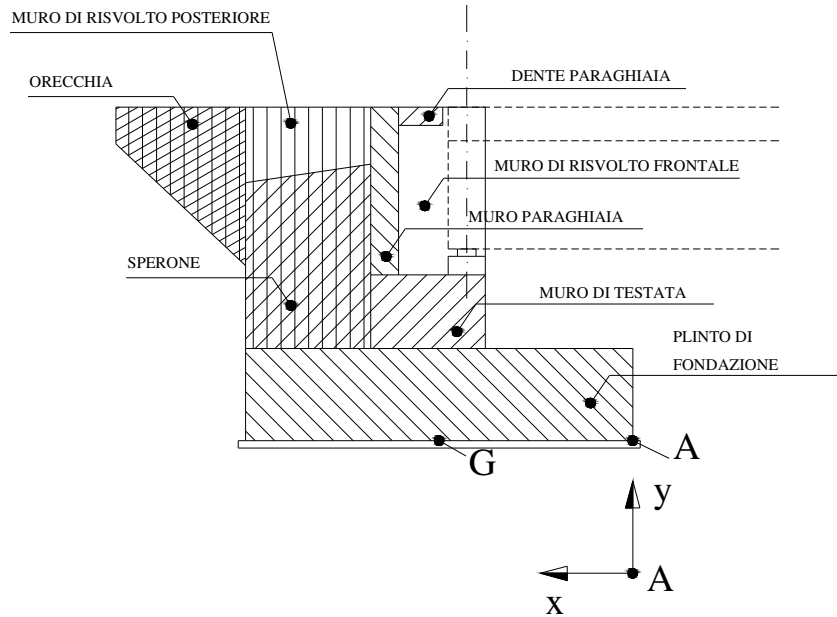


F 3. Pianta impalcato e spalle

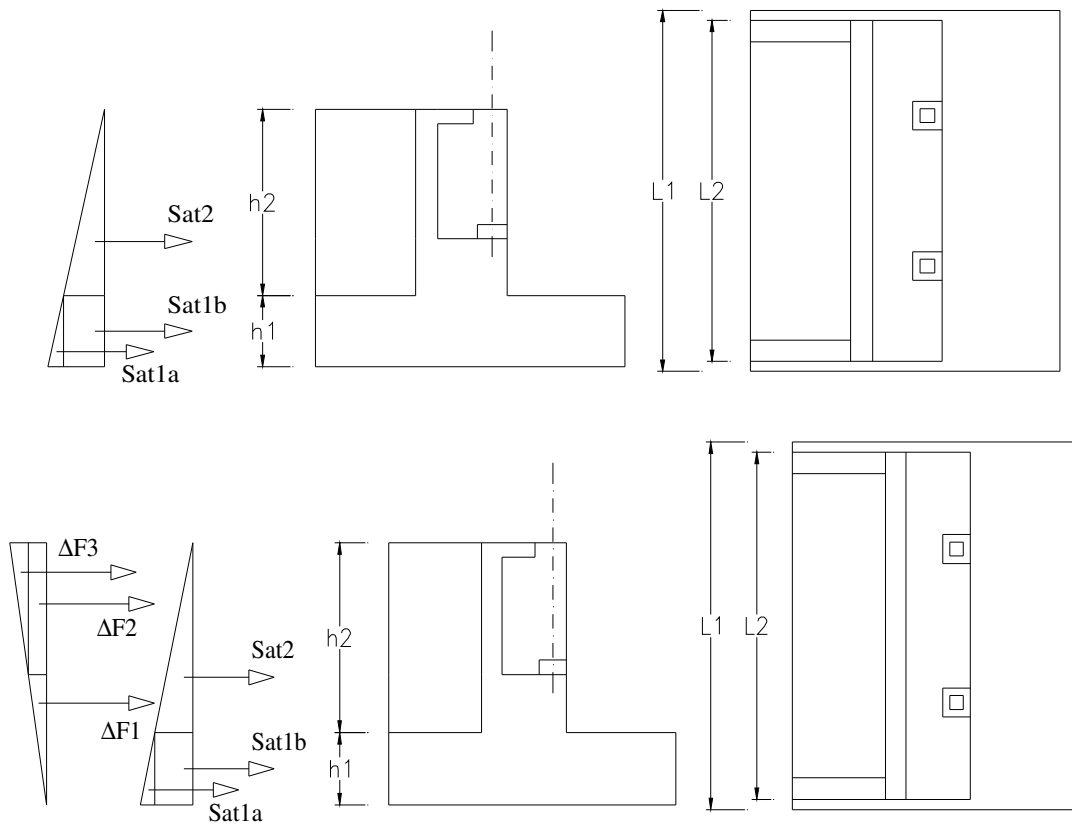


F.4. Sezione longitudinale

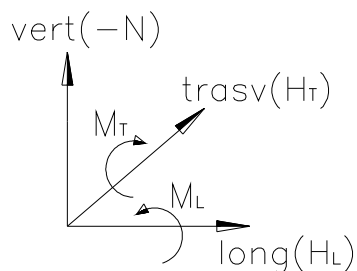
Nella figura sottostante è riportato lo schema della sezione longitudinale utilizzato per l'analisi dei carichi; in tale schema è indicato il punto A rispetto al quale sono calcolati i momenti flettenti dei pesi propri e dei carichi applicati sulla spalla ed il punto G, baricentro della fondazione.



F.5. Schema longitudinale spalla – Elementi strutturali



F.6. Schema azioni orizzontali spalla – Rinterro



F 7. Convenzione per le sollecitazioni

Sono di seguito illustrati i calcoli dei carichi dovuti ai pesi propri, permanenti portati, carichi accidentali, spinta del terreno, azioni indotte dal sisma ed azioni trasmesse dall'impalcato; nelle tabelle sottostanti sono riportati i singoli valori e le risultanti valutate rispetto al punto A ed al punto G (baricentro fondazione) indicati in figura. Per quanto riguarda il calcolo dei carichi provenienti dall'impalcato fare riferimento alle relazioni corrispondenti.

AZIONI STATICHE

Azioni verticali

q	20 kN/m ²	(carico accidentale)
γ_{cis}	25 kN/m ³	(peso dell'unità di volume del calcestruzzo armato)
$\gamma_{cis,magro}$	24 kN/m ³	(peso dell'unità di volume del calcestruzzo magro)
$\gamma_{terreno\ rinterro}$	18 kN/m ³	(peso dell'unità di volume del terreno di rinterro)

- Carichi permanenti spalla (PERM SP)

	d_y [m]	d_x [m]	d_z [m]	N [kN]	x(A) [m]	$M_T(A)$ [kNxm]	y(A) = y(G) [m]	z(A) [m]	$M_L(A)$ [kNxm]
muro di testata	8.40	1.20	30.20	7610.4	2.20	16742.9	5.40	0.00	0.00
baggioli	0.00	0.60	0.40	0.0	1.35	0.0	9.15		0.00
muro paraghiaia	1.70	0.30	30.20	385.1	3.30	1270.7	10.45	0.00	0.00
Σ				7995.5		18013.5			0.0
rinterro	10.10	5.70	30.20	31295.1	5.65	176817.0	6.25	0.00	0.00
plinto di fondazione	1.20	8.50	30.20	7701.0	4.25	32729.3	0.60	0.00	0.00
Σ	10.10			38996.1		209546.3			0.0
$\Sigma_{PERM\ SP}$	11.30			46991.5	4.84	227559.8		0.00	0.0

- Carichi accidentali spalla (ACC SP)

	d_y [m]	d_x [m]	d_z [m]	N [kN]	x(A) [m]	$M_T(A)$ [kNxm]	y(A) = y(G) [m]	z(A) [m]	$M_L(A)$ [kNxm]
	0.00	0.30	30.20	181.2	5.65	1023.8	11.30	0.00	0.00

- Carichi impalcato F1 (REALIZ)

	N [kN]	x(A) [m]	$M_T(A)$ [kNxm]	y(A) = y(G) [m]	z(A) [m]	$M_L(A)$ [kNxm]
	3875	2.05	7943.8	9.15		0.00
	0.0	0.00	0.0	0.00		0.00
	3875.0		7943.8			0.0

- Carichi permanenti impalcato F2 (PERM IMP)

	N [kN]	x(A) [m]	$M_T(A)$ [kNxm]	y(A) = y(G) [m]	z(A) [m]	$M_L(A)$ [kNxm]
	1020	2.05	2091.0	9.15		0.00
	0.0	0.00	0.0	0.00		0.00
	1020.0		2091.0			0.0

- Carichi accidentali impalcato F2 (ACC IMP-Nmax)

	N [kN]	x(A) [m]	$M_T(A)$ [kNxm]	y(A) = y(G) [m]	z(A) [m]	$M_L(A)$ [kNxm]
	1715	2.05	3515.8	9.15		0.00
	0.0	0.00	0.0	0.00		0.00
	1715.0		3515.8			0.0

Azioni orizzontali

- *valutazione della spinta del terreno*

$\gamma =$	18 kN/m ³		(peso dell'unità di volume del terreno)
$\phi =$	35.0	0.61	(angolo d'attrito del terreno di riempimento)
$i =$	0	0.00	(inclinazione del terreno a monte, pos in salita)
$\beta =$	0	0.00	(inclinazione del muro, pos se verso monte)
$\alpha = 90 - \beta =$	90	1.57	(90 - β)
$\delta =$	0	0.00	(angolo d'attrito interno tra calcestruzzo e terreno)
$k_a =$	0.271	-	(coefficiente di spinta a riposo)
$L_1 =$	30.20	m	(lunghezza del cuneo di spinta inferiore)
$L_2 =$	30.20	m	(lunghezza del cuneo di spinta superiore)
$h_1 =$	1.20	m	(altezza del plinto)
$h_2 =$	10.10	m	(altezza del muro di testata + trave paraghiaia)
$S_{a,t,1a} =$	106.1	kN	(spinta del terreno cuneo inferiore)
$S_{a,t,1b} =$	1785.4	kN	(spinta del terreno cuneo inferiore)
$S_{a,t,2} =$	7513.6	kN	(spinta del terreno cuneo superiore)
$d_{y,1a} =$	0.4	m	(distanza del punto di applicazione dal piano di fond)
$d_{y,1b} =$	0.60	m	(distanza del punto di applicazione dal piano di fond)
$d_{y,2} =$	4.6	m	(distanza del punto di applicazione dal piano di fond)
$S_{a,q1} =$	196.4	kN	(spinta sul plinto dovuta al sovraccarico)
$S_{a,q2} =$	1653.1	kN	(spinta sulla spalla dovuta al sovraccarico)
$d_{y,q1} =$	0.6	m	(distanza del punto di applicazione dal piano di fond)
$d_{y,q2} =$	6.3	m	(distanza del punto di applicazione dal piano di fond)

	H_L [kN]	N [kN]	$M_T(A) = M_T(G)$ [kNxm]	$y(A) = y(G)$ [m]	$M_L(G)$ [kNxm]
- Spinta del terreno (ST)	9405.0		35425.6	-	
- Spinta del sovraccarico (SA)	1849.6		10450.0	-	

	$H_L <->$ [kN]	N [kN]	$M_T(A) = M_T(G)$ [kNxm]	$y(A) = y(G)$ [m]	$M_L(G)$ [kNxm]
- Azione di frenamento (FR)	409		3738.7	9.15	
	0.0		0.0	0.00	
	408.6		3738.7		

	$H_T <->$ [kN]		$y(A) = y(G)$ [m]	$M_L(G) <->$ [kNxm]
- Azione dovuta al vento (VENTO)	100		11.37	1135.9
	0.0		0.00	0.0
	99.9			1135.9

AZIONI SISMICHE**Azioni orizzontali**

- valutazione dell'incremento di spinta del terreno dovuto al sisma

$a_g/g =$	0.078	-	(PGA)
$S = S_S \times S_T$	1.00	-	
$S_{ve\ spalla} =$	0.04		(spettro di risposta elastico della componente verticale)
$L_1 =$	30.2	m	(lunghezza del cuneo di spinta inferiore)
$L_2 =$	30.2	m	(lunghezza del cuneo di spinta superiore)
$h_1 =$	1.2	m	(altezza del plinto)
$h_2 =$	10.1	m	(altezza del muro di testata + trave paraghiaia)
$\Delta P_{d,1} =$	376.0	kN	(Spinta sismica Mononobe-Okabe / Wood)
$\Delta P_{d,2} =$	1493.7	kN	(Spinta sismica Mononobe-Okabe / Wood)

1870

- Incremento di spinta del terreno dovuto al sisma (DS)	$H_L \leftarrow \rightarrow$	$y(A) = y(G)$	$M_T(A) = MT(G)$	$M_L(G)$
	[kN]	[m]	[kNxm]	[kNxm]
	1869.68	5.7	10563.7	0.00

- Sisma spalla long. e trasv. (SIS SP L e T)

	N	$H_T = H_L$	$y(A) = y(G)$	$M_T(A) = M_L(A)$
	[kN]	[kN]	[m]	[kNxm]
muro di testata	7610.4	593.6	5.40	3205.50
baggioli	0.0	0.0	9.15	0.00
muro paraghiaia	385.1	30.0	10.45	313.85
ringrosso paraghiaia	0.0	0.0	0.00	0.00
muro risolto 1	0.0	0.0	0.00	0.00
muri risolto	0.0	0.0	1.20	0.00
orecchie	0.0	0.0	7.80	0.00
soletta inferiore	0.0	0.0	0.00	0.00
soletta inferiore	0.0	0.0	0.00	0.00
mensola posteriore	0.0	0.0	0.00	0.00
rinterro	31295.1	2441.0	6.25	15256.3
plinto di fondazione	7701.0	600.7	0.60	360.4
-	0.0	0.0	0.00	0.00
Σ	46991.5	3665.3		19136.1

Azioni verticali

- Sisma spalla verticale (SIS SP V)

	W	N +/-	x(A)	$M_T(A) \leftarrow \rightarrow$	z(A)	$M_L(A) \leftarrow \rightarrow$
	[kN]	[kN]	[m]	[kNxm]	[m]	[kNxm]
muro di testata	7610.4	296.8	2.20	652.97	0.00	0.00
baggioli	0.0	0.0	1.35	0.00	0.00	0.00
muro paraghiaia	385.1	15.0	3.30	49.56	0.00	0.00
ringrosso paraghiaia	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
muro risolto 1	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
muri risolto	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
orecchie	0.0	0.0	9.08	0.00	0.00	0.00
soletta inferiore	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
soletta inferiore	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
mensola posteriore	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
rinterro	31295.1	1220.5	5.65	6895.9	0.00	0.00
plinto di fondazione	7701.0	300.3	4.25	1276.4	0.00	0.00
-	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
Σ	46991.5	1832.7		8874.8		0.0

- Sisma impalcato longitudinale (SIS IMP L)

Sisma long.

$H_L \leftarrow \rightarrow$	N +/-	x(A)	$M_T(G) \leftarrow \rightarrow$	$y(A) = y(G)$	$M_L(G)$
[kN]	[kN]	[m]	[kNxm]	[m]	[kNxm]
2153			19695.4	9.15	
0.0			0.0	0.00	
2152.5			19695.4		

- Sisma impalcato trasversale (SIS IMP T)

Sisma trasv.

$H_T \leftarrow \rightarrow$	$y(A) = y(G)$	$M_L(G) \leftarrow \rightarrow$
[kN]	[m]	[kNxm]
1076	10.11	12602.9
0.0	0.00	0.0
1076.3		12602.9

- Sisma impalcato verticale (SIS IMP V)

$H_L \leftarrow \rightarrow$	N +/-	x(A)	M(A) $\leftarrow \rightarrow$	z(A)	$M_L(A)$
[kN]	[kN]	[m]	[kNxm]	[m]	[kNxm]
205	2.05	419.7	0.00	0.00	0.00

Impalcato a travi in c.a.p. e sottostrutture in c.a.

10.2 Condizioni di carico

Nelle tabelle seguenti sono riportati valori dei carichi valutati precedentemente. I valori dei momenti flettenti sono riferiti al baricentro G della fondazione.

condizioni di carico	$H_L \rightarrow (+)$ [kN]	H_T [kN]	N [kN]	$M_T(A)$ [kNm]	$M_L(A)$ [kNm]	$e_L(A)=M_T(A)/N$ [m]	$e_X(G)=d_X(A)-e_L(A)$ [m]	$M_{T,G}$ [kNm]	$e_T(A)=M_L(A)/N$ [m]	$e_Z(G)$ [m]	$M_{L,G}$ [kNm]
0 REALIZZAZIONE			3875.0	7943.8	0.0	2.05	2.20	8525	0	0	0.0
1 PERM SP			46991.5	227559.8	0.0	4.84	-0.59	-27846	0	0	0.0
2 ACC SP			181.2	1023.8	0.0	5.65	-1.40	-254	0	0	0.00
3 PERM IMP			1020.0	2091.0	0.0	2.05	2.20	2244	0	0	0.0
4 ACC IMP - Nmax			1715.0	3515.8	0.0	2.05	2.20	3773	0	0	0.0
5 FOLLA			0.0	0.0	0.0				0	0	0.0
6 ST	9405.0							35425.6			0.0
7 SA	1849.6							10450.0			0.0
8 VARTEMPD			0.0	0.0	0.0			0			0.0
9 VARTEMPU	0.0							0.0			0.0
10 FR	408.6							3738.7			0.0
11 VENTO		99.9									1135.9
12 SIS SP L	3665.3							19136.1			0.0
13 SIS SP T		3665.3									19136.1
14 SIS SP V			1832.7	8874.8	0.0	4.84	-0.59	-1086.0	0.0	0.0	0.0
15 SIS IMP L	2152.5							19695.4			0.0
16 SIS IMP T		1076.3									12602.9
17 SIS IMP V			204.8	419.7	0.0	2.05	2.20	450.5	0.0	0.0	0.0
18 DS	1869.7							10563.7			0.0

T.4 Carichi dovuti alle condizioni di carico elementari

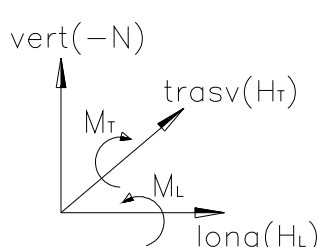
	H_L [kN]	H_T [kN]	N [kN]	$M_T(G)$ [kNm]	$M_L(G)$ [kNm]	
0 REALIZZAZIONE	0	0	3875	8525	0	
1 PERM SP	0	0	46992	-27846	0	
2 ACC SP	0	0	181	-254	0	
3 PERM IMP	0	0	1020	2244	0	
4 ACC IMP - Nmax	0	0	1715	3773	0	
5 FOLLA	0	0	0	0	0	
6 ST	9405	0	0	35426	0	
7 SA	1850	0	0	10450	0	
8 VARTEMPD	0	0	0	0	0	(+/-)
9 VARTEMPU	0	0	0	0	0	(+/-)
10 FR	409	0	0	3739	0	(+/-)
11 VENTO	0	100	0	0	1136	(+/-)
12 SIS SP L	3665	0	0	19136	0	(+/-)
13 SIS SP T	0	3665	0	0	19136	(+/-)
14 SIS SP V	0	0	1833	-1086	0	(+/-)
15 SIS IMP L	2153	0	0	19695	0	(+/-)
16 SIS IMP T	0	1076	0	0	12603	(+/-)
17 SIS IMP V	0	0	205	450	0	(+/-)
18 DS	1870	0	0	10564	0	(+)

T.5 Riepilogo dei carichi dovuti alle condizioni di carico elementari

10.3 Combinazioni di carico

Si riportano i coefficienti moltiplicati dei carichi elementari per le combinazioni allo stato limite ultimo, le combinazioni sismiche e le combinazioni allo stato limite di esercizio per le verifiche strutturali e geotecniche.

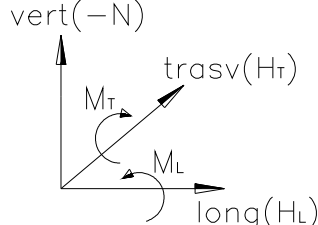
Carichi all'intradosso della fondazione - COMBINAZIONI SLU / SLV



	H _L	H _T	N	M _T (G)	M _L (G)
Comb.	[kN]	[kN]	[kN]	[kNxm]	[kNxm]
STA SLU 1	12697	0	63439	10232	0
STA SLU 2	12697	0	70047	24771	0
STA SLU 3	15194	90	72607	43629	1022
STA SLU 4	15121	90	72028	43876	1022
STA SLU 5	14569	150	72028	38829	1704
STA SLU 6	15194	150	72607	43629	1704
SIS SLU 7	17093	1422	52498	67553	9522
SIS SLU 8	11711	4742	52498	32977	31739
SIS SLU 9	11711	1422	53924	32532	9522
SIS SLU 10	17093	1422	51398	68205	9522
SIS SLU 11	11711	4742	51398	33628	31739
SIS SLU 12	11711	1422	50259	34704	9522

T.6 Combinazioni di carico SLU

Carichi all'intradosso della fondazione - COMBINAZIONI SLE



	H _L	H _T	N	M _T (G)	M _L (G)
Comb.	[kN]	[kN]	[kN]	[kNxm]	[kNxm]
STA SLE1	9405	0	46992	7580	0
STA SLE2	9405	0	51887	18349	0
STA SLE3	11255	60	53783	32318	682
STA SLE4	11201	60	53354	32501	682
STA SLE5	10792	100	53354	28762	1136
STA SLE6	11255	100	53783	32318	1136

T.1 Combinazioni di carico SLE

10.4 Verifiche

Le verifiche riportate di seguito sono:

- Verifica a ribaltamento allo *SLU* per la combinazione più gravosa;
- Verifiche strutturali di resistenza allo *SLU* per le combinazioni di carico più gravose;
- Verifiche strutturali di resistenza allo *SLE* per le combinazioni di carico più gravose.

10.4.1 Verifiche di stabilità – Ribaltamento

Di seguito la verifica a ribaltamento della spalla in esame effettuata per la combinazione più gravosa che risulta essere la combinazione sismica. La verifica è effettuata considerando l'ipotesi di equilibrio limite del corpo spalla assunto come rigido con centro di rotazione posizionato all'estremità inferiore del plinto lato valle. La combinazione considerata per tale verifica è la *combinazione sismica EQU*.

cond\comb	EQU
REALIZZAZIONE	0.87
PERM SP	0.87
ACC SP	0.00
PERM IMP	0.87
ACC IMP - Nmax	0.00
FOLLA	0.00
ST	1.00
SA	0.00
VARTEMPD	0.50
VARTEMPU	0.00
FR	0.00
VENTO	0.00
SIS SP L	1.00
SIS SP T	0.30
SIS SP V	-0.30
SIS IMP L	1.00
SIS IMP T	0.30
SIS IMP V	-0.30
DS	1.00

VERIFICA RIBALTAMENTO		
M_{ribalt}	M_{stab}	c.s.
87610	206604	2.36

La verifica è pertanto soddisfatta.

10.4.2 Verifiche strutturali – Plinto di fondazione – Mensola lato valle SLU

Di seguito si riportata la verifica strutturale della porzione di plinto lato valle ipotizzando il vincolo di incastro perfetto di tale mensola con il filo esterno del muro di testata (lato impalcato); la luce di calcolo assunta per la determinazione delle sollecitazioni di verifica è pertanto pari a $L_{valle} \cong 1.6m$. Il carico esterno è ipotizzato uniformemente distribuito ed è assunto cautelativamente pari alla massima reazione del terreno (vedere relazione geotecnica) dedotta dalle combinazioni di carico più gravose (*combinazione* denominata *STA-SLU6*). Le sollecitazioni di verifica sono pertanto pari a:

$$V_{S,d} = r_{terreno} \times L_{valle} \cong 650 \text{ kN/m};$$

$$M_{S,d} = r_{terreno} \times L_{valle}^2/2 \cong 520 \text{ kN}\times\text{m/m}.$$

I dati relativi alla geometria della sezione resistente e all'armatura di progetto sono riassunti di seguito.

$$B \times H = 1.0m \times 1.2m - h \cong 1.1m;$$

$$A_s = 1\phi 26/20 - \text{armatura zona tesa}$$

$$A'_s = 1\phi 20/20 - \text{armatura zona compressa}.$$

Si riporta di seguito la verifica a flessione semplice dell'armatura precedentemente esposta. La verifica è eseguita confrontando il momento resistente ultimo con il momento sollecitante ultimo. Il momento resistente minimo, determinato con il programma di calcolo *PresFle*, risulta pari a:

$$M_{R,d} = 1137 \text{ kN}\times\text{m/m} > M_{S,d} - \text{Verifica a flessione soddisfatta}.$$

Di seguito si riporta la verifica a taglio ($A_{s-w} = \text{spille } \phi 20/40 \times 40$). La resistenza delle bielle tese composte dall'armatura adottata è pari a:

$$- V_{Rw,d} = 0.9 \times d \times f_{yd} \times A_{sw}/s \times (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \times \text{sen}\alpha \cong 760 \text{ kN} > V_{S,d} - \text{Verifica soddisfatta};$$

con

$$- d \cong 110\text{cm}$$

$$f_{yd} \cong 391.3 \text{ MPa};$$

$$- A_{sw} \cong 3.14/0.4 \cong 7.85\text{cm}^2/\text{m}$$

$$s = 40\text{cm};$$

$$- \alpha = 90^\circ$$

$$\theta = 45^\circ (\text{ctg}\theta=1 - \text{valore cautelativo}).$$

La resistenza delle bielle compresse di calcestruzzo è pari a:

$$- V_{Rc,d} = 0.9 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f'_{cd} \times (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta) \cong 2810 \text{ kN} > V_{S,d} - \text{Verifica soddisfatta};$$

con

$$- d \cong 110\text{cm}$$

$$b_w = 100\text{cm};$$

$$- f'_{cd} = 0.5 \times (0.85 \times 0.83 \times 35 / 1.5) \cong 8.23 \text{ MPa}$$

$$\alpha_c \cong 1.0 (\text{ipotesi cautelativa});$$

$$- \alpha = 90^\circ$$

$$\theta = 21.8^\circ (\text{ctg}\theta=2.5 - \text{valore cautelativo}).$$

10.4.3 Verifiche strutturali – Plinto di fondazione – Mensola lato valle SLE

La sollecitazione di verifica è pari a (*SLE rara*):

$$M_{S,d} = \gamma_{\text{terreno}} \times L_{\text{valle}}^2 / 2 \cong 385 \text{ kN}\times\text{m}/\text{m}.$$

I dati relativi alla geometria della sezione resistente e all'armatura di progetto sono riassunti di seguito.

$$B \times H = 1.0\text{m} \times 1.2\text{m} - h \cong 1.1\text{m};$$

$$A_s = 1\phi 26/20 - \text{armatura zona tesa}$$

$$A'_s = 1\phi 20/20 - \text{armatura zona compressa}.$$

Le tensioni massime valgono:

$$\sigma_{\text{max},s} \cong 135 \text{ MPa} \Rightarrow \text{tensione di trazione sull'acciaio};$$

$$\sigma_{\text{max},c} \cong 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{tensione di compressione sul calcestruzzo}.$$

La verifica risulta soddisfatta.

Anche la verifica di fessurazione risulta soddisfatta adottando il metodo indiretto in quanto (considerando la combinazione *SLE rara*):

$$\sigma_{\text{max},s} < 200 \text{ MPa}.$$

10.4.4 Verifiche strutturali – Plinto di fondazione – Mensola lato monte SLU

Di seguito si riportata la verifica strutturale della porzione di plinto lato monte ipotizzando un vincolo di incastro di tale porzione di plinto con il filo interno del muro di testata ovvero il filo muro lato rinterro; la luce di calcolo assunta per la determinazione delle sollecitazioni di verifica è pertanto pari a $L_{monte} = 5.7m$. I carichi esterni, ipotizzati uniformemente distribuiti, sono pari a:

- peso rinterro lato monte e peso plinto (agente verso il basso);
- reazione media del terreno lato monte (agente verso l'alto).

Le sollecitazioni di verifica sono pertanto pari a:

$$V_{S,d} = (p_{rinterro} + p_{plinto} - r_{terreno}) \times L_{monte} \cong 630 \text{ kN/m.}$$

$$M_{S,d} = (p_{rinterro} + p_{plinto} - r_{terreno}) \times L_{monte}^2 / 2 \cong 1800 \text{ kN}\times\text{m/m.}$$

I dati relativi alla geometria della sezione resistente e all'armatura di progetto sono riassunti di seguito.

$$B \times H = 1.0 \times 1.2m - h \cong 1.1m;$$

$$A_s = 1\phi 26/10 + 1\phi 26/20 - \text{armatura zona tesa}$$

$$A'_s = 1\phi 20/20 - \text{armatura zona compressa.}$$

Si riporta di seguito la verifica a flessione semplice dell'armatura precedentemente esposta. La verifica è eseguita confrontando il momento resistente ultimo con il momento sollecitante ultimo. Il momento resistente minimo, determinato con il programma di calcolo *PresFle*, risulta pari a:

$$M_{R,d} = 3039 \text{ kN}\times\text{m/m} > M_{S,d} - \text{Verifica a flessione soddisfatta.}$$

Di seguito si riporta invece la verifica a taglio ovvero il dimensionamento dell'armatura a taglio. La resistenza delle bielle tese composte dall'armatura adottata è pari a:

$$- V_{Rw,d} = 0.9 \times d \times f_{yd} \times A_{sw} / s \times (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \times \text{sen}\alpha \cong 760 \text{ kN} > V_{S,d} - \text{Verifica soddisfatta;}$$

con

$$- d \cong 110\text{cm}$$

$$f_{yd} \cong 391.3 \text{ MPa;}$$

$$- A_{sw} \cong 3.14 / 0.4 \cong 13.275 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$s = 40\text{cm;}$$

$$- \alpha = 90^\circ$$

$$\theta = 45^\circ (\text{ctg}\theta = 1 - \text{valore cautelativo}).$$

La resistenza delle bielle compresse di calcestruzzo è pari a:

$$- V_{Rc,d} = 0.9 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f'_{cd} \times (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta) \cong 2810 \text{ kN} > V_{S,d} - \text{Verifica soddisfatta;}$$

con

$$- d \cong 110\text{cm}$$

$$b_w = 100\text{cm;}$$

$$- f'_{cd} = 0.5 \times (0.85 \times 0.83 \times 35 / 1.5) \cong 8.23 \text{ MPa}$$

$$\alpha_c \cong 1.0 (\text{ipotesi cautelativa});$$

$$- \alpha = 90^\circ$$

$$\theta = 21.8^\circ (\text{ctg}\theta = 2.5 - \text{valore cautelativo}).$$

10.4.5 Verifiche strutturali – Plinto di fondazione – Mensola lato monte SLE

Di seguito si riportata la verifica strutturale della porzione di plinto lato monte ipotizzando un vincolo di incastro di tale porzione di plinto con il filo interno del muro di testata ovvero il filo muro lato rinterro; la luce di calcolo assunta per la determinazione delle sollecitazioni di verifica è pertanto pari a $L_{monte} = 5.7m$. I carichi esterni, ipotizzati uniformemente distribuiti, sono pari a:

- peso rinterro lato monte e peso plinto (agente verso il basso);
- reazione media del terreno lato monte (agente verso l'alto).

La sollecitazione di verifica è pertanto pari a (*SLE rara*):

$$M_{S,d} = (p_{rinterro} + p_{plinto} - r_{terreno}) \times L_{monte}^2 / 2 \cong 1940 \text{ kN}\times\text{m/m}.$$

I dati relativi alla geometria della sezione resistente e all'armatura di progetto sono riassunti di seguito.

$$B \times H = 1.0 \times 1.2m - h \cong 1.1m;$$

$$A_s = 1\phi 26/10 + 1\phi 26/20 - \text{armatura zona tesa}$$

$$A'_s = 1\phi 20/20 - \text{armatura zona compressa}.$$

Le tensioni massime valgono (combinazione rara):

$$\sigma_{max,s} \cong 249 \text{ MPa} \Rightarrow \text{tensione di trazione sull'acciaio};$$

$$\sigma_{max,c} \cong 9.0 \text{ MPa} \Rightarrow \text{tensione di compressione sul calcestruzzo}.$$

La verifica risulta soddisfatta.

la verifica di fessurazione si esegue controllando che:

$$w_d < w_2 = 0.3 \text{ (condizioni ordinarie combinazione frequente)}$$

si ottiene:

$h =$	120	cm	$k_1 =$	0.8	-	$A_{c,eff}$	1330.702	cm^2
$d =$	113.5	cm	$k_2 =$	0.5	-	ρ_{eff}	0.05986	-
$E_{cm} =$	34625	MPa	$k_3 =$	3.4	-	σ_s	239	MPa
$E_s =$	210000	MPa	$k_4 =$	0.425	-	ϵ_{sm}	0.00092	-
$\alpha_e =$	6.06	-				Δ_{smax}	210	mm
$k_1 =$	0.6	-				w_d	0.19	mm

La verifica risulta soddisfatta

10.4.6 Verifiche strutturali – Muro di testata – Sezione di base SLU

Di seguito si riportano le verifiche strutturali della sezione di base del muro di testata ovvero della sezione di attacco dello stesso con il plinto di fondazione. Le verifiche di resistenza, taglio e pressoflessione semplice, sono eseguite per la condizione di carico più gravosa ovvero nei confronti delle sollecitazioni dedotte dalla combinazione sismica.

$$N_{S,d} \cong -430 \text{ kN/m (compressione);}$$

$$V_{S,d} \cong 410 \text{ kN/m;}$$

$$M_{S,d} \cong 1520 \text{ kN}\times\text{m/m.}$$

I dati relativi alla geometria della sezione resistente e all'armatura di progetto sono riassunti di seguito.

$$B\times H = 1.0\times 1.2\text{m} - h \cong 1.1\text{m};$$

$$A_s = 1\phi 26/20 + 1\phi 20/20 - \text{armatura zona tesa};$$

$$A'_s = 1\phi 20/20 - \text{armatura zona compressa.}$$

Si riporta di seguito la verifica a flessione semplice dell'armatura precedentemente esposta. La verifica è eseguita confrontando il momento resistente ultimo con il momento sollecitante ultimo. Il momento resistente minimo, determinato con il programma di calcolo *PresFle*, risulta pari a:

$$M_{R,d} = 2100 \text{ kN}\times\text{m/m} > M_{S,d} - \text{Verifica a flessione soddisfatta.}$$

Di seguito si riporta invece la verifica a taglio ovvero il dimensionamento dell'armatura a taglio. La resistenza delle bielle tese composte dall'armatura adottata è pari a:

$$- V_{Rw,d} = 0.9\times d\times f_{yd}\times A_{sw}/s\times (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta)\times \text{sen}\alpha \cong 760 \text{ kN} > V_{S,d} - \text{Verifica soddisfatta};$$

con

$$- d \cong 110\text{cm} \quad f_{yd} \cong 391.3 \text{ MPa};$$

$$- A_{sw} \cong 3.14/0.4 \cong 7.85\text{cm}^2/\text{m} \quad s = 40\text{cm};$$

$$- \alpha = 90^\circ \quad \theta = 45^\circ (\text{ctg}\theta=1 - \text{valore cautelativo}).$$

La resistenza delle bielle compresse di calcestruzzo è pari a:

$$- V_{Rc,d} = 0.9\times d\times b_w\times \alpha_c\times f'_{cd}\times (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta)/(1 + \text{ctg}^2\theta) \cong 3210 \text{ kN} > V_{S,d} - \text{Verifica soddisfatta};$$

con

$$- d \cong 110\text{cm} \quad b_w = 100\text{cm};$$

$$- f'_{cd} = 0.5\times (0.85\times 0.83\times 40/1.5) \cong 9.41 \text{ MPa} \quad \alpha_c \cong 1.0 (\text{ipotesi cautelativa});$$

$$- \alpha = 90^\circ \quad \theta = 21.8^\circ (\text{ctg}\theta=2.5 - \text{valore cautelativo}).$$

10.4.7 Verifiche strutturali – Muro di testata – Sezione di base SLE

Le sollecitazioni sono pari a (*SLE rara*)

$N_{S,d} \cong -265 \text{ kN/m}$ (compressione);

$M_{S,d} \cong 840 \text{ kN}\times\text{m/m}$.

I dati relativi alla geometria della sezione resistente e all'armatura di progetto sono riassunti di seguito.

$B\times H = 1.0\times 1.2\text{m}$ - $h \cong 1.1\text{m}$;

$A_s = 1\phi 26/20 + 1\phi 20/20$ - armatura zona tesa;

$A'_s = 1\phi 20/20$ - armatura zona compressa.

Le tensioni massime valgono:

$\sigma_{max,s} \cong 163 \text{ MPa} \Rightarrow$ tensione di trazione sull'acciaio;

$\sigma_{max,c} \cong 4.9 \text{ MPa} \Rightarrow$ tensione di compressione sul calcestruzzo.

La verifica risulta soddisfatta.

Anche la verifica di fessurazione risulta soddisfatta adottando il metodo indiretto in quanto (considerando la combinazione *SLE rara*):

$\sigma_{max,s} < 200 \text{ MPa}$.

10.4.8 Verifiche strutturali – Muro paraghiaia – Sezione di base SLU

Cautelativamente si valutano le sollecitazioni sul muro paraghiaia considerando lo schema statico di mensola in verticale avente la seguente lunghezza di calcolo:

$$L_{vert.} \cong 1.70 \text{ m}$$

Le sollecitazioni massime si ottengono in condizione sismica *SLV* sono pari a:

$$V_{Sd} \cong 15 \text{ kN/m};$$

$$M_{Sd} \cong 55 \text{ kNm/m}.$$

I dati relativi alla geometria della sezione resistente e all'armatura di progetto sono riassunti di seguito.

$$B \times H = 1.0 \times 0.30 \text{ m} - h \cong 0.25 \text{ m};$$

$$A_s = 1\phi 16/20 - \text{armatura zona tesa};$$

$$A'_s = 1\phi 16/20 - \text{armatura zona compressa}.$$

La verifica è eseguita confrontando il momento resistente ultimo con il momento sollecitante ultimo. Il momento resistente minimo, determinato con il programma di calcolo *PresFle*, risulta pari a:

$$M_{R,d} = 113 \text{ kNm/m} > M_{S,d} - \text{Verifica a flessione soddisfatta}.$$

Di seguito si riporta invece la verifica a taglio. La resistenza delle bielle tese composte dall'armatura adottata è pari a:

$$V_{Rw,d} = 0.9 \times d \times f_{yd} \times A_{sw} / s \times (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) \times \text{sen} \alpha \cong 60 \text{ kN} > V_{S,d} - \text{Verifica soddisfatta};$$

con:

$$d \cong 250 \text{ mm}; \quad f_{yd} \cong 391.3 \text{ MPa}; \quad A_{sw} \cong 1.13/0.4 \cong 2.825 \text{ cm}^2/\text{m}; \quad s = 40 \text{ cm}; \quad \alpha = 90^\circ$$

$$\theta = 45^\circ (\text{ctg} \theta = 1 - \text{valore cautelativo}).$$

La resistenza delle bielle compresse di calcestruzzo è pari a:

$$V_{Rc,d} = 0.9 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f'_{cd} \times (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta) \cong 1060 \text{ kN} > V_{S,d} - \text{Verifica soddisfatta};$$

con:

$$b_w = 1000 \text{ mm}; \quad f'_{cd} = 0.5 \times (0.85 \times 0.83 \times 40 / 1.5) \cong 9.41 \text{ MPa} \quad \alpha_c \cong 1.0;$$

10.4.9 Verifiche strutturali – Muro paraghiaia – Sezione di base SLE

La sollecitazione flettente massima è pari a (SLE rara)

$$M_{s,d} \cong 10 \text{ kNm/m.}$$

Le tensioni massime valgono:

$$\sigma_{max,s} \cong 43 \text{ MPa} \Rightarrow \text{tensione di trazione sull'acciaio;}$$

$$\sigma_{max,c} \cong 1.7 \text{ MPa} \Rightarrow \text{tensione di compressione sul calcestruzzo.}$$

La verifica risulta soddisfatta.

Considerando la sezione interamente reagente, la tensione di trazione massima sul calcestruzzo vale:

$$\sigma_{max,c} \cong 0.6 \text{ MPa} \Rightarrow \text{tensione di trazione sul calcestruzzo.}$$

Tale valore è inferiore a $f_{ctm}/1.2$.

La verifica a fessurazione si ritiene soddisfatta.

10.4.10 Verifiche strutturali – Soletta di transizione – SLU

Le sollecitazioni della soletta di transizioni si valutano adottando lo schema statico di trave appoggiata con vincoli rigidi di estremità (lato rilevato e lato spalla) e luce di calcolo pari a:

$$L_{cal} \cong 5.00 \text{ m}$$

Si considera il carico permanente della sovrastruttura stradale e il carico accidentale aventi i seguenti valori:

$$G_{perm} = \gamma \times h \cong 38 \text{ kN/m}^2 \text{ (} h \cong 2.00 \text{ m)};$$

$$Q_{acc} = 20 \text{ kN/m}^2 .$$

Le sollecitazioni massime allo SLU sono pari a:

$$V_{Sd} \cong 195 \text{ kN/m};$$

$$M_{Sd} \cong 245 \text{ kNm/m}.$$

I dati relativi alla geometria della sezione resistente e all'armatura di progetto sono riassunti di seguito.

$$B \times H = 1.0 \times 0.30 \text{ m} - h \cong 0.25 \text{ m};$$

$$A_s = 1 \phi 22/10 - \text{armatura zona tesa};$$

$$A'_s = 1 \phi 16/20 - \text{armatura zona compressa}.$$

La verifica è eseguita confrontando il momento resistente ultimo con il momento sollecitante ultimo. Il momento resistente minimo, determinato con il programma di calcolo *PresFle*, risulta pari a:

$$M_{R,d} = 285 \text{ kNm/m} > M_{S,d} - \text{Verifica a flessione soddisfatta}.$$

Di seguito si riporta invece la verifica a taglio. La resistenza delle bielle tese composte dall'armatura adottata è pari a:

$$V_{Rw,d} = 0.9 \times d \times f_{yd} \times A_{sw} / s \times (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) \times \text{sen} \alpha \cong 221 \text{ kN} > V_{S,d} - \text{Verifica soddisfatta};$$

con:

$$d \cong 250 \text{ mm}; \quad f_{yd} \cong 391.3 \text{ MPa}; \quad A_{sw} \cong 2.01/0.4 \cong 5.025 \text{ cm}^2/\text{m}; \quad s = 20 \text{ cm}; \quad \alpha = 90^\circ$$

$$\theta = 45^\circ \text{ (ctg} \theta = 1 - \text{valore cautelativo)}.$$

La resistenza delle bielle compresse di calcestruzzo è pari a:

$$V_{Rc,d} = 0.9 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f'_{cd} \times (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta) \cong 925 \text{ kN} > V_{S,d} - \text{Verifica soddisfatta};$$

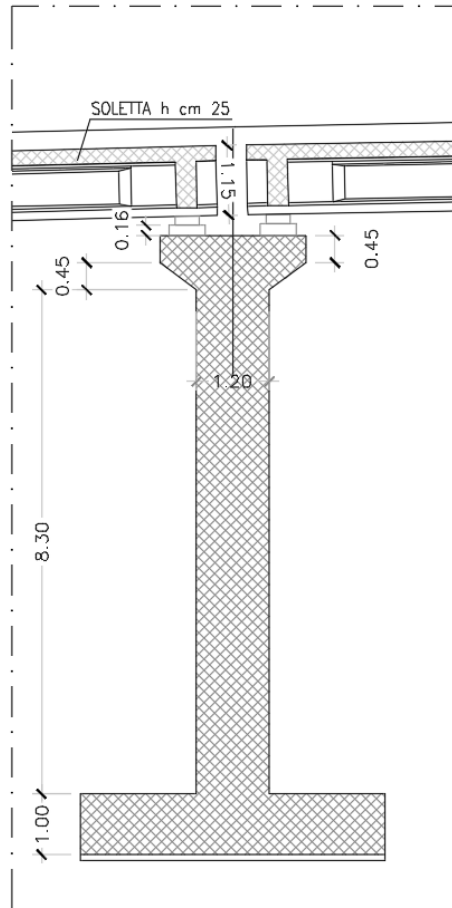
con:

$$b_w = 1000 \text{ mm}; \quad f'_{cd} = 0.5 \times (0.85 \times 0.83 \times 35 / 1.5) \cong 8.23 \text{ MPa} \quad \alpha_c \cong 1.0;$$

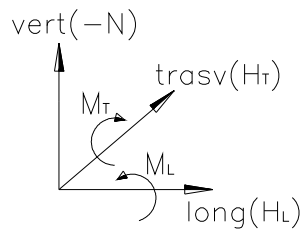
11. PILA – VERIFICHE ELEVAZIONE E FONDAZIONE

11.1 Geometria

La geometria della pila analizzata è riportata nelle immagine seguente.



F 8. Sezione trasversale pila



F 9. Convenzione utilizzata per le sollecitazioni riportate

11.2 Analisi dei carichi agenti

Peso proprio

Peso proprio impalcato Sx:

$$W_{Sx} = 7900 \text{ KN}$$

Peso proprio impalcato Dx:

$$W_{Dx} = 6300 \text{ KN}$$

Permanenti portati

Permanenti portati impalcato Sx:

$$P_{Sx} = 2600 \text{ KN}$$

Permanenti portati impalcato Dx:

$$P_{Dx} = 1900 \text{ KN}$$

Carichi da traffico

$$Q_k = 2 \cdot (300 + 200 + 100) = 1200 \text{ KN}$$

$$Q_{ik} = 9 \times 3 + 2.5 \times 3 + 2.5 \times 3 + 2.5 \times 3 + 2.5 \times 3 = 57 \text{ KN/m}$$

$$\text{folla} = 5 \times 4.06 = 20.3 \text{ KN/m}$$

Reazione massima verticale su pila:

$$L_{Sx} = 18 \text{ m}$$

$$L_{Dx} = 12.5 \text{ m}$$

$$R = 2400 \text{ KN}$$

eccentricità del solo truck sulla pila:

$$e_1 = 6.89 \text{ m} \quad \text{calcolata graficamente}$$

eccentricità del distribuito sulla pila:

$$e_2 = 0.0 \text{ m} \quad \text{calcolata graficamente}$$

Momento trasversale totale sulla pila :

$$M_L = 8300 \text{ KNm}$$

Sisma

Si riportano di seguito le valutazioni relative alle azioni sismiche agenti alla base della pila effettuate attraverso un'analisi *pseudo-statica*.

Direzione longitudinale

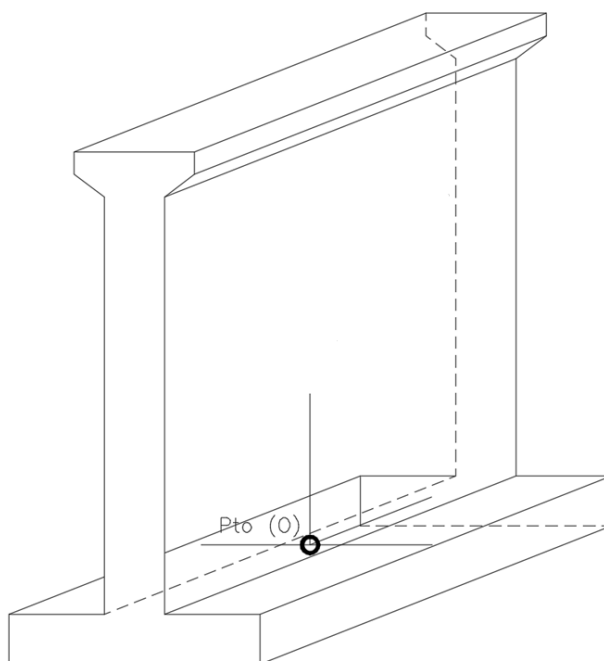
Altezza pila	H	m	9.1
Spessore pila	s	m	1.2
Lunghezza pila	L	m	39
modulo elastico	E	kPa	34625485
Inerzia pila	J	m^4	5.616
Rigidezza pila $3EJ/I^3$	k^*	KN/m	774140.96
massa pila (24%)	$m_{p-0.24}$	t	260
massa pila (39%)	$m_{p-0.39}$	t	423
massa pila (28%)	$m_{p-0.28}$	t	304
massa impalcato dx	m_{imp}	t	836
masse partecipanti	m^*	t	1096
	m_Q	t	1259
	m_M	t	1140
Periodo sistema pila+impalcato dx	T_0	sec	0.24
accelerazione spettrale	S_{e-h}	-	0.205
Taglio alla base	Q_{max}	kN	2908
Momento alla base	M_{max}	kNm	23956

Direzione trasversale

Altezza pila	H	m	9.1
Spessore pila	s	m	1.2
Lunghezza pila	L	m	39
modulo elastico	E	kPa	34625485
Inerzia pila	J	m^4	5931.9
Rigidezza pila $3EJ/I^3$	k^*	KN/m	817686386
massa pila (24%)	$m_{p-0.24}$	t	260
massa pila (39%)	$m_{p-0.39}$	t	423
massa pila (28%)	$m_{p-0.28}$	t	304
massa impalcato	m_{imp}	t	953
masse partecipanti	m^*	t	1214
	m_Q	t	1376
	m_M	t	1257
Periodo sistema pila+impalcato dx	T_0	sec	0.0077
accelerazione spettrale	S_{e-h}	-	0.085
Taglio alla base	Q_{max}	kN	1302
Momento alla base	M_{max}	kNm	12244

11.3 Condizioni di carico

Nella tabella seguente sono riportati valori delle sollecitazioni per ciascun carico riferiti a estradosso plinto punto (O) fig. seguente:



F 10. Figura 1 Schema generale

Tutte le sollecitazioni ottenute sono state calcolate considerandole dirette in senso longitudinale (L) e trasversale (T) del ponte.

Nella tabella seguente sono riportati valori delle sollecitazioni per ciascun carico riferiti a estradosso plinto.

	H_L	H_T	N	M_T	M_L
cond\comb	[kN]	[kN]	[kN]	[kNxm]	[kNxm]
Peso proprio impalcato	0	0	7100	0	0
Peso proprio pila	0	0	11613	0	0
Perm Impalcato	0	0	2250	0	0
Accidentale Impalcato	0	0	2400	0	8300
Frenatura	150	0	0	1607	0
Attrito dei vincoli	470	0	0	5034	0
Vento	0	172	0	0	1430
SIS PILA L	2908	0	0	23956	0
SIS PILA T	0	1302	0	0	12244
SIS PILA V	0	0	1635	0	0
	1	2	3	4	5

T.1 Carichi dovuti alle condizioni di carico elementari – estradosso plinto

11.4 Combinazioni di carico

Nelle tabelle seguenti sono riportati i valori delle sollecitazioni per ciascuna combinazione riferiti a estradosso plinto.

cond\comb	1	2	3	4	5	5	6	7
Peso proprio impalcato	0	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1	1
Peso proprio pila	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1	1
Perm Impalcato	0	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1	1
Accidentale Impalcato	0	0	1.35	1.0125	1.0125	0	0	0
Frenatura	0	0	0	0	1.35	0	0	0
Attrito dei vincoli	0	0	1.5	0	0.9	0	0	0
Vento	0	0	0	1.5	0.9	0	0	0
SIS PILA L	0	0	0	0	0	1.00	0.30	0.30
SIS PILA T	0	0	0	0	0	0.30	1.00	0.30
SIS PILA V	0	0	0	0	0	0.30	0.30	1.00
SIS IMP L	0	0	0	0	0	1.00	0.30	0.30
SIS IMP T	0	0	0	0	0	0.30	1.00	0.30
SIS IMP V	0	0	0	0	0	0.30	0.30	1.00
	1	2	3	4	5	6	7	8

T.1 Tabella fattori di combinazione – SLU

cond\comb	1	2	3	4	5
Peso proprio impalcato	0	1	1	1	1
Peso proprio pila	1	1	1	1	1
Perm Impalcato	0	1	1	1	1
Accidentale Impalcato	0	0	1	0.75	0.75
Frenatura	0	0	0	0	1
Attrito dei vincoli	0	0	1	0	0.6
Vento	0	0	0	1	0.6
	1	2	3	4	5

T.2 Tabella fattori di combinazione – SLE

	H _L	H _T	N	M _T	M _L
Comb.	[kN]	[kN]	[kN]	[kNxm]	[kNxm]
STA SLU 1	0	0	15677	0	0
STA SLU 2	0	0	28300	0	0
STA SLU 3	705	0	31540	7551	11205
STA SLU 4	0	257	30730	0	10549
STA SLU 5	626	154	30730	6699	9691
SIS SLU 6	2908	390	21453	23956	3673
SIS SLU 7	872	1302	21453	7187	12244
SIS SLU 8	872	390	22598	7187	3673

T.3 Sollecitazioni SLU – estradosso plinto

SOLLECITAZIONI ESTRADOSSO FONDAZIONE- COMBINAZIONI SLU

	H _L	H _T	N	M _T	M _L
Comb.	[kN]	[kN]	[kN]	[kNxm]	[kNxm]
STA SLE 1	0	0	11613	0	0
STA SLE 2	0	0	20963	0	0
STA SLE 3	470	0	23363	5034	8300
STA SLE 4	0	172	22763	0	7655
STA SLE 5	432	103	22763	4627	7083

T.1 Sollecitazioni SLE – estradosso plinto

11.5 Verifiche elevazione - SLU

Di seguito viene riportata la verifica strutturale della sezione di attacco della pila col plinto di fondazione per le combinazioni più gravose.

11.5.1 Verifica a flessione

Le sollecitazioni globali di verifica sono pari a:

$N' \cong -21450 \text{ KN/m}$ – sforzo assiale di compressione;

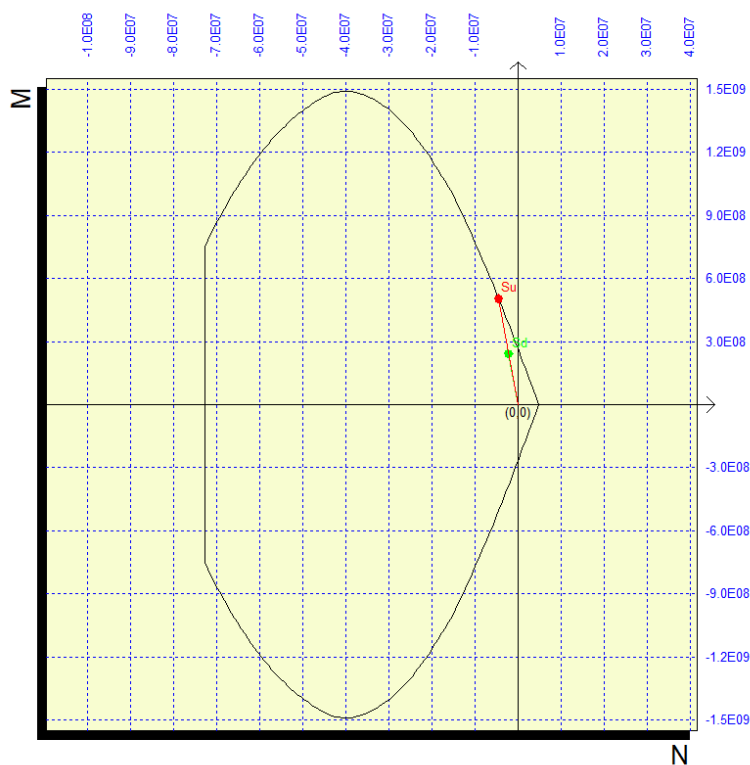
$M_L \cong 3675 \text{ KN}\times\text{m}$ – momento longitudinale;

$M_T \cong 23960 \text{ KN}\times\text{m}$ – momento trasversale.

La carpenteria della sezione resistente della pila è assunta pari a $39.0\text{m}\times 1.2\text{m}$. L'armatura perimetrale considerata nella verifica è composta da:

$A_s = \phi 20/20$.

Si riporta di seguito il diagramma di interazione allo *SLU*



Il momento resistente minimo è pari a:

$M_{R,d} = 37870 \text{ KN}\times\text{m} \Rightarrow (F.S.)_{\text{MIN}} \cong 1.6$.

11.5.2 Verifica a taglio

Si considera la combinazione più gravosa:

$H_L = 2910$ kN – taglio totale agente in direzione longitudinale.

Di seguito si riporta la verifica a taglio ovvero il dimensionamento dell'armatura a taglio. La resistenza delle bielle tese composte dall'armatura adottata è pari a:

$$- V_{Rw,d} = 0.9 \times d \times f_{yd} \times A_{sw} / s \times (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \times \text{sen}\alpha \cong 6330 \text{ kN} > V_{S,d} - \text{Verifica soddisfatta};$$

con

$$- d \cong 90 \text{ cm} \qquad f_{yd} \cong 391.3 \text{ MPa};$$

$$- A_{sw} \cong 40\phi 16 \cong 80 \text{ cm}^2 \qquad s = 40 \text{ cm};$$

$$- \alpha = 90^\circ \qquad \theta = 45^\circ (\text{ctg}\theta=1 - \text{valore cautelativo}).$$

La resistenza delle bielle compresse di calcestruzzo è pari a:

$$- V_{Rc,d} = 0.9 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f'_{cd} \times (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta) \cong 54600 \text{ kN} > V_{S,d} - \text{Verifica soddisfatta};$$

con

$$- d \cong 90 \text{ cm} \qquad b_w = 1550 \text{ cm};$$

$$- f'_{cd} = 0.5 \times (0.85 \times 0.83 \times 37 / 1.5) \cong 8.7 \text{ MPa} \qquad \alpha_c \cong 1.0 (\text{ipotesi cautelativa});$$

$$- \alpha = 90^\circ \qquad \theta = 21.8^\circ (\text{ctg}\theta=2.5 - \text{valore cautelativo}).$$

11.6 Verifiche elevazione - SLE

Le sollecitazioni globali di verifica sono pari a (*SLE rara*):

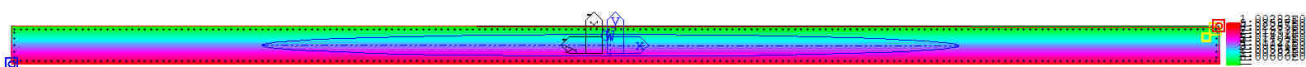
$N' \cong -23360 \text{ KN/m}$ – sforzo assiale di compressione;

$M_L \cong 8300 \text{ KN}\times\text{m}$ – momento longitudinale;

$M_T \cong 5040 \text{ KN}\times\text{m}$ – momento trasversale.

La sezione risulta uniformemente compressa con:

$\sigma_{max,c} \cong 1.1 \text{ MPa} \Rightarrow$ *tensione massima di compressione sul calcestruzzo.*



La verifica risulta soddisfatta.

La verifica a fessurazione non è significativa.

11.7 Verifica per urto da traffico ferroviario

La distanza "d" degli elementi esposti (pile) dall'asse del binario è pari a circa 8.0m; si assumono dunque, secondo quanto esposto al §3.6.3.4, le seguenti azioni statiche equivalenti:

- 2000 kN in direzione parallela alla direzione di marcia dei convogli ferroviari;
- 750 kN in direzione perpendicolare alla direzione di marcia dei convogli ferroviari.

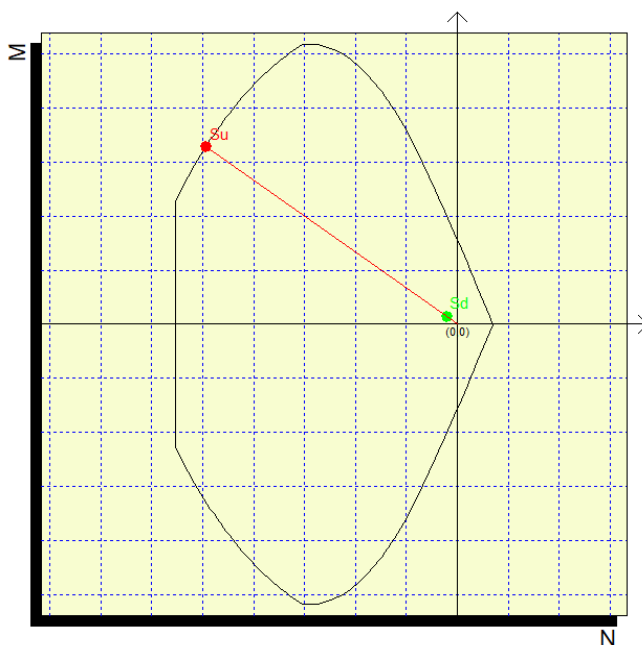
Tali forze, che agiscono separatamente, vengono applicate a 1.80m dal piano del ferro.

Di seguito viene riportata la verifica strutturale della sezione di attacco della pila col plinto di fondazione per la combinazione eccezionale (STA_ECC). Su una larghezza di fusto pari ad 1.0m si ha:

$$M_i = (750 \cdot 1.8) / 16.5 = 85 \text{ KNm/m}$$

$$N' = 22500 / 26.7 = 840 \text{ KN}\times\text{m/m}.$$

La sezione corrente del piedritto è pari a 1.2m×1.0m; l'armatura ipotizzata è composta da 1φ20/0.2m.

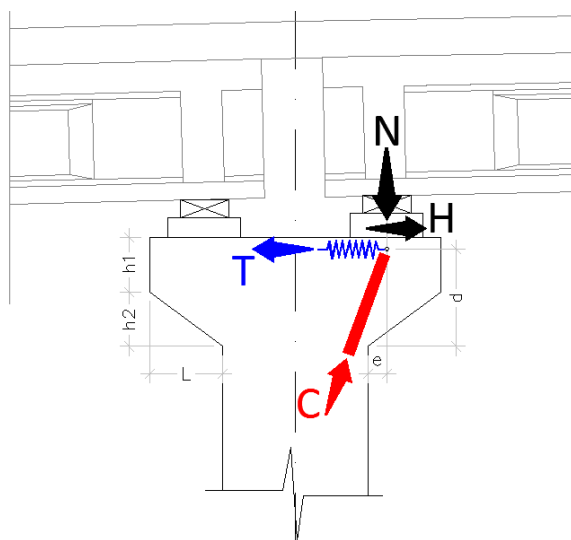


F 11. Dominio di interazione N-M

$$M_{R,d} = 910 \text{ KN}\times\text{m/m} > M_{S,d} = 85 \text{ KN}\times\text{m/m}$$

11.8 Verifica pulvino

Di seguito si riporta la verifica del pulvino testa pila. Lo schema statico adottato per determinare le sollecitazioni di tale elemento in direzione longitudinale (in direzione trasversale tutti gli appoggi delle travi ricadono all'interno dell'impronta del fusto pila e pertanto non si generano meccanismi di diffusione del carico verticale significativi ovvero tali da richiedere una valutazione specifica) è quello di mensola tozza soggetta alla reazione verticale ed orizzontale trasmessa dai dispositivi di appoggio (si trascura il peso proprio della mensola tozza).



F 12. Schema di calcolo pulvino testa pila – Direzione longitudinale

Le caratteristiche geometriche sono riepilogati di seguito.

$$h_1 = h_2 = 0.45\text{m}$$

$$d \cong 0.8\text{m}$$

$$L = 0.6\text{m}$$

$$e \cong 0.2\text{m}.$$

L'intensità della reazione verticale massima allo *SLU* per le condizioni statiche (condizioni di carico dimensionanti) è determinata nell'ipotesi cautelativa che la singola colonna di carico più pesante sia assorbita da due sole travi in relazione all'interasse delle stesse ($i_{travi} \cong 1.5\text{m}$) ed alla larghezza della colonna ($w_1 = 3.0\text{m}$). Per quanto riguarda l'azione orizzontale longitudinale concomitante si considera la forza di frenatura ($q_3 \cong 410\text{ kN}$) uniformemente ripartita su tutti gli appoggi della singola campata (20+20).

$N_{SLU} \cong 1000\text{ kN}$ – massima reazione verticale allo *SLU* in condizioni statiche;

$H \cong 15\text{ kN}$ – massima reazione orizzontale longitudinale allo *SLU* in condizioni statiche.

Lo sforzo nel tirante superiore, determinato con l'equilibrio alla rotazione ed alla traslazione riferendosi alle reazioni sul singolo appoggio (interasse appoggi $i_{appoggi} \cong 1.5\text{m}$), risulta pari a:

$$T_{S,d} = [(N \times e) / d + H] \cong 270\text{ kN}$$

ovvero per metro di profondità (considerando l'interasse degli appoggi) uno sforzo di trazione pari a:

$$t_{S,d} = (T / i_{appoggi}) \cong 180\text{ kN/m}.$$

L'armatura per metro di profondità necessaria ad assorbire tale sforzo risulta pari a:

$$A_{s-necessaria} = t_{s,d} / f_{yd} \cong 5.0 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

L'armatura adottata è pari a:

$$- A_{s-adottata} (1\phi 20/20) \cong 15.7 \text{ cm}^2/\text{m} > A_{s-necessaria} - \text{Verifica soddisfatta.}$$

Lo sforzo nel puntone inclinato inferiore, determinato con l'equilibrio alla traslazione orizzontale, risulta pari a:

$$C_{S,d} = (N^2 + T^2)^{1/2} \cong 1040 \text{ kN};$$

ovvero per metro di profondità (considerando l'interasse degli appoggi) uno sforzo di compressione pari a:

$$c_{S,d} = (C/i_{appoggi}) \cong 700 \text{ kN/m}.$$

A tale sforzo di compressione corrisponde una tensione di compressione media pari a:

$$\sigma_{c,d} = c_{S,d} / A_{biella-cls} \cong 4.4 \text{ MPa} \leq f_{cd} - \text{Verifica soddisfatta};$$

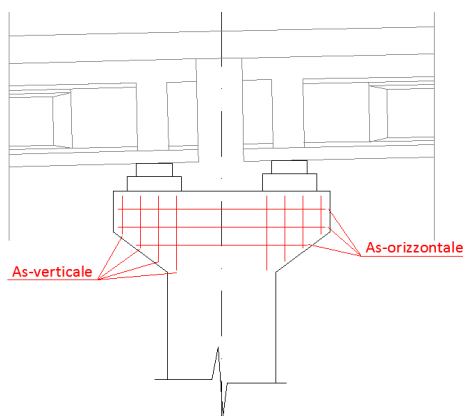
con

$$A_{biella-cls} \cong (0.2 \times d) \times B = 1600 \text{ cm}^2;$$

$$d = 80 \text{ cm};$$

$$B = 100 \text{ cm}.$$

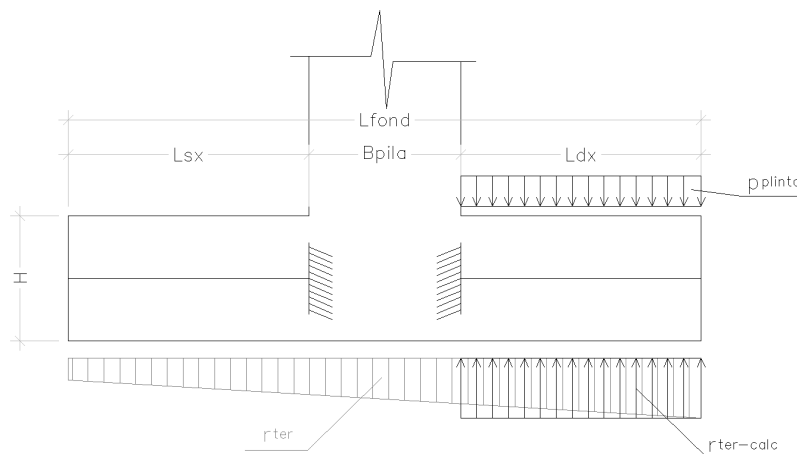
Tutte le verifiche risultano pertanto soddisfatte. Si evidenzia che oltre alle armature precedentemente determinate si prevede l'adozione di un sistema di armature a taglio composto da spille $\phi 12/40 \times 60$ e da ferri di volume orizzontali composti da $\phi 12/40 \times 60$.



F 13. Armatura integrativa fuori calcolo

11.9 Verifica plinto di fondazione - SLU

Di seguito si riporta la verifica del plinto di fondazione. Lo schema statico adottato per il plinto in entrambe le direzioni è quello di mensola orizzontale incastrata in corrispondenza del fusto pila soggetta ad un carico uniformemente distribuito dal basso verso l'alto di intensità pari alla reazione massima del terreno e ad un carico dall'alto verso il basso di intensità pari al peso proprio del plinto; lo schema statico dimensionante è quello della mensola in direzione longitudinale (luce maggiore).



F 14. Schema di calcolo plinto di fondazione pila – Direzione longitudinale

Le caratteristiche geometriche e l'intensità dei carichi sono riepilogati di seguito.

$$L_{\text{fond}} = 5.0\text{m} \quad B_{\text{pila}} = 1.2\text{m} \quad L_{\text{sx}} = L_{\text{dx}} = (5.0-1.2)/2 = 1.9\text{m} \quad H = 1.0\text{m};$$

$$r_{\text{ter-calc}} = \max(r_{\text{ter}}) \cong 290 \text{ kPa} - \text{reazione massima del terreno in condizioni sismiche};$$

$$p_{\text{plinto}} = 1 \times 25 = 25 \text{ kPa} - \text{peso proprio plinto}.$$

SOLLECITAZIONI INTRADOSSO FONDAZIONE- COMBINAZIONI SLU

Comb.	H_L	H_T	N	M_T	M_L
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
STA SLU 1	0	0	22596	0	0
STA SLU 2	0	0	35219	0	0
STA SLU 3	705	0	38459	8256	11205
STA SLU 4	0	257	37649	0	10806
STA SLU 5	626	154	37649	7325	9845
SIS SLU 6	2908	390	26698	26864	4064
SIS SLU 7	872	1302	26698	8059	13546
SIS SLU 8	872	390	28123	8059	4064

Comb.	e_L	$B/6$	e_T	$L/6$	σ_{MAX}	σ_{MIN}
	[m]	[m]	[m]	[m]	[kPa]	[kPa]
STA SLU 1	0.00	0.83	0.00	6.83	110	110
STA SLU 2	0.00	0.83	0.00	6.83	172	172
STA SLU 3	0.21	0.83	0.29	6.83	244	131
STA SLU 4	0.00	0.83	0.29	6.83	191	176
STA SLU 5	0.19	0.83	0.26	6.83	234	134
SIS SLU 6	1.01	0.83	0.15	6.83	290	-30
SIS SLU 7	0.30	0.83	0.51	6.83	187	73
SIS SLU 8	0.29	0.83	0.14	6.83	187	87

T.2 Sollecitazioni ad intradosso plinto, eccentricità e reazioni terreno (*)

(*) N.B. \Rightarrow Per le condizioni sismiche l'inerzia del plinto è valutata nell'ipotesi che lo stesso si muova con il terreno.

Le sollecitazioni di verifica, taglio e momento flettente relative alle combinazioni dimensionate (*combinazione sismica*), sono riassunte di seguito.

$$V_{S,d-MAX} = (r_{ter-calc} - p_{plinto}) \times L \cong 505 \text{ kN/m};$$

$$M_{S,d-MAX} = (r_{ter-calc} - p_{plinto}) \times L^2/2 \cong 480 \text{ kN}\times\text{m/m}.$$

L'armatura necessaria a flessione è pertanto pari a:

$$- A_{S-necessaria} = M_{S,d-MAX} / (0.9 \times h \times f_{yd}) \cong 14.7 \text{ cm}^2/\text{m};$$

$$\text{con } h \cong 93 \text{ cm} \quad f_{yd} \cong 391.3 \text{ MPa}.$$

L'armatura adottata è pari a:

$$- A_{S-adottata} (1\phi 20/20 + 1\phi 20/40) \cong 23.6 \text{ cm}^2/\text{m} > A_{S-necessaria} - \text{Verifica soddisfatta.}$$

L'armatura necessaria a taglio risulta invece pari a:

$$- (A_{sw-necessaria} / s) = V_{S,d-MAX} / [0.9 \times h \times f_{yd} \times (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \times \text{sen}\alpha] \cong 15.4 \text{ cm}^2/\text{m};$$

$$\text{con } h \cong 93 \text{ cm} \quad f_{yd} \cong 391.3 \text{ MPa} \quad (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \times \text{sen}\alpha = 1.$$

L'armatura adottata, composta da cavallotti $\phi 24$ e spille $\phi 16$, è pari a:

$$- A_{sw-adottata} (1\phi 24/60 \times 120 + 1\phi 20/40 \times 60) \cong 19.4 \text{ cm}^2/\text{m} > A_{sw-necessaria} - \text{Verifica soddisfatta.}$$

11.10 Verifica plinto di fondazione - SLE

Le caratteristiche geometriche e l'intensità dei carichi sono riepilogati di seguito.

$$L_{\text{fond}} = 5.0\text{m} \quad B_{\text{pila}} = 1.0\text{m} \quad L_{\text{sx}} = L_{\text{dx}} = (5.0-1.0)/2 = 2.0\text{m} \quad H = 1.0\text{m};$$

$$r_{\text{ter-calc}} = \max(r_{\text{ter}}) \cong 177 \text{ kPa} - \text{reazione massima del terreno in condizioni sismiche};$$

$$p_{\text{plinto}} = (1.0 \times 25) = 25 \text{ kPa} - \text{peso proprio plinto.}$$

SOLLECITAZIONI INTRADOSSO FONDAZIONE- COMBINAZIONI SLU

Comb.	H _L	H _T	N	M _T	M _L
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
STA SLE 1	0	0	16738	0	0
STA SLE 2	0	0	26088	0	0
STA SLE 3	470	0	28488	5504	8300
STA SLE 4	0	172	27888	0	7827
STA SLE 5	432	103	27888	5059	7186

Comb.	e _L	B/6	e _T	L/6	σ _{MAX}	σ _{MIN}
	[m]	[m]	[m]	[m]	[kPa]	[kPa]
STA SLE 1	0.00	0.83	0.00	6.83	82	82
STA SLE 2	0.00	0.83	0.00	6.83	127	127
STA SLE 3	0.19	0.83	0.29	6.83	177	101
STA SLE 4	0.00	0.83	0.28	6.83	142	130
STA SLE 5	0.18	0.83	0.26	6.83	171	101

T.3 Sollecitazioni ad intradosso plinto, eccentricità e reazioni terreno (*) – SLE

La sollecitazione di verifica è pari a (SLE rara):

$$M_{s,d} = (r_{\text{ter-calc}} - p_{\text{plinto}}) \times L^2/2 \cong 310 \text{ kNm/m} - \text{sollecitazione flettente.}$$

Le tensioni massime valgono:

$$\sigma_{\text{max},s} \cong 153 \text{ MPa} \Rightarrow \text{tensione di trazione sull'acciaio};$$

$$\sigma_{\text{max},c} \cong 3.0 \text{ MPa} \Rightarrow \text{tensione di compressione sul calcestruzzo.}$$

La verifica risulta soddisfatta.

Anche la verifica di fessurazione risulta soddisfatta adottando il metodo indiretto in quanto (considerando la combinazione SLE rara):

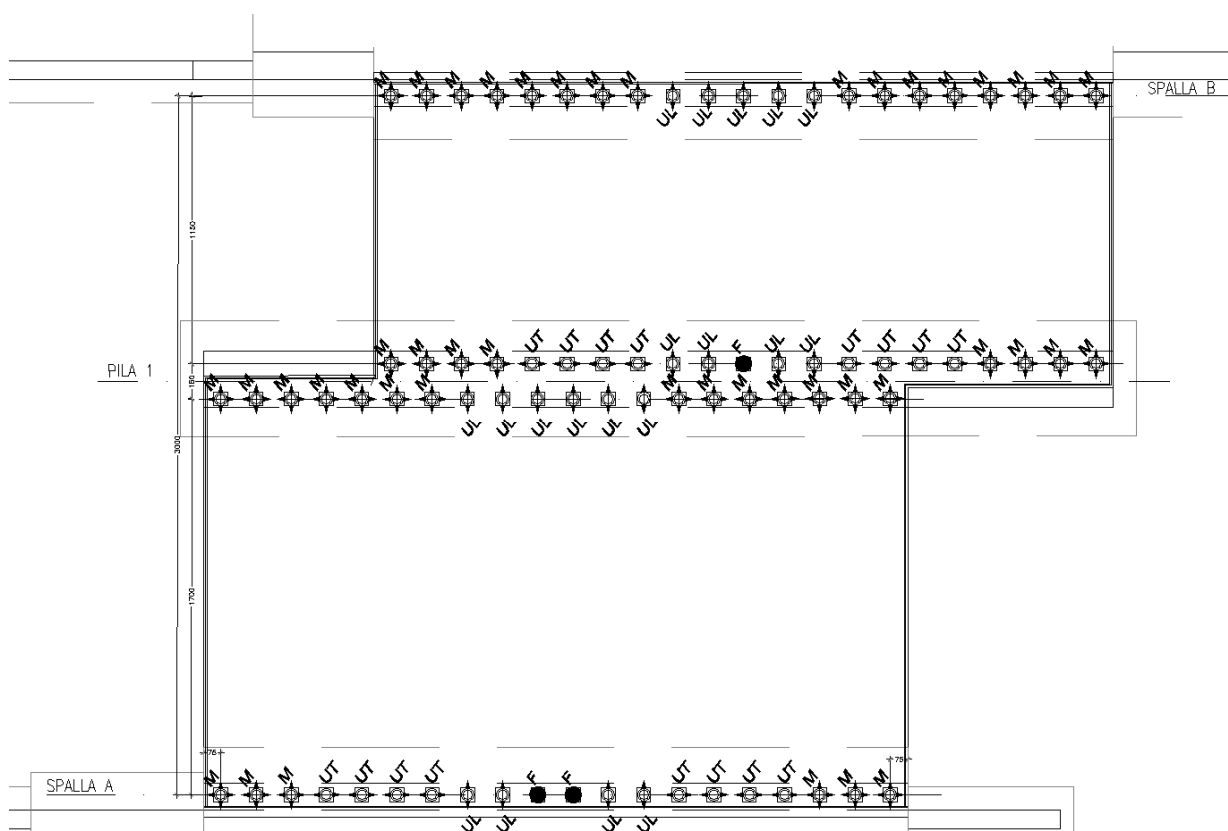
$$\sigma_{\text{max},s} < 200 \text{ MPa.}$$

12. APPARECCHI DI APPOGGIO, GIUNTI E VARCHI

In questa sezione si riportano i dati relativi al dimensionamento degli apparecchi di appoggio in *acciaio PTFE* e dei giunti sulle spalle.

Di seguito si riporta lo schema planimetrico delle disposizione dei dispositivi di appoggio in cui si identificano:

- **F** ⇒ *appoggio fisso*;
- **UL** ⇒ *appoggio unidirezionale longitudinale*;
- **UT** ⇒ *appoggio unidirezionale trasversale*;
- **UL** ⇒ *appoggio multidirezionale*.



F 15. Disposizione dispositivi di appoggio

Nella tabella seguente si riportano i valori massimi delle forze sollecitanti gli appoggi per le combinazioni statiche (**SLU**) e sismiche (**SLV**).

AZIONI SUGLI APPARECCHI D'APPOGGIO						
			STATICA SLU		SISMICA SLV	
<i>Id</i>	<i>Tipo</i>	<i>n.</i>	<i>N_{Sd-MAX}</i>	<i>H_{Sd-MAX}</i>	<i>N_{Sd-MAX}</i>	<i>H_{Sd-MAX}</i>
<i>[-]</i>	<i>[-]</i>	<i>[-]</i>	<i>[kN]</i>	<i>[kN]</i>	<i>[kN]</i>	<i>[kN]</i>
<i>F</i>	<i>Fisso</i>	3	380	130	280	290
<i>UL</i>	<i>Uni-Long</i>	20	560	25	280	190
<i>UT</i>	<i>Uni-Trasv</i>	18	990	120	280	220
<i>M</i>	<i>Multi</i>	44	990	–	280	–

T.4 Azioni sugli apparecchi di appoggio

L'escursione massima dei giunti si valuta allo **SLD** considerando il contributo (50%) dell'azione termica, ottenendo dunque:

$$\delta \cong \pm 10 \text{ mm} \Rightarrow \text{giunto spalla B};$$

$$\delta \cong \pm 10 \text{ mm} \Rightarrow \text{giunto pila}.$$

La dimensione dei varchi si valuta allo **SLV** considerando il contributo (50%) dell'azione termica, ottenendo dunque:

$$d_{long} = 30 \text{ mm} \Rightarrow \text{varco longitudinale spalla B};$$

$$d_{long} = 30 \text{ mm} \Rightarrow \text{varco longitudinale pila}.$$

13. ANALISI E VERIFICHE SVOLTE CON L'AUSILIO DEI CODICI DI CALCOLO

In accordo col *cap. 10* della norma (**DM 2018**), si riportano le valutazioni relative ai risultati dell'analisi e ai codici di calcolo adottati.

13.1 Origine, caratteristiche e affidabilità dei software di calcolo

L'analisi dei modelli di calcolo è stata condotta attraverso il *software* agli elementi finiti *CSiBridge ver. 15.1.1*.

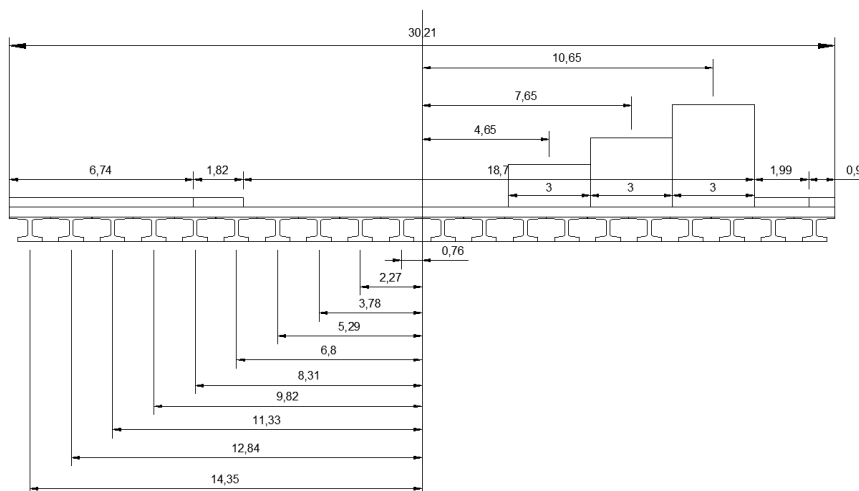
La versione di *CSiBridge* adottata per gli scopi di questa progettazione consente di eseguire analisi di elementi finiti in campo lineare e non lineare statico e dinamico, utilizzando una modellazione a grigliato con elementi beam (monodimensionali) aventi leggi costitutive lineari e non lineari. Permette di definire i carichi da traffico in accordo con le norme, consentendo di movimentare, lungo le corsie convenzionali, le azioni concentrate e distribuite che simulano il passaggio dei veicoli, valutando per ogni sezione dell'impalcato gli effetti massimi e quelli concomitanti (in termini di sollecitazioni).

Dopo aver esaminato le documentazioni a corredo del *software* e quelle reperibili sul sito web (www.csiamerica.com) si ritiene, per le particolari funzioni implementate, che il *CSiBridge* sia affidabile ed idoneo alla progettazione in oggetto per l'analisi statica e dinamica del viadotto.

13.2 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

13.2.1 Ripartizione trasversale carico accidentale

Ai fini della validazione dei risultati del modello di calcolo viene valutato l'effetto della ripartizione dei carichi mobili eccentrici sulle travi longitudinali applicando il *metodo di Courbon (ripartizione rigida)*; di seguito si riporta il modello considerato con le grandezze caratteristiche ed i risultati ottenuti.



e (m)	$r_{Courbon}$	r_{medio}	$K_{Courbon}$
9.0	305	95	$\cong 3.2$

$$\text{Travi di impalcato} \Rightarrow M^+_{\max} \cong (6300 \text{ kN}\times\text{m} / 20 \text{ travi}) \times 3.2 \cong 1011 \text{ kN}\times\text{m}/\text{trave}.$$

Tale valore risulta in linea con quanto restituito dal modello di calcolo.