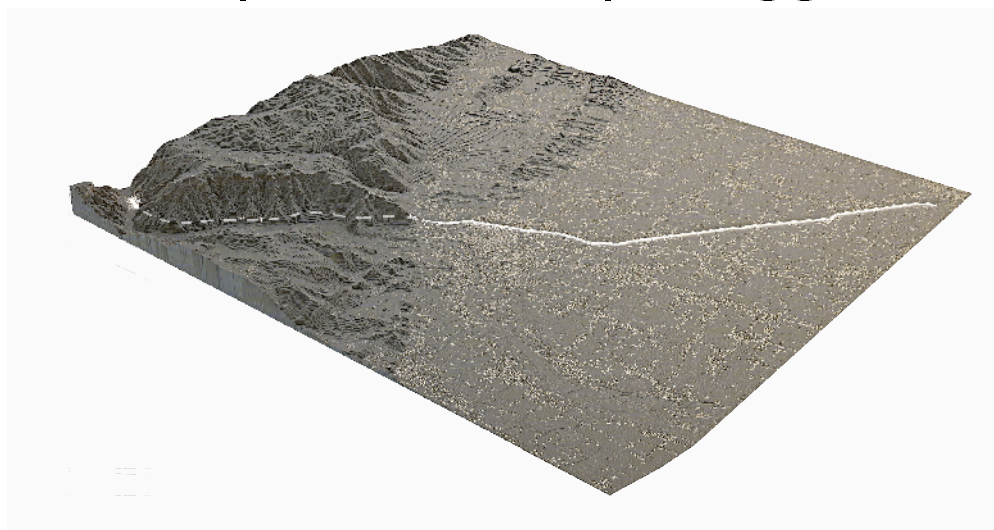




Regione del Veneto

Progettazione, costruzione e gestione Itinerario della Valsugana Valbrenta - Bassano Superstrada a pedaggio



PROPOSTA DI FINANZA DI PROGETTO

ai sensi della L.R.V. n° 15 / 2002 e D.Lgs n° 163 / 2006
avviso BURV n° 71 del 28/08/2009

PROGETTO PRELIMINARE

PROPONENTE: COSTITUENDO CONSORZIO TRA



PIZZAROTTI



PROGETTAZIONE:

RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE
Dott. Ing. Gianfranco ZOLETTO



Sistema di esazione a cura di:



PROGETTO PRELIMINARE PONTI E VIADOTTI

ALL N

B.04.00.RE.01

SCALA:

-

Relazione tecnica

DATA:

Dicembre 2009

COMMESSA:

ACSF291C.000C

REVISIONE	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	CONTROLLATO	AUTORIZZATO
0	Dicembre 2009	Prima emissione	L. Tesser	L. Tesser	G. De Staola

INDICE

1. PREMESSE	1
2. RIFERIMENTI NORMATIVI.....	1
3. RELAZIONE SULLE CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	3
3.1 CALCESTRUZZO	3
3.1.1 Calcestruzzo per opere di fondazione (pali e plinti)	3
3.1.2 Calcestruzzo per opere in elevazione (pile e spalle).....	3
3.1.3 Calcestruzzo per impalcato (soletta)	3
3.2 ACCIAIO DA C.A.	4
3.3 ACCIAIO DA CARPENTERIA METALLICA	4
4. PONTE VALLE LANARI OVEST	5
4.1 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE	5
4.2 ANALISI DEI CARICHI	5
4.2.1 Carichi permanenti strutturali G_1	5
4.2.2 Carichi permanenti non strutturali G_2	6
4.2.3 Azioni variabili da traffico	6
4.2.4 Azione della neve	7
4.2.5 Azione del vento.....	8
4.2.6 Azioni sismiche.....	10
4.2.7 Resistenze passive dei vincoli.....	13
4.2.8 Azioni sui parapetti. Urto di veicolo in svio	13
4.2.9 Altre azioni variabili	13
4.3 COMBINAZIONI DEI CARICHI	14
4.3.1 Combinazioni SLU.....	14
4.3.2 Combinazioni sismiche	16
4.4 VERIFICHE DI SICUREZZA.....	16
4.4.1 Verifiche agli Stati Limite Ultimi.....	17
4.4.2 Verifiche agli Stati Limite di Esercizio	17
4.4.3 Verifiche allo stato limite di fatica	17
4.4.4 Verifiche allo stato limite di fessurazione	18
4.4.5 Verifiche allo stato limite di deformazione.....	18
4.4.6 Verifiche in fase di costruzione	19
4.5 MODELLO DI CALCOLO.....	19
4.5.1 Caratteristiche geometriche	19
4.5.2 Carichi agenti.....	20
4.6 SOLLECITAZIONI SUI PALI DI FONDAZIONE E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	24
4.7 VERIFICHE SLU	25
4.7.1 Larghezza collaborante della soletta in calcestruzzo	25
4.7.2 Sollecitazioni di calcolo.....	25
4.7.3 Coefficienti di ripartizione dei carichi	26
4.7.4 Determinazione dei parametri di sollecitazione dovuti a ciascuna colonna di carico	26
4.7.5 Verifica della sezione composta acciaio- calcestruzzo	27
4.8 PESO ACCIAIO	28

1. PREMESSE

La presente relazione tecnica è parte integrante del progetto preliminare relativo alla Proposta di finanza di progetto denominata "Itinerario della Valsugana - Bassano Est - Superstrada a pedaggio".

Vengono di seguito riportati i calcoli di predimensionamento delle seguenti strutture:

- ponte Solagna - ovest ed est (nel Comune di Solagna VI)
- ponte Valle Lanari - ovest ed est (nel Comune di San Nazario VI)
- ponte Valle Sarzè - ovest ed est (nel Comune di San Nazario VI)

La piattaforma stradale di progetto è di tipo B a due corsie per senso di marcia.

I ponti di progetto presentano un impalcato a struttura mista acciaio - calcestruzzo, composto da due travi a doppio T in acciaio, collegate mediante diaframmi verticali e mediante una soletta in c.a. solidarizzata alle travi mediante pioli in acciaio elettrosaldati all'ala superiore delle stesse.

Le spalle sono costituite da setti in c.a. su pali.

Si riportano di seguito le caratteristiche geometriche principali dei ponti di progetto.

	Valle Lanari ovest	Valle Lanari est	Solagna ovest	Solagna est	Valle Sarzè ovest	Valle Sarzè est
progressiva [km] + [m]	9+396	9+396	12+311	12+311	13+016	13+016
lunghezza di calcolo [m]	70	70	60	30	50	50
quota piano stradale [m]	246	246	234	234	232	232

Si riportano alcuni elementi comuni della progettazione dei ponti sopra descritti:

- carico ponte di 1ª categoria
- metodo di calcolo semiprobabilistico agli stati limite secondo quanto previsto dal Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008 "Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni"
- vita nominale $V_n \geq 50$ anni
- classe d'uso IV; coefficiente d'uso $C_u = 2,00$
- periodo di riferimento ai fini del calcolo delle azioni sismiche $V_r = V_n \cdot C_u = 50 \cdot 2,00 = 100$ anni

2. RIFERIMENTI NORMATIVI

Il progetto è stato redatto nel rispetto della seguente normativa.

Per il calcolo delle strutture:

- DM 14 gennaio 2008 - "Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni";
- Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008

Per la durabilità delle opere:

- UNI EN 206-6 Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità
- UNI 11104 Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1
- "Linee guida sul calcestruzzo strutturale" - Servizio Tecnico Centrale della Presidenza del Consiglio Superiore dei LL.PP. febbraio 2008

Per quanto non contemplato nelle presenti norme si fa riferimento agli Eurocodici ed alla letteratura tecnica consolidata.

3. RELAZIONE SULLE CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

3.1 Calcestruzzo

3.1.1 Calcestruzzo per opere di fondazione (pali e plinti)

classe di resistenza	C25/30 MPa
resistenza cilindrica caratteristica	$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$
resistenza cubica caratteristica	$R_{ck} = 30 \text{ MPa}$
resistenza media a trazione	$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2,56 \text{ MPa}$
resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk(5\%)} = 0,7 \cdot f_{ctm} = 1,80 \text{ MPa}$
fattore di sicurezza parziale del materiale	$\gamma_c = 1,5$ $\alpha = 0,85$
resistenza di calcolo a compressione allo Stato Limite Ultimo	$f_{cd} = \alpha \cdot f_{ck} / \gamma_c = 14,17 \text{ MPa}$
resistenza di calcolo a trazione allo Stato Limite Ultimo	$f_{ctd} = f_{ctk(5\%)} / \gamma_c = 1,20 \text{ MPa}$
classe di esposizione UNI EN 206-6	XC2
classe di consistenza	S4

3.1.2 Calcestruzzo per opere in elevazione (pile e spalle)

classe di resistenza	C32/40 MPa
resistenza cilindrica caratteristica	$f_{ck} = 32 \text{ MPa}$
resistenza cubica caratteristica	$R_{ck} = 40 \text{ MPa}$
resistenza media a trazione	$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3,02 \text{ MPa}$
resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk(5\%)} = 0,7 \cdot f_{ctm} = 2,12 \text{ MPa}$
fattore di sicurezza parziale del materiale	$\gamma_c = 1,5$ $\alpha = 0,85$
resistenza di calcolo a compressione allo Stato Limite Ultimo	$f_{cd} = \alpha \cdot f_{ck} / \gamma_c = 18,13 \text{ MPa}$
resistenza di calcolo a trazione allo Stato Limite Ultimo	$f_{ctd} = f_{ctk(5\%)} / \gamma_c = 1,41 \text{ MPa}$
classe di esposizione UNI EN 206-6	XC4/XF2
classe di consistenza	S4

3.1.3 Calcestruzzo per impalcato (soletta)

classe di resistenza	C32/40 MPa
resistenza cilindrica caratteristica	$f_{ck} = 32 \text{ MPa}$
resistenza cubica caratteristica	$R_{ck} = 40 \text{ MPa}$
resistenza media a trazione	$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3,02 \text{ MPa}$
resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk(5\%)} = 0,7 \cdot f_{ctm} = 2,12 \text{ MPa}$
fattore di sicurezza parziale del materiale	$\gamma_c = 1,5$ $\alpha = 0,85$
resistenza di calcolo a compressione allo Stato Limite Ultimo	$f_{cd} = \alpha \cdot f_{ck} / \gamma_c = 18,13 \text{ MPa}$
resistenza di calcolo a trazione allo Stato Limite Ultimo	$f_{ctd} = f_{ctk(5\%)} / \gamma_c = 1,41 \text{ MPa}$
classe di esposizione UNI EN 206-6	XC4/XF4
classe di consistenza	S4

3.2 Acciaio da c.a.

classe acciaio	B450C
tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$
tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} \geq 540 \text{ MPa}$
modulo di elasticità	$E_s = 206000 \text{ MPa}$
fattore di sicurezza parziale del materiale	$\gamma_s = 1,15$
resistenza di calcolo allo Stato Limite Ultimo	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391 \text{ MPa}$
rapporti minimi da soddisfare	$A_{gk} > 7,5 \%$ $1,15 \leq (f_t / f_y)_k < 1,35$ $(f_y / f_{y,nom})_k \leq 1,25$

3.3 Acciaio da carpenteria metallica

Classe acciaio	S355J0W - S355J2W tipo Corten UNI-EN 10025-5
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq 355 \text{ MPa}$
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} \geq 510 \text{ MPa}$
Modulo di elasticità	$E_s = 210000 \text{ MPa}$
Modulo di elasticità trasversale	$G = E_s / (2(1+\nu)) = 80769 \text{ MPa}$
Coefficiente di Poisson	$\nu = 0.30$
Coeff. di espansione termica lineare	$\alpha = 12 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$
Peso specifico	$\gamma = 78,50 \text{ kN/m}^3$
Fattore di sicurezza parziale del materiale	$\gamma_s = 1,05$
Resistenza di calcolo allo Stato Limite Ultimo	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 338 \text{ MPa}$

4. PONTE VALLE LANARI OVEST

Nell'ambito del presente progetto preliminare, viene dimensionato il ponte monocampata Valle Lanari Ovest, in quanto esso presenta la luce maggiore tra i monocampata oggetto di progettazione. L'altezza di calcolo della pila, non è quella relativa al ponte Lanari Ovest, bensì è la maggiore tra quelle dei ponti considerati.

4.1 Caratteristiche geometriche

Si tratta di un ponte stradale a impalcato metallico con soletta collaborante in c.a., di lunghezza complessiva pari a 70m su una campata. La sezione trasversale è costituita da 2 travi in acciaio tipo Corten a doppio T, con anime verticali ad altezza costante più trave di spina, con traversi in profilo ad anima piena. Le due travi principali sono solidarizzate alla soletta in c.a. mediante pioli tipo Nelson. Le giunzioni principali tra i conci sono previste mediante giunti bullonati.

Caratteristiche principali:

- ponte su una campata con lunghezza di calcolo di 70m
- ponte in curva di transizione (clotoide), a favore di sicurezza si assume una curvatura costante con $R= 1'530m$
- pendenza longitudinale livelletta 0,7%
- impalcato composto da due travi a doppio T parallele con interasse 7.60m
- altezza travi a doppio T $h= 3'500\text{ mm}$
- larghezza ala inferiore travi 1'500 mm
- larghezza ala superiore travi 1'300 mm
- larghezza soletta 12.5m
- larghezza di carreggiata 11m
- traversi ad anima piena, interasse 5m
- spessore soletta impalcato in calcestruzzo $s= 0.30m$ (compreso lo spessore delle lastre predalles, pari a 5cm)

Per motivi di realizzabilità e di trasporto, le travi vengono prefabbricate in conci di lunghezza variabile ed inferiore a 15m.

I suddetti conci vengono quindi assemblati in opera mediante giunti bullonati. Il montaggio dell'impalcato avverrà attraverso sollevamento dal basso mediante autogru di adeguata portata.

L'impalcato in conglomerato cementizio è previsto gettato in opera utilizzando coppelle prefabbricate autoportanti in c.a..

Le spalle sono realizzate in c.a. ed ancorate al terreno mediante fondazioni profonde.

Per le caratteristiche geometriche di impalcato e sottostrutture si rimanda agli elaborati grafici allegati al presente progetto preliminare.

4.2 Analisi dei carichi

4.2.1 Carichi permanenti strutturali G_1

Peso proprio dell'acciaio $\gamma = 78.50\text{ kN/m}^3$

Peso proprio della soletta in c.a. $\gamma = 25,00 \text{ kN/m}^3$, essendo lo spessore pari a 0.3m (incluso lo spessore delle predalles, pari a 5cm), si considerano:

$$25,00 \cdot 0,3 = 7,50 \text{ kN/m}^2$$

4.2.2 Carichi permanenti non strutturali G_2

conglomerato bituminoso (si considera lo spessore medio):

$$0,19\text{m} \cdot 25,00\text{kN/m}^3 = 4,75\text{kN/m}^2$$

barriere di sicurezza in acciaio:

$$2 \cdot 1,50\text{kN/m} = 3,00\text{kN/m}$$

barriere antirumore su entrambi i lati:

$$2 \cdot 4,00\text{m} \cdot 0,50\text{kN/m}^2 = 4,00\text{kN/m}$$

4.2.3 Azioni variabili da traffico

4.2.3.1 Carichi da traffico verticali

Le larghezze w_l delle corsie convenzionali su una carreggiata ed il massimo numero intero possibile di tali corsie su di essa sono indicati in fig.5.1.1 e tab.5.1.I del DM 14.01.2008.

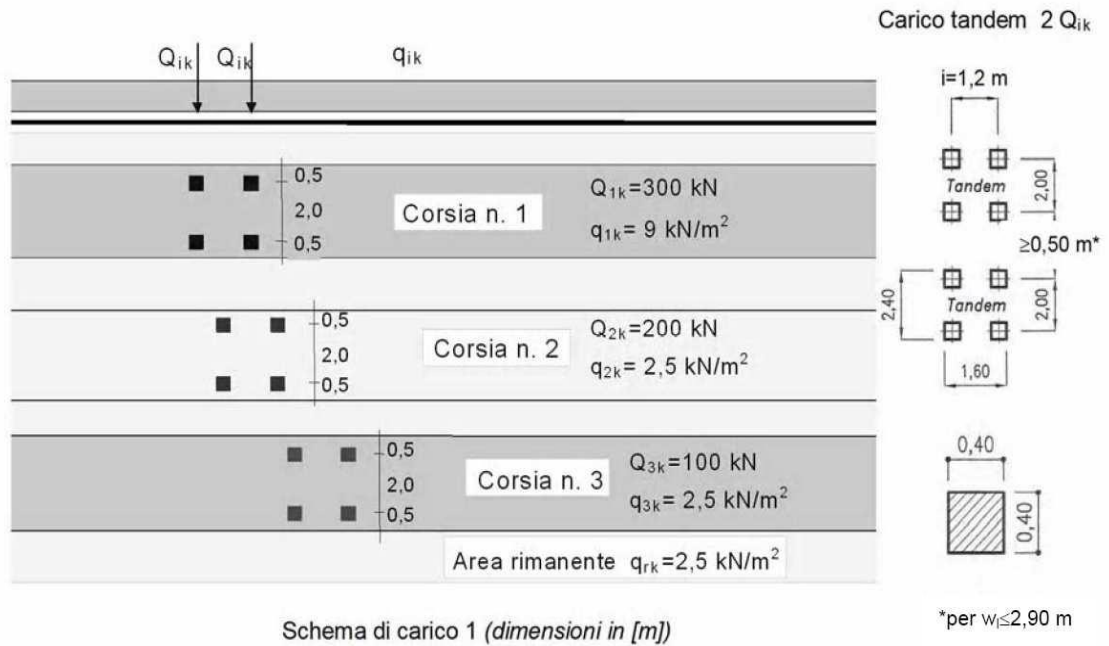
Nel caso in oggetto la carreggiata è larga 11m per cui:

$$w = 11,00\text{m}$$

$$w_l = 3,00\text{m}$$

$$n_l = \text{Int}(w/3) = \text{Int}(11/3) = 3$$

$$L_{\text{rim}} = w - 3,00 \cdot n_l = 11,00 - 3,00 \cdot 3 = 2,00\text{m} \text{ (larghezza della zona rimanente)}$$



La disposizione e la numerazione delle corsie va determinata in modo da indurre le condizioni di progetto più sfavorevoli.

Per ogni singola verifica il numero di corsie da considerare caricate, la loro disposizione sulla carreggiata e la loro numerazione vanno scelte in modo che gli effetti della disposizione dei carichi risultino i più sfavorevoli.

Per ciascuna singola verifica e per ciascuna corsia convenzionale, si applicano gli schemi di carico di seguito riportati (cfr. 5.1.3.3.3.).

Schema di carico 1: è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0.40m e da carichi uniformemente distribuiti come mostrato nella figura allegata. Questo schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali, considerando un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa. Il carico tandem, se presente, va considerato per intero.

Schema di carico 2: è da assumere a riferimento solo per verifiche locali; si considererà nelle successive fasi della progettazione.

Schema di carico 3: è da assumere a riferimento solo per verifiche locali; si considererà nelle successive fasi della progettazione.

Schema di carico 4: è da assumere a riferimento solo per verifiche locali; si considererà nelle successive fasi della progettazione.

Schema di carico 5: costituito dalla folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di 5.00 kN/m². Il valore di combinazione è invece di 2.50 kN/m². Il carico folla deve essere applicato su tutte le zone significative della superficie di influenza, inclusa l'area dello spartitraffico centrale, ove rilevante.

Schema di carico 6.a, b, c: carichi da adottare per luci maggiori di 300m; non riguarda il caso in oggetto.

4.2.3.2 Incremento dinamico

I carichi mobili includono gli effetti dinamici per pavimentazioni di media rugosità.

4.2.3.3 Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione

La forza di frenamento o di accelerazione è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n.1; per ponti di 1° categoria è uguale a:

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0.60(2Q_{1k}) + 0.10 q_{1k} w_l L \leq 900 \text{ kN}$$

$$q_3 = 0,60*(2*300) + 0,10*9,00*3,00*70,00 = 549\text{kN}$$

$$q_3 = 549\text{kN}$$

4.2.3.4 Azione centrifuga

L'asse planimetrico longitudinale del ponte è una clotoide che si raccorda a una curva con sviluppo di 1530m. Si assume quindi R=1530m.

$$R > 1500$$

$$Q_4 = 0 \text{ KN}$$

4.2.4 Azione della neve

Il carico neve si considera non concomitante con i carichi da traffico; per la zona in oggetto risulta inferiore ai carichi stradali, di conseguenza risulta non dimensionante per le strutture del ponte.

$$q = \mu * q_{sk} * C_E * C_t$$

Comune di San Nazario (VI) in Zona I - Alpina, $a_s = 246\text{m}$

$$\mu = 0.8$$

$$q_{sk} = 1,39 * [1 + (a_s/728)^2] \text{ kN/m}^2 = 1.55 \text{ kN/m}^2$$

$$C_E = 1.1$$

$$C_t = 1$$

$$q = 0,8 * 1,55 * 1,1 * 1 = 1,36 \text{ kN/m}^2$$

4.2.5 Azione del vento

L'azione del vento è assimilata ad una pressione statica equivalente con valore caratteristico pari a

$$p = q_b c_e c_p c_d$$

q_b pressione cinetica di riferimento

c_e coefficiente di esposizione

c_p coefficiente di forma

c_d coefficiente dinamico

$$v_b = v_{b,0} \text{ per } a_s \leq a_0$$

$$v_b = v_{b,0} + k_a (a_s - a_0) \text{ per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$$

zona 1 regione Veneto tab. 3.3.1

$$v_{b,0} = 25 \text{ m/s}$$

$$a_0 = 1000 \text{ m}$$

$$a_s = 246\text{m}$$

quindi $v_b = 25 \text{ m/s}$

$$\rho = 1,25\text{kg/m}^3$$

$$q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2 = \frac{1}{2} * 1,25 * 25^2 = 0,39 \text{ kN/m}^2$$

Il coefficiente di esposizione c_e dipende dall'altezza "z" sul suolo del punto considerato (nel caso in oggetto $z=25\text{m}$), dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. Nel caso in oggetto, essendo $z \leq 200\text{m}$, valgono le formule:

$$c_e(z) = k_r^2 * c_t * \ln(z/z_0) * [7 + c_t * \ln(z/z_0)] \text{ per } z \geq z_{\min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \text{ per } z < z_{\min}$$

Vengono quindi determinati i seguenti parametri:

Classe D - classe di rugosità del terreno tab. 3.3.III

Categoria II - categoria di esposizione fig. 3.3.2

$$k_r = 0.19 \text{ tab. 3.3.II}$$

$$z_0 = 0.05\text{m} \text{ tab. 3.3.II}$$

$$z_{\min} = 4.00\text{m} \text{ tab. 3.3.II}$$

$c_t = 1$ coefficiente di topografia

Essendo il ponte a una quota di circa 25m sul piano campagna, risulta:

$$c_e(25) = 0.19^2 * 1 * \ln(25/0.05) * [7+1 * \ln(25/0.05)] = 2,965$$

Il coefficiente di forma c_p viene valutato in base a quanto previsto nelle "Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008" al punto C.3.3.10.4.1-2

Indicate con:

S = la superficie delimitata dal contorno della trave;

S_p = la superficie della parte piena della trave;

$\varphi = S_p / S = 1$ rapporto per trave isolata ad anima piena

La pressione totale si considera agente solo su S_p e si valuta utilizzando il seguenti valori del coefficiente c_p :

$$c_p = 2,4 - \varphi = 2,4 - 1 = 1,4$$

$c_d = 1$ coefficiente dinamico

Risulta quindi:

$$p = q_b c_e c_p c_d = 0,39 * 2,965 * 1,4 * 1 = 1,62 \text{ kN/m}^2$$

Il valore della pressione, così determinato, si applica alle superfici verticali della struttura.

Nel caso di più elementi (nello specifico, nel caso di barriere antirumore), di altezza h , disposte parallelamente a distanza d , il valore della pressione sull'elemento successivo sarà pari a quello sull'elemento precedente moltiplicato per un coefficiente di riduzione.

Per $d \leq 2h$:

$$\mu = 1 - 1,2\varphi \text{ per } 0 \leq \varphi \leq 2/3$$

$$\mu = 0,2 \varphi \text{ per } \varphi > 2/3$$

Per $d/h \geq 5$ gli elementi vengono considerati come isolati.

Per $2 < d/h < 5$, caso in cui la presente progettazione ricade, si procede all'interpolazione lineare tra $\mu = (0,2*\varphi)$ e $\mu = (1*\varphi)$.

$$x_a = d_a/h_a = 2$$

$$\mu_a = 0,2$$

$$x_b = d_b/h_b = 5$$

$$\mu_b = 1$$

Nel caso delle barriere antirumore:

$$d=14\text{m}$$

$$h=4\text{m}$$

$$x = d/h = 3.5$$

$$\mu(3.5) = \frac{x - x_b}{x_a - x_b} \mu_a + \frac{x - x_a}{x_b - x_a} \mu_b = 0.6$$

In base alla norma, la superficie dei carichi transitanti sul ponte esposta al vento è assimilabile ad una parete rettangolare continua alta 3.00m dal piano stradale.

L'opera in oggetto prevede due barriere antirumore (con altezza di 4m).

La superficie investita dal vento è quindi la medesima a impalcato scarico o carico.

Nelle successive fasi della progettazione verranno presi in considerazione i fenomeni di interazione vento-struttura di natura aeroelastica, torsionali e di distacco dei vortici.

4.2.6 Azioni sismiche

La norma DM 14.01.2008 prevede, per l'opera in oggetto, di considerare i seguenti parametri:

- vita nominale $V_n \geq 50$ anni
- classe d'uso IV; $C_u = 2,00$
- $V_r = V_n * C_u = 50 * 2,00 = 100$ anni periodo di riferimento ai fini del calcolo delle azioni sismiche

L'accelerazione di progetto si calcola utilizzando il foglio elettronico messo a punto e distribuito dal Ministero delle Infrastrutture che fornisce i seguenti dati per il caso in oggetto:

- Comune di San Nazario (VI)
- $V_n = 50$ anni
- $C_u = 2$

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

<input type="radio"/> Ricerca per coordinate	LONGITUDINE 11,6906	LATITUDINE 45,8404
--	------------------------	-----------------------

<input checked="" type="radio"/> Ricerca per comune	REGIONE Veneto	PROVINCIA Vicenza	COMUNE San Nazario
---	-------------------	----------------------	-----------------------

Elaborazioni grafiche

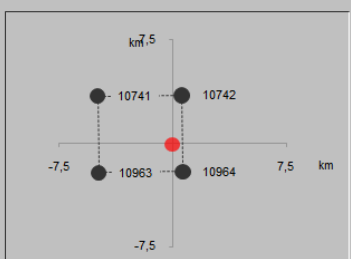
Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri


Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento



Controllo sul reticolo

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

Interpolazione

superficie rigata

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE {

- SLO - $P_{VR} = 81\%$
- SLD - $P_{VR} = 63\%$

Stati limite ultimi - SLU {

- SLV - $P_{VR} = 10\%$
- SLC - $P_{VR} = 5\%$

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

Strategia di progettazione

LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno SL

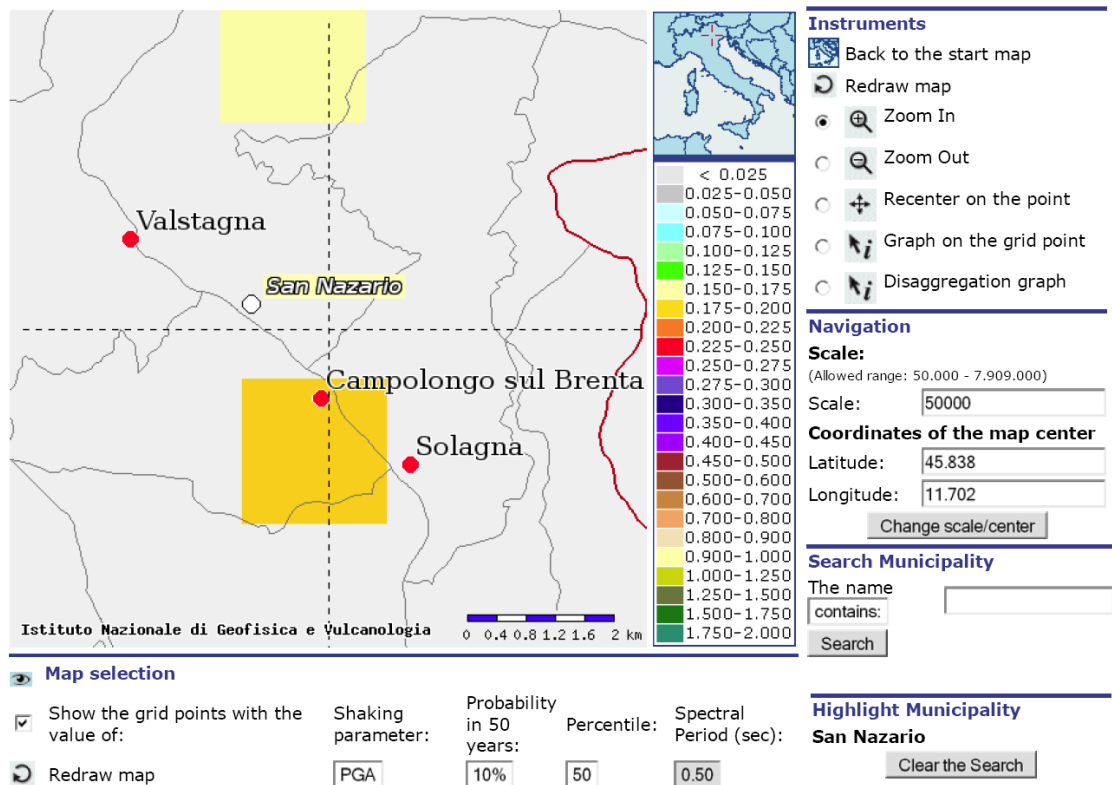
SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	60	0,068	2,456	0,257
SLD	101	0,088	2,403	0,273
SLV	949	0,224	2,402	0,314
SLC	1950	0,287	2,409	0,326

Si riporta, di seguito, la mappa di pericolosità sismica dell'Istituto nazionale di Geofisica e Vulcanologia dalla quale si evince che per un suolo di cat. A (valore riferito ad una probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni) si ha un valore della PGA pari a:

$$a_g = 0.175 \div 0.200 \text{ g}$$

in corrispondenza del ponte in oggetto.

Interactive Seismic Hazard Maps



L'ordinanza OPCM 3274/2003 s.m.i. classifica il Comune di San Nazario (VI) in zona 3.

La deliberazione DGRV 03.12.2003 n.67 recepisce l'OPCM 3274, senza modifiche.

4.2.6.1 Spettri di progetto per gli stati limite ultimi

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare per gli stati limite ultimi, è lo spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali, con le ordinate ridotte sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura, (per la verifica delle spalle $q=1.5$).

SLV = stato limite ultimo di riferimento (salvaguardia della vita umana)

$a_g = 0.224g$ accelerazione orizzontale massima

$F_0 = 2.402 (\geq 2.20)$ fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima

$T_c^* = 0.314$

categoria di sottosuolo: C

$S_T = 1,2$ coefficiente di amplificazione topografica - categoria topografica T2

calcolo del coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S :

$$1.00 \leq (1.70 - 0.60 * F_0 * a_g / g) = (1.70 - 0.60 * 2,402 * 0,224) = 1.377 \leq 1.50$$

$$S_S = 1.377$$

$$S = S_S * S_T = 1.652$$

$$C_C = 1.05 (T_c^*)^{-0.33} = 1.539$$

$$T_C = C_C * T_C^* = 1,539 * 0,314 = 0.483$$

$$T_B = T_C / 3 = 0.161$$

$$T_D = 4,0 * a_g / g + 1,6 = 2,496$$

$$\eta = 1 \text{ per } \xi = 5$$

Ci si pone in corrispondenza del tratto orizzontale dello spettro elastico:

$$T_B \leq T \leq T_C$$

$$S_e(T) = a_g * S * \eta * F_0$$

Sostituendo η con $1/q$:

$$S_d(T) = a_g * S * 1/q * F_0 = 0,224g * 1.652 / 1.5 * 2,402 = 0.593g$$

totale G_1 impalcato = 149.65kN/m

totale G_2 impalcato = 70.5kN/m

massa impalcato = $(149.65 + 70.5) * 70 / g = 15410.5 \text{ kN/g}$

totale G_1 spalla = 34743kN

massa spalla eccitata dall'azione sismica = 19445kN/g

Forza agente sulla singola spalla in senso longitudinale, in caso di sisma longitudinale:

$$S_d(T) * (15410.5 / g + 19445 / g) = 20669 \text{ kN}$$

Forza agente sulla singola spalla in senso trasversale, in caso di sisma trasversale:

$$S_d(T) * (15410.5 / 2 / g + 19445 / g) = 16100 \text{ kN}$$

4.2.7 Resistenze passive dei vincoli

Nel caso delle pile, delle spalle, delle fondazioni, degli stessi apparecchi d'appoggio e, se del caso, dell'impalcato, si devono considerare le forze che derivano dalle resistenze parassite dei vincoli.

Nel caso in oggetto si adottano apparecchi d'appoggio in acciaio-teflon e si utilizza un coefficiente d'attrito che fornisce una forza equivalente al 4% dei carichi permanenti.

4.2.8 Azioni sui parapetti. Urto di veicolo in svio

Verifiche locali che saranno prese in conto nelle successive fasi della progettazione.

4.2.9 Altre azioni variabili

Nelle successive fasi della progettazione si valuterà la necessità di considerare le azioni variabili per quanto di pertinenza al caso in oggetto.

4.3 Combinazioni dei carichi

4.3.1 Combinazioni SLU

Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, si dovranno considerare, generalmente, le combinazioni riportate in Tab. 5.1.IV.

Tabella 5.1.IV – Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

Carichi sulla carreggiata						Carichi su marciapiedi e piste ciclabili
Carichi verticali				Carichi orizzontali		Carichi verticali
Gruppo di azioni	Modello principale (Schemi di carico 1, 2, 3, 4, 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura q_3	Forza centrifuga q_4	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione $2,5 \text{ kN/m}^2$
2 a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2 b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(*) Ponti di 3^a categoria
 (**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)
 (***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

La Tab. 5.1.V. fornisce i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi.

Tabella 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{e1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00
⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO. ⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti. ⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna ⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali					

Nella Tab. 5.1.V il significato dei simboli è il seguente:

- γ_{G1} coefficiente parziale del peso proprio della struttura, del terreno e dell'acqua, quando pertinente;
 γ_{G2} coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;
 γ_Q coefficiente parziale delle azioni variabili da traffico;
 γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili.

Il coefficiente parziale della precompressione si assume pari a $\gamma_p=1$

Tabella 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
Vento q_5	4 (folla)	----	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
Neve q_5	Vento a ponte carico	0,6		
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Temperatura	esecuzione	0,8	0,6	0,5
	T_k	0,6	0,6	0,5

Combinazione fondamentale utilizzata per gli stati limite ultimi:

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

Si descrivono di seguito i coefficienti di sicurezza e di combinazione utilizzati nelle due combinazioni di carico base prese in considerazione.

SLU-CB01 in cui si considera Q_{k1} = carico variabile da traffico e Q_{k2} = carico variabile da vento. Si considera $\psi_{02} = 0,6$ (tabella 5.1.VI).

SLU-CB02 in cui si considera Q_{k1} = carico variabile da vento e Q_{k2} = carico variabile da traffico. Si considera ψ_{02} variabile in funzione dei differenti gruppi di azioni (tabella 5.1.VI).

Sono stati utilizzati i coefficienti ψ_0 di combinazione previsti dalla normativa (tabella 5.1.VI).

carichi		combinazione SLU-CB01	combinazione SLU-CB02
carichi permanenti G_1	favorevoli	1,00	1,00
	sfavorevoli	1,35	1,35
carichi permanenti non strutturali G_2	favorevoli	0,00	0,00
	sfavorevoli	1,50	1,50
carichi variabili da traffico	favorevoli	0,00	0,00
	sfavorevoli	1,35	$1,35 \cdot \psi_{02}$
carichi variabili (p.e. vento)	favorevoli	0,00	0,00
	sfavorevoli	$1,50 \cdot \psi_{02}$	1,50
distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	/	/
	sfavorevoli		
ritiro e viscosità, variazioni termiche, cedimenti vincolari	favorevoli	/	/
	sfavorevoli		

In questa fase preliminare della progettazione si considerano come azioni di base:

- Carichi da traffico (SLU-CB01)
- Vento (SLU-CB02)

Si riportano le combinazioni di carico applicate al modello:

$$SLU-CB01 = 1,35 \cdot G_1 + 1,50 \cdot G_2 + 1,35 \cdot q_{\text{traffico}} + 1,50 \cdot 0,60 \cdot q_{\text{vento}}$$

$$SLU-CB02 = 1,35 \cdot G_1 + 1,50 \cdot G_2 + 1,50 \cdot q_{\text{vento}}$$

Nelle successive fasi della progettazione saranno sviluppate le combinazioni relative a tutte le possibili permutazioni degli indici.

4.3.2 Combinazioni sismiche

Per la determinazione degli effetti di tali combinazioni, si fa riferimento alle sole masse corrispondenti ai pesi propri ed ai sovraccarichi permanenti, considerando nullo il valore quasi permanente delle masse corrispondenti ai carichi da traffico, non trattandosi di un ponte in zona urbana di intenso traffico.

Combinazione per le azioni sismiche:

$$G_1 + G_2 + E$$

4.4 Verifiche di sicurezza

Si devono effettuare le verifiche allo stato limite ultimo, ivi compresa la verifica allo stato limite di fatica, ed agli stati limite di servizio riguardanti gli stati di fessurazione e di deformazione.

4.4.1 Verifiche agli Stati Limite Ultimi

Si deve verificare che:

$$E_d \leq R_d$$

dove:

E_d = valore di progetto degli effetti delle azioni

R_d = corrispondente resistenza di progetto.

4.4.2 Verifiche agli Stati Limite di Esercizio

Si deve verificare che:

$$E_d \leq C_d$$

dove:

E_d = valore di progetto dell'effetto dell'azione determinato sulla base delle combinazioni di carico;

C_d = valore nominale o una funzione di certe proprietà materiali legate agli effetti progettuali delle azioni considerate.

4.4.3 Verifiche allo stato limite di fatica

Verifiche per vita illimitata

Le verifiche a fatica per vita illimitata vanno condotte, per dettagli caratterizzati da limite di fatica ad ampiezza costante, controllando che il massimo delta di tensione $\Delta\sigma_{\max} = (\sigma_{\max} - \sigma_{\min})$ indotto nel dettaglio stesso dallo spettro di carico significativo risulti minore del limite di fatica del dettaglio stesso. Ai fini del calcolo del $\Delta\sigma_{\max}$ si possono impiegare, in alternativa, i modelli di carico di fatica 1 e 2, disposti sul ponte nelle due configurazioni che determinano la tensione massima e minima, rispettivamente, nel dettaglio considerato.

Il modello di carico di fatica 1 è costituito dallo schema di carico 1 con valore dei carichi concentrati ridotti del 30% e i valori dei carichi distribuiti ridotti del 70%.

Per verifiche locali si deve considerare, se più gravoso, il modello costituito dall'asse singolo dello schema di carico 2, considerato autonomamente, con valore del carico ridotto del 30%.

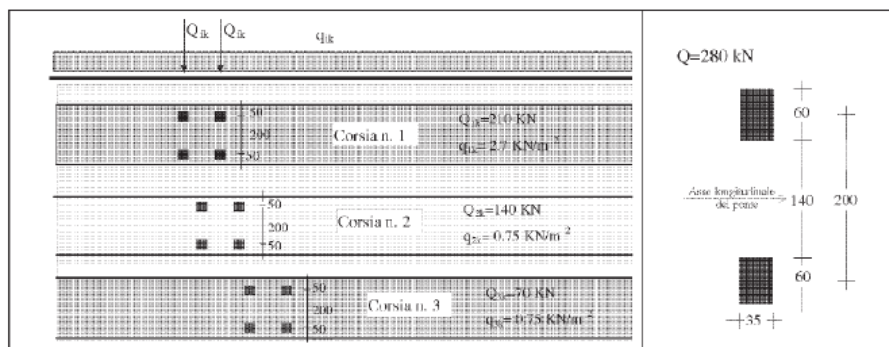


Figura 5.1.4 Modello di carico di fatica n. 1

Quando siano necessarie valutazioni più precise, in alternativa al modello semplificato n.1, derivato dal modello di carico principale, si può impiegare il modello di carico a fatica n. 2 riportato nella Tab. 5.1.VII, applicato sulla corsia lenta.

Verifiche a danneggiamento

Le verifiche a danneggiamento consistono nel verificare che nel dettaglio considerato lo spettro di carico produca un danneggiamento:

$$D \leq 1$$

D = danneggiamento valutato mediante la legge di Palmgren-Miner, considerando la curva S-N caratteristica del dettaglio e la vita nominale dell'opera.

Le verifiche saranno condotte considerando lo spettro di tensione indotto nel dettaglio dal modello di fatica semplificato n. 3 (cfr. fig. 5.1.5.), o, in alternativa, quando siano necessarie valutazioni più precise, dallo spettro di carico equivalente costituente il modello di fatica n. 4 (Tab. 5.1.VIII, Tab. 5.1.IX, Tab. 5.1.X).

4.4.4 Verifiche allo stato limite di fessurazione

Per assicurare la funzionalità e la durata delle strutture viene prefissato uno stato limite di fessurazione, commisurato alle condizioni ambientali e di sollecitazione, nonché alla sensibilità delle armature alla corrosione.

Strutture in calcestruzzo armato ordinario. Per le strutture in cls armato ordinario, devono essere rispettate le limitazioni di cui alla Tab. 4.1.IV per armatura poco sensibile.

Strutture in calcestruzzo armato precompresso. Valgono le limitazioni della Tab. 4.1.IV per armature sensibili.

Tabella 4.1.IV – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

w_1, w_2, w_3 sono definiti al § 4.1.2.2.4.1, il valore di calcolo w_d , è definito al § 4.1.2.2.4.6.

$$w_1 = 0.2\text{mm}$$

$$w_2 = 0.3\text{mm}$$

$$w_3 = 0.4\text{mm}$$

$$w_d = 1.7 w_m$$

$$w_m = \varepsilon_{sm} \Delta_{sm}$$

La verifica dell'ampiezza di fessurazione può anche essere condotta senza calcolo diretto, limitando la tensione di trazione nell'armatura, valutata nella sezione parzializzata per la combinazione di carico pertinente, ad un massimo correlato al diametro delle barre ed alla loro spaziatura.

4.4.5 Verifiche allo stato limite di deformazione

Le deformazioni della struttura non devono arrecare disturbo al transito dei carichi mobili alle velocità di progetto della strada.

Si limitano le frecce per carichi da traffico a:

$$f = L / 500$$

4.4.6 Verifiche in fase di costruzione

Le verifiche di sicurezza vanno svolte anche per le singole fasi di costruzione dell'opera, tenendo conto dell'evoluzione dello schema statico e dell'influenza degli effetti differiti nel tempo.

Vanno verificate anche le eventuali centine e le altre attrezzature provvisorie previste per la realizzazione dell'opera.

Tutte le verifiche riportate nel presente paragrafo saranno prese in conto nelle successive fasi della progettazione.

Si riportano, di seguito, i calcoli di predimensionamento sviluppati per l'opera d'arte in oggetto.

4.5 Modello di calcolo

Il calcolo della struttura tiene conto della modalità costruttiva della stessa; si procederà per sovrapposizione degli effetti tenendo conto delle due fasi distinte:

I fase: messa in opera delle travi e dei traversi, getto delle solette al di sopra delle strutture metalliche. In questa fase le sollecitazioni derivanti dal peso proprio della soletta in c.a. agiscono sulle sole travi metalliche

II fase: dopo la maturazione delle solette, si procede alla stesura del manto di pavimentazione, alla installazione dei parapetti e alle finiture. In questa fase la travata si comporta come un sistema misto acciaio - calcestruzzo: le due sezioni, di materiale diverso, sono rese solidali fra di loro e formano quindi un'unica sezione resistente. Successivamente al collaudo statico, il ponte viene aperto ai carichi di esercizio.

Si prevede lo scavo del versante fino alla quota di imposta delle fondazioni. Si realizzano quindi i micropali intestati sul versante roccioso (nelle successive fasi della progettazione, si effettuerà una campagna di indagini in situ, che consentirà di indagare il pendio e stabilire eventuali interventi di consolidamento e stabilizzazione dello stesso). Infine è prevista la costruzione della spalla in c.a., solidarizzata ai micropali.

4.5.1 Caratteristiche geometriche

In questa fase preliminare, si considera il ponte rettilineo.

Viadotto a una campata realizzato in struttura mista acciaio- calcestruzzo.

Caratteristiche principali:

- ponte su una campata con lunghezza di calcolo di 70m
- pendenza longitudinale livelletta 0%
- impalcato composto da due travi a doppio T parallele con interasse 7.60m con le seguenti caratteristiche:
 - altezza travi $h = 3.50\text{m}$
 - base inferiore travi $B_i = 1.50\text{m}$
 - spessore piattabanda inferiore 80mm
 - base superiore travi $B_s = 1.30\text{m}$
 - spessore piattabanda superiore 50mm
 - spessore anima 12mm
- traversi ad anima piena:
 - interasse 5,0m per un totale di 13 elementi
- soletta in c.a.:
 - spessore 0,3m (incluso lo spessore delle predalles, pari a 5cm)
 - larghezza soletta in c.a. 12.5m
 - larghezza carreggiata 11m

4.5.2 Carichi agenti

Si determinano le forze agenti sull'impalcato riconducendole a forze e coppie agenti sull'asse di simmetria.

4.5.2.1 Carichi permanenti strutturali G_1

Il peso proprio della struttura è calcolato in automatico dal programma.

E' stato incrementato del 20% per tenere conto di bulloneria e fazzolettame.

$$G_1 = 149.65\text{kN/m}$$

4.5.2.2 Carichi permanenti non strutturali G_2

Calcolo G_2 dell'impalcato:

$$G_2 \text{ asfalto: } 25 \cdot 0.19 \cdot 11 = 52.25\text{kN/m};$$

$$G_2 \text{ barriera Antirumore: } (8.00 + 14.5 + 8) \cdot 0.5 = 15.25\text{kN/m}$$

$$G_2 \text{ guardRail: } 2 \cdot 1.50 = 2\text{kN/m}$$

$$G_2 \text{ totale} = 70.5\text{kN/m}$$

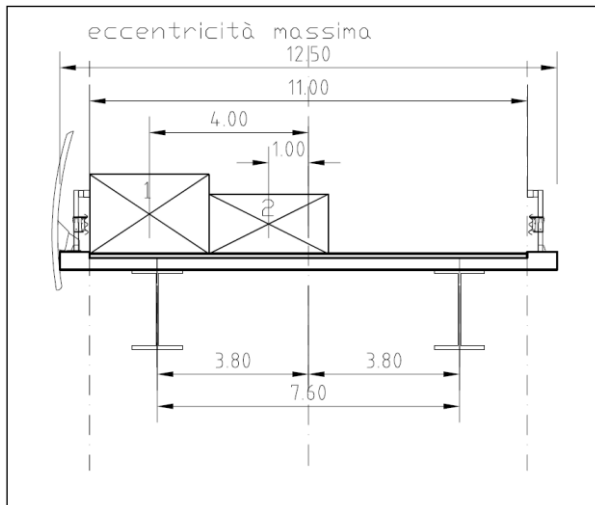
4.5.2.3 Carichi da traffico

Si considerano due distribuzioni longitudinali dei carichi:

- campata interamente caricata con carichi tandem in mezzzeria
- campata interamente caricata con carichi tandem sull'appoggio

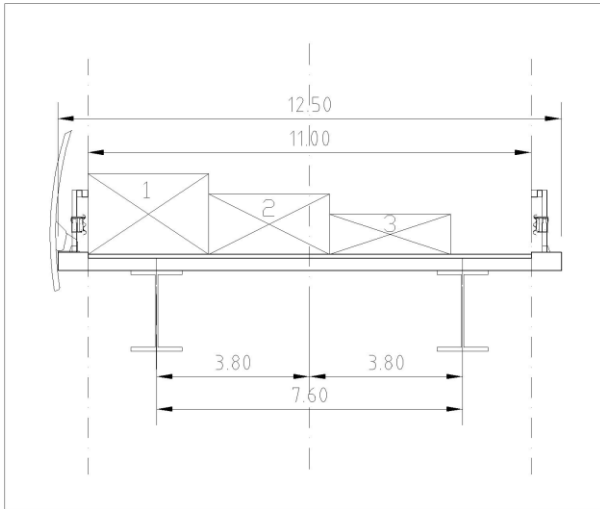
Si fanno tre ipotesi di distribuzione trasversale dei carichi.

Combinazione eccentrica 1:



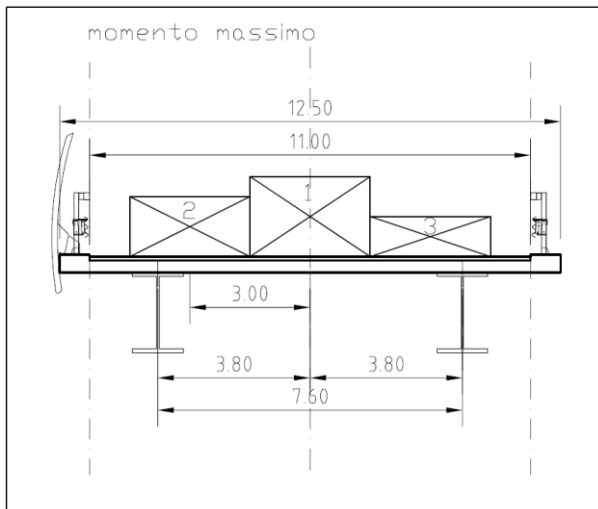
- Corsia 1: $Q_{1k} = 300\text{kN}$, $q_{1k} = 9\text{kN/m}^2$
 - eccentricità 4m, quindi $q_{1k} \cdot 3 \cdot 4 = 9 \cdot 3 \cdot 4 = 108\text{kNm/m}$
 - $q_{1k} \cdot 3,00 = 9 \cdot 3,00 = 27,00\text{kN/m}$
 - $2 \cdot Q_{1k} \cdot 4,00 = 2 \cdot 300 \cdot 4,00 = 2400\text{kNm}$
- Corsia 2: $Q_{2k} = 200\text{kN}$, $q_{2k} = 2,5\text{kN/m}^2$
 - eccentricità 1m, quindi $q_{2k} \cdot 3 \cdot 1 = 2,5 \cdot 3 \cdot 1 = 7,5\text{kNm/m}$
 - $2 \cdot Q_{2k} \cdot 1,00 = 400\text{kNm}$
 - $q_{2k} \cdot 3,00 = 2,5 \cdot 3,00 = 7,5\text{kN/m}$
- nell'area rimanente non viene applicato alcun carico
- per questa distribuzione trasversale dei carichi risultano quindi
 - 34,5kN/m
 - 115,5kNm/m
 - 2600kNm dovuti ai carichi Q_{1k} Q_{2k}
 - carichi tandem concentrati Q_{1k} Q_{2k} , per un totale di 1000kN

Combinazione eccentrica 2:



- Corsia 1: $Q_{1k} = 300\text{kN}$, $q_{1k} = 9\text{kN/m}^2$
 - eccentricità 4m, quindi $q_{1k} \cdot 3 \cdot 4 = 9 \cdot 3 \cdot 4 = 108\text{kNm/m}$
 - $q_{1k} \cdot 3,00 = 9 \cdot 3,00 = 27,00\text{kN/m}$
 - $2 \cdot Q_{1k} \cdot 4,00 = 2 \cdot 300 \cdot 4,00 = 2400\text{kNm}$
- Corsia 2: $Q_{2k} = 200\text{kN}$, $q_{2k} = 2,5\text{kN/m}^2$
 - eccentricità 1m, quindi $q_{2k} \cdot 3 \cdot 1 = 2,5 \cdot 3 \cdot 1 = 7,5\text{kNm/m}$
 - $2 \cdot Q_{2k} \cdot 1,00 = 400\text{kNm}$
 - $q_{2k} \cdot 3,00 = 2,5 \cdot 3,00 = 7,5\text{kN/m}$
- Corsia 3: $Q_{3k} = 100\text{kN}$, $q_{3k} = 2,5\text{kN/m}^2$
 - eccentricità 2m, quindi $-q_{3k} \cdot 3 \cdot 2 = -2,5 \cdot 3 \cdot 2 = -15\text{kNm/m}$
 - $-2 \cdot Q_{3k} \cdot 2,00 = -2 \cdot 100 \cdot 2,00 = -400\text{kNm}$
 - $q_{3k} \cdot 3,00 = 2,5 \cdot 3,00 = 7,5\text{kN/m}$
- area rimanente: $q_{rk} = 2,5\text{kN/m}^2$, su una larghezza di 2m
 - eccentricità = 4,5m, quindi $-q_{rk} \cdot 2,00 \cdot 4,5 = -2,5 \cdot 2 \cdot 4,5 = -22,5\text{kNm/m}$
 - $q_{rk} \cdot 2,00 = 2,5 \cdot 2,00 = 5\text{kN/m}$
- per questa distribuzione trasversale dei carichi risultano quindi
 - 47kN/m
 - 78kNm/m
 - 2400kNm dovuti ai carichi Q_{1k} Q_{2k} Q_{3k}
 - carichi tandem concentrati Q_{1k} Q_{2k} Q_{3k} , per un totale di 1200kN

Combinazione simmetrica 1:



- Corsia 1: $Q_{1k} = 300\text{kN}$, $q_{1k} = 9\text{kN/m}^2$
 - eccentricità 0m
 - $q_{1k} \cdot 3,00 = 9 \cdot 3,00 = 27,00\text{kN/m}$
- Corsia 2: $Q_{2k} = 200\text{kN}$, $q_{2k} = 2,5\text{kN/m}^2$
 - eccentricità 3m, quindi $q_{2k} \cdot 3 \cdot 3 = 2,5 \cdot 3 \cdot 3 = 22,5\text{kNm/m}$
 - $q_{2k} \cdot 3,00 = 2,5 \cdot 3,00 = 7,5\text{kN/m}$
 - $2 \cdot Q_{2k} \cdot 3,00 = 2 \cdot 200 \cdot 3,00 = 1200\text{kNm}$
- Corsia 3: $Q_{3k} = 100\text{kN}$, $q_{3k} = 2,5\text{kN/m}^2$
 - eccentricità 3m, quindi $-q_{3k} \cdot 3 \cdot 3 = -2,5 \cdot 3 \cdot 3 = -22,5\text{kNm/m}$
 - $2 \cdot Q_{3k} \cdot 3,00 = -2 \cdot 100 \cdot 3,00 = -600\text{kNm}$
 - $q_{3k} \cdot 3,00 = 2,5 \cdot 3,00 = 7,5\text{kN/m}$
- area rimanente: $q_{rk} = 2,5\text{kN/m}^2$, su una larghezza di 1m + 1m
 - eccentricità = 0m
 - $q_{rk} \cdot 2,00 = 2,5 \cdot 2,00 = 5\text{kN/m}$
- per questa distribuzione trasversale dei carichi risultano quindi
 - 47kN/m
 - 0kNm/m
 - 600kNm carico tandem
 - carichi tandem concentrati Q_{1k} , Q_{2k} , Q_{3k} per un totale di 1200kN

4.5.2.4 Carichi da vento

$$p = 1,62 \text{ kN/m}^2$$

$\mu = 0,6$ coefficiente riduttivo su seconda barriera antirumore ($h=4\text{m}$)

altezza totale sezione esposta al vento = 7m

$$q_{\text{vento}} = 1,62 \cdot 7 + 0,6 \cdot 1,62 \cdot 4 = 15,23\text{kN/m}$$

4.6 Sollecitazioni sui pali di fondazione e caratterizzazione geotecnica

Si riportano di seguito le sollecitazioni massime sui pali nelle varie combinazioni di carico analizzate. In questa fase si dispone solo di indicazioni bibliografiche sui terreni di fondazione. Si può ipotizzare che la roccia presente (Dolomia o Calcari grigi di Nosiglio) sia molto fratturata e dalle scadenti caratteristiche meccaniche. Al di sopra della roccia si ipotizza un cappellaccio superficiale di qualche metro. In queste condizioni la scelta di utilizzare fondazioni profonde su micropali di lunghezza 20 m è accettabile e compatibile con i valori di resistenza richiesti agli SLU tipici per questi terreni.

Joint	OutputCase	NPalo1a	NPalo1b	NPalo17a	NPalo17b
		KN-m	KN-m	KN-m	KN-m
1	slu-G1+G2	422,33	422,33	192,12	192,12
1	slu-cb01	437,69	406,97	207,47	176,76
1	slu-cb01-ecc1M	462,87	406,44	232,66	176,23
1	slu-cb01-ecc1V	469,50	406,82	239,29	176,61
1	slu-cb01-ecc2M	463,35	413,72	233,14	183,51
1	slu-cb01-ecc2V	470,45	415,04	240,23	184,83
1	slu-cb01-sim1M	454,62	422,46	224,40	192,24
1	slu-cb01-sim1V	459,55	425,94	229,33	195,73
1	slu-cb02-vento	447,92	396,74	217,71	166,52
2	slu-G1+G2	422,33	422,33	192,12	192,12
2	slu-cb01	437,69	406,97	207,47	176,76
2	slu-cb01-ecc1M	462,87	406,44	232,66	176,23
2	slu-cb01-ecc1V	456,23	406,07	226,02	175,85
2	slu-cb01-ecc2M	463,35	413,72	233,14	183,51
2	slu-cb01-ecc2V	456,26	412,40	226,04	182,19
2	slu-cb01-sim1M	454,62	422,46	224,40	192,24
2	slu-cb01-sim1V	449,69	418,97	219,47	188,76
2	slu-cb02-vento	447,92	396,74	217,71	166,52

OutputCase	NPalo1a	NPalo1b	NPalo17a	NPalo17b
sisma trasv	797,28	-178,48	632,47	-343,29
sisma long	1248,91	1248,91	-794,92	-794,92

L'analisi di predimensionamento consente di affermare che:

- la combinazione sismica è dimensionante per le opere di progetto rispetto alla combinazione SLU per carichi d'esercizio;
- lo schema di vincolo tradizionale che prevede una spalla fissa e l'altra libera di muoversi per assecondare le dilatazioni lente dell'impalcato, comporta che in caso di sisma la spalla sia sollecitata longitudinalmente in modo molto importante.

Le soluzioni possibili sono:

- 1) ancorare l'impalcato alla galleria retrostante dando continuità al getto in c.a. dalla galleria fino al paraghiaia;
- 2) introdurre dispositivi del tipo shock transmitter che blocchino la struttura tra le 2 spalle in caso di sisma;
- 3) isolare sismicamente il ponte.

Nella successiva fase di progettazione si analizzeranno e confronteranno le varie soluzioni e si sceglierà quella che garantirà la migliore qualità dell'opera.

4.7 Verifiche SLU

4.7.1 Larghezza collaborante della soletta in calcestruzzo

Calcolo la larghezza collaborante per la soletta di calcestruzzo dell'impalcato.

$$b_{eff} = b_0 + b_{e1} + b_{e2}$$

$$b_{ei} = \min (L_e/8, b_i - b_0/2)$$

$$b_{e1} = \min (70/8, 2.45 - 1.2/2) = 1.85\text{m}$$

$$b_{e2} = \min (70/8, 3.8 - 1.2/2) = 3.2\text{m}$$

$$b_{eff} = 1.2 + 1.85 + 3.2 = 6.25\text{m}$$

4.7.2 Sollecitazioni di calcolo

Calcolo il momento in mezzera dovuto al carico G1:

$$1/2 * 149.65 * 70^2 / 8 = 45830\text{kNm}$$

Calcolo il momento in mezzera dovuto al carico G2:

$$1/2 * 70.5 * 70^2 / 8 = 21590\text{kNm}$$

Applicando i coefficienti per la combinazione SLU risulta:

$$M_{G1} = 1.35 * 45830 = 61871\text{kNm}$$

$$M_{G2} = 1.35 * 21590 = 32385\text{kNm}$$

$$M_{q \text{ traffico}} = 1.35 * 37096 = 50080\text{kNm}$$

Si riporta di seguito il calcolo per la determinazione del M_{flett} per carichi variabili.

4.7.3 Coefficienti di ripartizione dei carichi

Nel calcolo dei coefficienti di ripartizione di Engesser- Courbon, si considera il seguente schema di carico:

- distribuzione trasversale dei carichi: "combinazione eccentrica 2"
- distribuzione longitudinale dei carichi: impalcato tutto carico, con tandem in mezzeria

$$r_i = 1/n + y_i * y_p / (\sum_i y_i^2)$$

n= numero travi

$$y_i = 3.80$$

$$y_p = [4m, 1m, -2m, -4.5m]$$

$$r_1 = 1/2 + 3.80 / (2 * 3.8^2) * 4 = 1.03$$

$$r_2 = 1/2 + 3.80 / (2 * 3.8^2) * 1 = 0.63$$

$$r_3 = 1/2 + 3.80 / (2 * 3.8^2) * (-2) = 0.24$$

$$r_4 = 1/2 + 3.80 / (2 * 3.8^2) * (-4.5) = -0.09$$

4.7.4 Determinazione dei parametri di sollecitazione dovuti a ciascuna colonna di carico

Si riportano le sollecitazioni nella sezione di mezzeria, dovute alle colonne di carico previste nella "combinazione eccentrica 2".

$$M_{Q1} = 600 * 70 / 4 = 10500 \text{ kNm}$$

$$M_{q1} = 3 * 9 * 70^2 / 8 = 16538 \text{ kNm}$$

$$M_{Q2} = 400 * 70 / 4 = 7000 \text{ kNm}$$

$$M_{q2} = 3 * 2.5 * 70^2 / 8 = 4594 \text{ kNm}$$

$$M_{Q3} = 200 * 70 / 4 = 3500 \text{ kNm}$$

$$M_{q3} = 3 * 2.5 * 70^2 / 8 = 4594 \text{ kNm}$$

$$M_{qr} = 5 * 70^2 / 8 = 3063 \text{ kNm}$$

Calcolo la sollecitazione risultante sulla trave più caricata:

$$M_{\max} = 1.03 * (10500 + 16538) + 0.63 * (7000 + 4594) + 0.24 * (3500 + 4594) = 37096 \text{ kNm}$$

4.7.5 Verifica della sezione composta acciaio- calcestruzzo

ACCIAIO DA CARPENTERIA METALLICA

$E_a =$	210000	MPa	modulo di elasticità longitudinale acciaio
Classe	S355		
Stati Limite Ultimi			
$\gamma_m =$	1,05		coeff. parziale di sicurezza sulla resistenza del materiale
$f_{yk} =$	355	MPa	tensione di snervamento caratteristica acciaio ($t \leq 40\text{mm}$)
$f_{yk}^* =$	335	MPa	tensione di snervamento caratteristica acciaio ($t > 40\text{mm}$)
$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_m =$	338	MPa	tensione di snervamento di calcolo acciaio ($t \leq 40\text{mm}$)
$f_{yd}^* = f_{yk}^*/\gamma_m =$	319	MPa	tensione di snervamento di calcolo acciaio ($t > 40\text{mm}$)

ACCIAIO DA CALCESTRUZZO ARMATO

$E_a =$	210000	MPa	modulo di elasticità longitudinale acciaio
Classe	B450C		
Stati Limite Ultimi			
$\gamma_m =$	1,15		coeff. parziale di sicurezza sulla resistenza del materiale
$f_{yk} =$	450	MPa	tensione di snervamento caratteristica
$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_m =$	391	MPa	tensione di snervamento di calcolo acciaio da cls armato

CALCESTRUZZO

$R_{ck} =$	40	MPa	
$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} =$	33,2	MPa	resistenza cilindrica caratteristica a compressione cls
$f_{cm} = f_{ck} + 8 =$	41,20	MPa	resistenza cilindrica media a compressione
$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} =$	3,10	MPa	resistenza media a trazione
$f_{ctk,0.05} = 0.7 \cdot f_{ctm} =$	2,17	MPa	resistenza cilindrica caratteristica a trazione del cls
$E_c = 22000 \cdot (f_{cm}/10)^{0.3} =$	33643	MPa	modulo elastico longitudinale del cls
Stati Limite Ultimi			
$\alpha_{c,c} =$	0,85		coeff. riduttivo per le resistenze di lunga durata
$\gamma_c =$	1,5		coeff. parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo
$f_{cd} = \alpha_{c,c} \cdot f_{ck}/\gamma_c =$	18,81	MPa	resistenza cilindrica di calcolo a compressione cls
$f_{ctd} = f_{ctk}/\gamma_c =$	1,45	MPa	resistenza cilindrica di calcolo a trazione cls

GEOMETRIA DELLA SEZIONE DI ACCIAIO								
H _{tot} (cm)	350				A _a =	2356 cm ²		
plattabanda superiore (cm)	130	x	5		y _a =	135,808003 cm		
anima (cm)	1,5	x	337		J _{ax} =	55605670 cm ⁴		
plattabanda inferiore (cm)	150	x	8		J _{ay} =	3165511,45 cm ⁴		
GEOMETRIA DELLA SOLETTA COLLABORANTE								
altezza getto collaborante (cm)	25				A _c =	15625 cm ²		
coprifero (cm)	3				y _c =	362,5 cm		
larghezza collaborante (cm)	625				J _{c_x} =	813802 cm ⁴		
armatura superiore (cm ²)	98	31φ20		y _{f1} =	J _{c_y} =	508626302 cm ⁴		
armatura inferiore (cm ²)	98	31φ20		y _{f2} =	A _f =	196 cm ²		
TABELLA RIASSUNTIVA								
		FASE1	FASE2	FASE3				
coeff.omog.			18	6				
area omogenea (cm ²)		2 356	3 420	5 156				
y (cm)		136	206	259				
J _x omog. (cm ⁴)=J ₃₃		55 605 670	93 421 713	121 558 931				
J _y omog. (cm ⁴)=J ₂₂		3 165 511	31 422 528	87 936 562				
W _{s,cls} (cm ³)		0	9 975 814	6 286 821				
W _{sup,acc} (cm ³)		259 607	650 720	1 335 620				
W _{inf,acc} (cm ³)		409 443	452 552	469 363				
W _{s,arm} (cm ³)			564 254	1 075 618				
area a taglio T ₂		515	1 239	2 685				
area a taglio T ₃		1 083	1 807	3 253				
S (cm ³)			705 910					
fcd = acc f_{ck}/γ_c =	18,81	MPa	resistenza cilindrica di calcolo a compressione cls					
fctd = fctk/γ_c =	1,45	MPa	resistenza cilindrica di calcolo a trazione cls					
fyd = fyk/γ_M =	391,30	MPa	tensione di snervamento di calcolo acciaio da cls armato					
fyd = fyk/γ_M =	338,10	MPa	tensione di snervamento di calcolo acciaio (t<=40mm)					
fyd* = fyk*/γ_M =	319,05	MPa	tensione di snervamento di calcolo acciaio (t>40mm)					
VERIFICA A MOMENTO POSITIVO								
		U11-5						
Parametri di sollecitazione								
		fase 1	fase 2	fase 3				
N (kN) =		0	0	0	COMPRESSIONE: (+)			
M (kNm) =		61871	32385	50080	FIBRE INFERIORI TESE: (+)			
V (kN) =		0	0	0				
Tensioni		σ _{TOT} + τ _{TOT}	σ _{ID}	σ / f _d	controllo tensioni			
σ _{acc,inf} (MPa) =		151	72	107	329	329	97%	ok
σ _{acc,sup} (MPa) =		238	50	37	326	326	96%	ok
σ _{armatura} (MPa) =		-	57	47	104	-	27%	ok
σ _{cls} (MPa) =		-	3	8	11	-	60%	ok
τ _d (MPa) =		0	0	0	0	-	-	-

4.8 Peso acciaio

Il calcolo di predimensionamento effettuato consente di ipotizzare un'incidenza dell'acciaio strutturale pari a circa 4.30kN/m².

Le successive fasi della progettazione consentiranno l'affinamento del calcolo.

Si precisa, inoltre, che i ponti aventi luci di calcolo inferiori (Solagna e Sarzè) comporteranno una minore incidenza di peso dell'acciaio.