

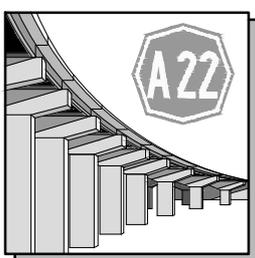
**ORDINE DEGLI INGEGNERI
DELLA PROV. DI TRENTO**
dott.ing. ROBERTO BOSETTI
INSCRIZIONE ALBO N° 1027

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO
dott. ing. Roberto Bosetti

autostrada del brennero

ALLARGAMENTO DELLA CARREGGIATA SUD AUTOSTRADALE
IN CORRISPONDENZA DELLA SALITA DI AFFI TRA
LA PROG. KM 201+285 E LA PROG. KM 203+930 E
RIFACIMENTO DEI SOVRAPPASSI AUTOSTRADALI
N°68 "RIVOLI-ZUANE" E N°69 "S.C. RIVOLI-CAPRINO"

1.3.4	<p>RELAZIONI Relazioni di calcolo Sovrappasso nr. 69 S.C. Rivoli-Caprino</p>
-------	---

0	MAG-2022	EMISSIONE	ICONIA S.R.L.	F. OSS PAPOT	C. COSTA
REVISIONE:	DATA:	DESCRIZIONE:	REDAZIONE:	VERIFICA:	APPROVAZIONE:
DATA: MAGGIO 2008			DIREZIONE TECNICA GENERALE		IL DIRETTORE TECNICO GENERALE E PROGETTISTA: 
NUMERO PROGETTO: 29/08					

AUTOSTRADA DEL BRENNERO

LAVORI DI ALLARGAMENTO DELLA CARREGGIATA SUD DELL'AUTOSTRADA DEL BRENNERO TRA LE PROGRESSIVE KM 201+225 E KM 203+802 IN CORRISPONDENZA DELLA SALITA DI AFFI

PROGETTO ESECUTIVO

SOVRAPPASSO AUTOSTRADALE N.69

RELAZIONE DI CALCOLO

Committente:

Autostrade del Brennero

Progetto strutturale:

1 METODO DI CALCOLO

La presente relazione strutturale di calcolo illustra il progetto nei suoi aspetti generali. Essa comprende solo una parte dei calcoli strutturali: le verifiche non riportate sono state condotte analogamente a quelle descritte e risultano disponibili nelle minute di studio.

Lo studio delle strutture è stato condotto secondo i metodi della scienza delle costruzioni supponendo i materiali elastici, omogenei ed isotropi.

La ricerca dei parametri di sollecitazione è stata fatta secondo le disposizioni di carico più gravose avvalendosi di codici di calcolo automatico per l'analisi strutturale.

Le verifiche di resistenza delle sezioni sono state eseguite secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite.

I coefficienti di sicurezza adottati sui materiali, secondo normativa vigente, sono assunti pari a:

- Cemento armato

Stato limite	Acciaio γ_s	Calcestruzzo γ_c
ultimo	1.15	1.50 per c.a. normale
di esercizio	1.00	1.00

- Acciaio per carpenteria metallica

Stato limite	Acciaio γ_m
ultimo	1.05
di esercizio	1.00

1.1 Codici di calcolo

Tutti i codici di calcolo automatico utilizzati per il calcolo e la verifica delle strutture e la redazione della presente relazione di calcolo sono di sicura ed accertata validità e sono stati impiegati conformemente alle loro caratteristiche. Tale affermazione è suffragata dai seguenti elementi:

- grande diffusione del codice di calcolo sul mercato;
- storia consolidata del codice di calcolo (svariati anni di utilizzo);
- utilizzo delle versioni più aggiornate (dopo test);
- pratica d'uso frequente in studio.

In considerazione dei problemi in studio, caratterizzati da piccoli spostamenti e tensioni inferiori ai limiti elastici dei materiali, si è ritenuto sufficiente adottare una schematizzazione della geometria e dei materiali di tipo lineare con leggi elastiche e isotrope ed omogenee.

1.1.1 Eng 97

Programma di calcolo strutturale della SigmaC di Padova. E' un programma ad elementi finiti. Esegue il calcolo di telai piani, graticci di travi, travi continue, travi rovesce, sezioni in c.a., muri di sostegno. Codesto software è un programma strutturale a travi e telai di comprovata affidabilità prodotto da ormai più di 10 anni e largamente diffuso.

Il programma Eng 97 viene utilizzato per lo studio dei modelli parziali, per gli elementi strutturali schematizzabili con più semplicità e per lo studio delle sezioni; gli schemi grafici ed i tabulati riportati sono ottenuti tramite tale codice di calcolo.

1.1.2 Eng2K

Programma di verifica di sezioni in c.a., acciaio e legno prodotto dalla SigmaC di Padova. Codesto software è un programma di comprovata affidabilità prodotto da ormai diversi anni e largamente diffuso.

Il programma Eng2K viene utilizzato per le verifiche a tenso/presso-flessione retta o deviata di sezioni di varia forma e natura; gli schemi grafici ed i tabulati riportati sono ottenuti tramite tale codice di calcolo.

1.1.3 Straus 7

Programma di calcolo strutturale agli elementi finiti della "G+D Computing Pty. Ltd 2000". Esegue il calcolo di strutture spaziali composte da elementi mono- e/o bi-dimensionali anche con non linearità di materiale o con effetti dinamici. Questo software è fra i programmi strutturali ad elementi finiti più diffusi con svariate applicazioni e di comprovata affidabilità.

Il programma "Straus 7" viene utilizzato per lo studio di elementi strutturali spaziali non schematizzabili con Eng 2K.

1.1.4 Geo

Programma di calcolo geotecnico della SigmaC di Padova. E' un programma ad elementi finiti che esegue l'analisi elasto-plastica di strutture piane infisse nel terreno di fondazione. Viene utilizzato per la modellazione di palancole e diaframmi con o senza puntelli e/o tiranti, analizzando le diverse fasi di lavoro della struttura. I modelli di calcolo utilizzati dal programma sono ampiamente testati e particolarmente per quanto riguarda le caratteristiche dei terreni in esame. Codesto software è un programma di calcolo di comprovata affidabilità prodotto da diversi anni e largamente diffuso.

Gli schemi grafici ed i tabulati riportati sono ottenuti tramite tale codice di calcolo.

1.1.5 Paratie

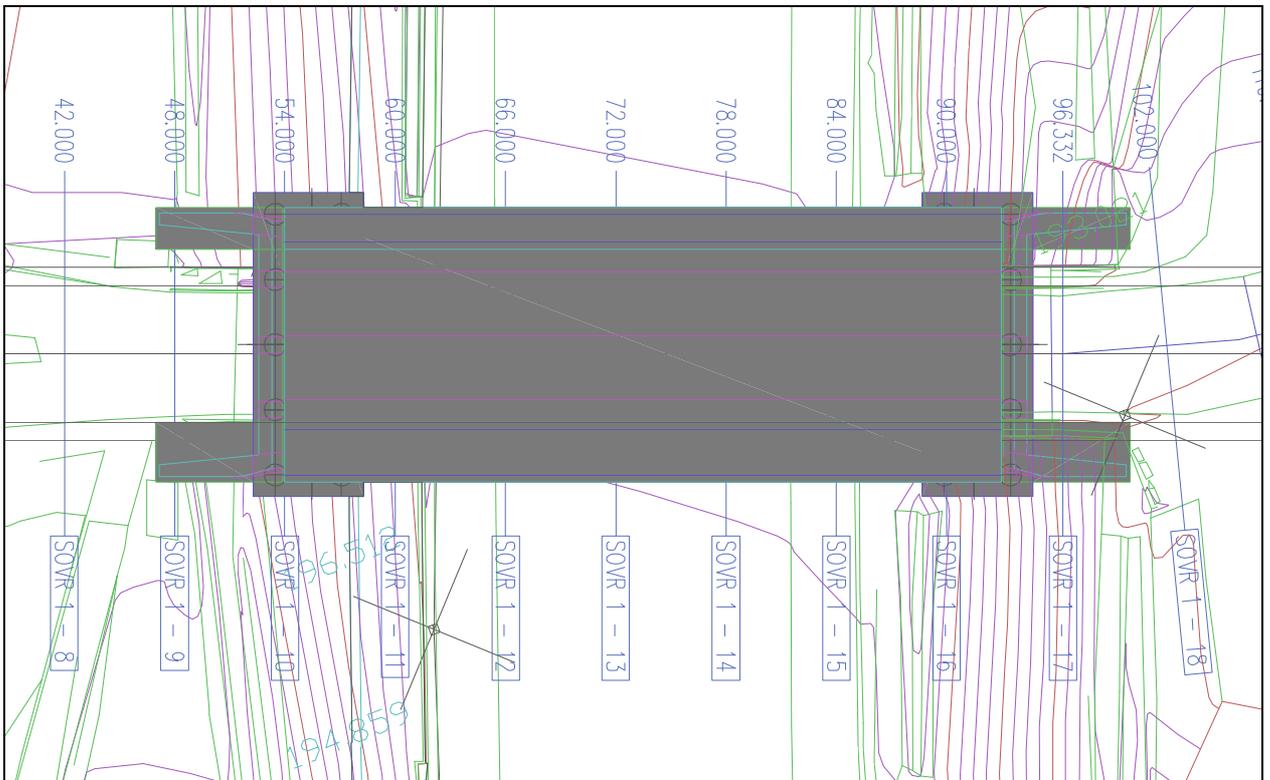
Programma di calcolo geotecnico della CeAS di Milano. E' un programma ad elementi finiti che esegue l'analisi elasto-plastica di strutture piane infisse nel terreno di fondazione. Viene utilizzato per la modellazione di palancole e diaframmi con o senza puntelli e/o tiranti, analizzando le diverse fasi di lavoro della struttura. Questo tipo di software permette di modellare terreni di tipo granulare o coesivo, considerando per quest'ultimo sia la situazione drenata che quella non drenata. Il programma di calcolo Paratie 5.1-6.0 risulta di comprovata affidabilità, tanto da essere prodotto da diversi anni ed essere largamente utilizzato presso numerosi studi di ingegneria geotecnica.

Gli schemi grafici ed i tabulati riportati sono ottenuti tramite tale codice di calcolo.

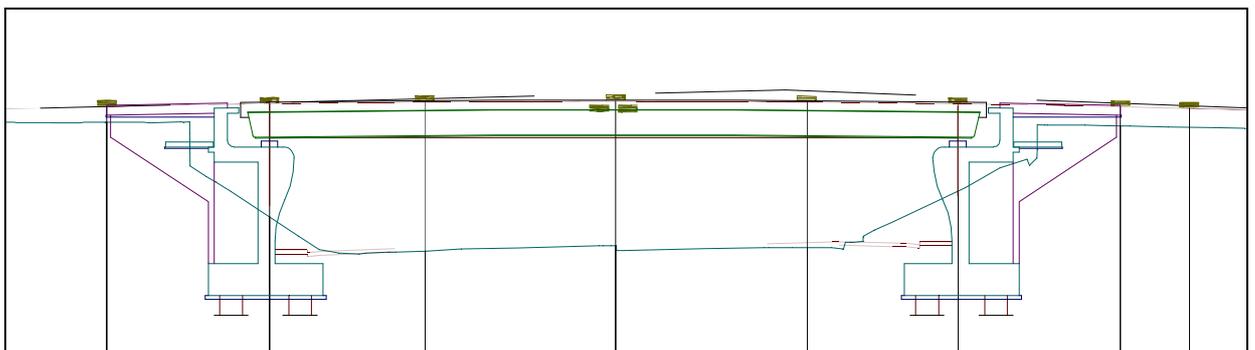
2 DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

L'opera in esame consiste nella costruzione del nuovo sovrappasso autostradale n°69 lungo la S.P. n°29/C alla progressiva km 203+505.82 per lo scavalcamento dell'autostrada A22 del Brennero.

Il ponte in progetto è costituito da un tratto stradale ad un'unica carreggiata coprente complessivamente una lunghezza di circa 36 m; esso si compone di un'unica campata. Nella seguente immagine si riporta una vista planimetrica dell'opera in oggetto.



Dal punto di vista altimetrico, il piano viario si colloca mediamente a circa 5.60 m di altezza rispetto al livello della sottostante autostrada. Si riporta nel seguito una sezione schematica eseguita in asse al ponte.

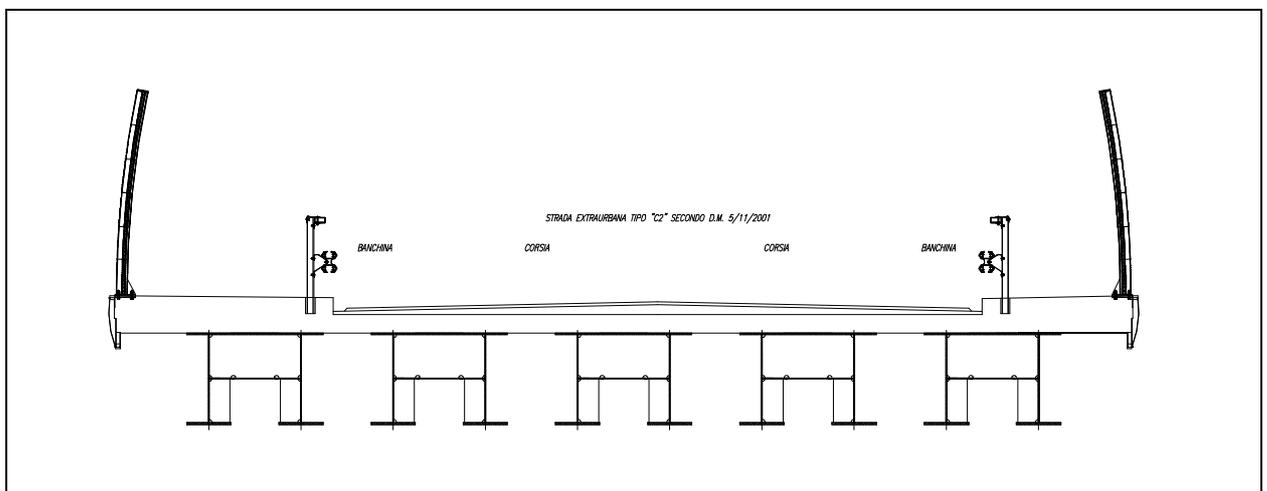


Il tracciato viario presenta larghezza costante: esso si compone di una piattaforma stradale a due corsie per una larghezza totale di circa 7.00 m, cui si affiancano da entrambi i lati due marciapiedi rispettivamente da 2.50 m e 1.50 m ciascuno.

2.1 Caratteristiche tecniche dell'opera

Il ponte in oggetto si compone di una struttura portante principale mista acciaio-calcestruzzo realizzata con travi principali metalliche e sovrastante soletta in c.a. collaborante.

L'impalcato è costituito da una serie di 8 travi a doppio T in acciaio, collegate a due a due con soprastante soletta in c.a. da 27 cm di spessore. In corrispondenza alle spalle laterali ed in mezzeria sono previsti quattro traversi metallici di collegamento. Si riporta nel seguito una sezione trasversale schematica del ponte.



Ciascuna trave principale a doppio T presenta altezza pari a 1.35 m, mentre le piattabande superiore ed inferiore hanno larghezza fissa pari a 650 mm; esse vengono affiancate con interasse di 1.35 m. Superiormente viene realizzata un soletta in c.a. da 27 cm di spessore totale gettata utilizzando come cassero inferiore una lastra di acciaio irrigidita da tralicci. Le travi metalliche principali risultano collegate fra loro a due a due da traversi metallici disposti ad interasse di 3.30 m, mentre in corrispondenza alle spalle ed in mezzeria sono previsti ulteriori traversi metallici di collegamento.

2.2 Caratteristiche costruttive dell'opera

Le fasi di costruzione previste per l'opera in progetto sono schematicamente riassumibili nei seguenti punti principali:

- In officina vengono realizzati i conci di trave principale che, assemblati in opera costituiranno la struttura portante principale dell'impalcato
- Trasporto in opera dei vari conci, le cui dimensioni saranno tali da consentire agevolmente il loro posizionamento e movimentazione
- Assemblaggio in opera dei vari conci al fine di realizzare la struttura metallica portante

- Realizzazione di traversi previsti
- Posa delle lastre metalliche e relativa armatura
- Getto della soletta
- Esecuzione delle finiture

3 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Il progetto è stato sviluppato nell'osservanza della vigente normativa tecnica N.T.C. 2008, esso, comunque si richiama anche alle normative precedentemente vigenti, in particolare:

3.1 Norme generali

- Legge 5 novembre 1971, n. 1086
Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- Ministero dei Lavori Pubblici. Circolare n. 11951, 14 febbraio 1974
Istruzioni relative alla Legge 5 novembre 1971.
- Ministero dei Lavori Pubblici. Decreto ministeriale 14 febbraio 1992
Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- Ministero dei Lavori Pubblici. Decreto ministeriale 9 gennaio 1996
Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- Ministero dei Lavori Pubblici. Circolare n. 252 AA.GG/STC, 15 ottobre 1996
Istruzioni per l'applicazione delle «Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche» di cui al decreto ministeriale 9 gennaio 1996.
- Ministero dei Lavori Pubblici. Decreto ministeriale 16 gennaio 1996
Norme tecniche relative ai «Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi».
- Ministero dei Lavori Pubblici. Circolare n. 156 AA.GG/STC, 4 luglio 1996
Istruzioni per l'applicazione delle «Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi» di cui al decreto ministeriale 16 gennaio 1996.
- Ministero dei Lavori Pubblici. Decreto ministeriale 14 settembre 2005
Norme tecniche per le costruzioni.
- Ministero dei Lavori Pubblici. Decreto ministeriale 14 gennaio 2008
Norme tecniche per le costruzioni.

3.2 Norme ponti

- Ministero dei Lavori Pubblici. Decreto ministeriale 4 maggio 1990
Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo dei ponti stradali.
- Ministero dei Lavori Pubblici. Circolare n. 34233, 25 febbraio 1991
Legge 2 febbraio 1974, n. 64, art. 1 - Decreto Ministeriale 25 febbraio 1991.
Istruzioni relative alla normativa tecnica dei ponti stradali.

3.3 Norme sismiche

- Legge 2 febbraio 1974, n. 64
Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- Ministero dei Lavori Pubblici. Decreto ministeriale 16 gennaio 1996
Norme tecniche per le costruzioni in zona sismica.
- Ordinanza del Presidente del Consiglio n°3274 del 20.03.2003, e allegati
“Normativa tecnica per le costruzioni in zona sismica e connessa classificazione sismica del territorio nazionale”
- Dipartimento della Protezione Civile – Ufficio servizio Sismico Nazionale
“Nota esplicativa dell’ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 del 20.03.2003” datata 04.06.2003.

3.4 Norme geotecniche

- Ministero dei Lavori Pubblici. Decreto ministeriale 11 marzo 1988
Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l’esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
- Ministero dei Lavori Pubblici. Circolare n. 30483, 24 settembre 1988
Legge 2 febbraio 1974, n. 64, art. 1 - D.M. 11 marzo 1988. Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l’esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione. Istruzioni per l’applicazione.

3.5 Norme durabilità

- Norma UNI 9858
Calcestruzzo. Prestazioni, produzione, posa in opera e criteri di conformità.
- Durabilità e classi di esposizione ambientale nelle strutture in calcestruzzo.

3.6 Norme CNR-UNI

- Norma CNR-UNI 10011
Costruzioni di acciaio. Istruzioni per il calcolo, l’esecuzione, il collaudo e la manutenzione.
- Norma CNR-UNI 10016
Travi composte acciaio calcestruzzo. Istruzioni per l’impiego nelle costruzioni.
- Norma CNR-UNI 10018
Apparecchi di appoggio in gomma e PTFE nelle costruzioni. Istruzioni per il calcolo e l’impiego.
- Norma CNR-UNI 10021
Strutture di acciaio per apparecchi di sollevamento. Istruzioni per il calcolo, l’esecuzione, il collaudo e la manutenzione.
- Norma CNR-UNI 10022
Profilati formati a freddo: istruzioni per l’impiego nelle costruzioni.

- Norma CNR-UNI 10024
Analisi delle strutture mediante calcolatore elettronico: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo.
- Norma CNR-UNI 10027
Strutture di acciaio per opere provvisorie. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione.
- Norma CNR-UNI 10029
Costruzioni di acciaio ad elevata resistenza. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione.
- Norma CNR-UNI 10030
Anche irrigidite di travi a parete piena.
- Norma UNI-EN 206
Calcestruzzo: specificazione, prestazioni, produzione e conformità.
- Norma UNI 11104
Calcestruzzo: specificazione, prestazioni, produzione e conformità; istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206.

3.7 Eurocodici

- EUROCODICE 1
Azioni sulle strutture.
- EUROCODICE 2
Progettazione delle strutture in calcestruzzo.
- EUROCODICE 3
Progettazione delle strutture in acciaio.
- EUROCODICE 4
Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo.
- EUROCODICE 7
Progettazione geotecnica.
- EUROCODICE 8
indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture.

4 MATERIALI IMPIEGATI

Salvo indicazioni diverse espressamente indicate negli elaborati grafici, per la realizzazione del viadotto in oggetto sono previsti i seguenti materiali:

4.1 Calcestruzzo per magrone (non strutturale)

Classe di resistenza:	C 12/15
Cemento tipo:	32.5

4.2 Calcestruzzo per pali di fondazione

Classe di resistenza:	C 25/30
Modulo elastico	$E_{CA} = 31.5 \text{ GPa}$
Cemento tipo:	32.5
Classe di esposizione ambientale:	XC2
Rapporto massimo acqua/cemento:	0.60
Contenuto minimo di cemento:	280 kg/m ³
Massimo diametro degli inerti	30 mm
Classe di consistenza (slump test):	S3
Resistenza a trazione semplice:	$f_{ctm} = 0.30 \sqrt[3]{R_{ck}^2} = 2.89 \text{ MPa}$
Resistenza a trazione caratteristica:	$f_{ctk} = 0.70 f_{ctm} = 2.02 \text{ MPa}$
Resistenza a compressione caratteristica:	$f_{ck} = 0.83 R_{ck} = 24.90 \text{ MPa}$

4.3 Calcestruzzo per zattere di fondazione

Classe di resistenza:	C 28/35
Modulo elastico	$E_{CA} = 32.6 \text{ GPa}$
Cemento tipo:	32.5
Classe di esposizione ambientale:	XC4
Rapporto massimo acqua/cemento:	0.50
Contenuto minimo di cemento:	300 kg/m ³
Massimo diametro degli inerti	30 mm
Classe di consistenza (slump test):	S3
Resistenza a trazione semplice:	$f_{ctm} = 0.30 \sqrt[3]{R_{ck}^2} = 3.21 \text{ MPa}$
Resistenza a trazione caratteristica:	$f_{ctk} = 0.70 f_{ctm} = 2.25 \text{ MPa}$
Resistenza a compressione caratteristica:	$f_{ck} = 0.83 R_{ck} = 29.05 \text{ MPa}$

4.4 Calcestruzzo per spalle

Classe di resistenza:	C 28/35
Modulo elastico	$E_{CA} = 32.6 \text{ GPa}$
Cemento tipo:	32.5
Classe di esposizione ambientale:	XF3
Rapporto massimo acqua/cemento:	0.50
Contenuto minimo di cemento:	320 kg/m ³
Massimo diametro degli inerti	20 mm

Classe di consistenza (slump test):	S3
Resistenza a trazione semplice:	$f_{ctm} = 0.30\sqrt[3]{R_{ck}^2} = 3.21 \text{ MPa}$
Resistenza a trazione caratteristica:	$f_{ctk} = 0.70 f_{ctm} = 2.25 \text{ MPa}$
Resistenza a compressione caratteristica:	$f_{ck} = 0.83 R_{ck} = 29.05 \text{ MPa}$

4.5 Calcestruzzo per soletta

Classe di resistenza:	C 28/35
Modulo elastico	$E_{CA} = 32.6 \text{ GPa}$
Cemento tipo:	32.5
Classe di esposizione ambientale:	XF4
Rapporto massimo acqua/cemento:	0.45
Contenuto minimo di cemento:	340 kg/m ³
Massimo diametro degli inerti	20 mm
Classe di consistenza (slump test):	S4
Resistenza a trazione semplice:	$f_{ctm} = 0.30\sqrt[3]{R_{ck}^2} = 3.21 \text{ MPa}$
Resistenza a trazione caratteristica:	$f_{ctk} = 0.70 f_{ctm} = 2.25 \text{ MPa}$
Resistenza a compressione caratteristica:	$f_{ck} = 0.83 R_{ck} = 29.05 \text{ MPa}$

4.6 Acciaio in barre ad aderenza migliorata per cemento armato saldabile tipo B450C

Tensione caratteristica di snervamento:	$f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$
Tensione caratteristica di rottura:	$f_{tk} \geq 540 \text{ MPa}$
Allungamento percentuale:	$A_5 \geq 7.5\%$
Rapporti di duttilità:	$f_y/f_{yk} \leq 1.25$ $1.15 \leq (f_t/f_y)_k < 1.35$
Analisi chimica di colata in accordo con § 11.3.7.2. del D.M. 14.01.2008 per acciaio saldabile.	

4.7 Acciaio per carpenteria metallica tipo S355

Tensione di rottura a trazione:	$f_t \geq 510 \text{ MPa}$
Tensione di snervamento:	$f_y \geq 355 \text{ MPa}$
Resistenza di calcolo:	- per spessori $t \leq 40 \text{ mm}$ $f_d = 355 \text{ MPa}$ - per spessori $t > 40 \text{ mm}$ $f_d = 335 \text{ MPa}$
Resilienza:	$KV \geq 27 \text{ J a } -20^\circ\text{C}$
Allungamento perc.:	- per lamiere $\epsilon_t \geq 21\%$ - per barre, profilati larghi piatti $\epsilon_t \geq 22\%$

4.8 Bulloni ad alta resistenza - classe 10.9

Vite:	classe 10.9 (UNI 3740)
Tensione di rottura a trazione	$f_t \geq 1000 \text{ MPa}$
Tensione di snervamento	$f_y \geq 900 \text{ MPa}$
Tensione caratteristica secondo UNI 3740	$f_{k,N} \geq 700 \text{ MPa}$
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{d,N} = 700 \text{ MPa}$

Resistenza di calcolo a taglio

Dado:

Rosette:

Forza di serraggio

Coppia di serraggio

$f_{d,v} = 495 \text{ MPa}$

classe 10

C50 (UNI 7845)

$N_s = 0.8 f_{k,n} A_{res}$

$T_s = 0.2 N_s d$

4.9 Saldature di testa o a T a completa penetrazione

- Giunto di prima classe

- Giunto di seconda classe

$\sigma_{id} \leq f_d$, materiale di base

$\sigma_{id} \leq 0.85 f_d$, materiale di base

4.10 Saldature a cordone d'angolo

Per S355, secondo §5.1.2.4 della CNR 10011, si deve verificare che:

- nel caso siano presenti σ_{\perp} , τ_{\perp} e $\tau_{//}$

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{//}^2)} \leq f_d = f_{tk}/(\beta \gamma_{m2})$$

$$|\sigma_{\perp}|, |\tau_{\perp}|, |\tau_{//}| \leq f_d$$

4.11 Pioli con testa

Materiale base: acciaio ST37-3K - DIN 17100

Tensione di rottura a trazione

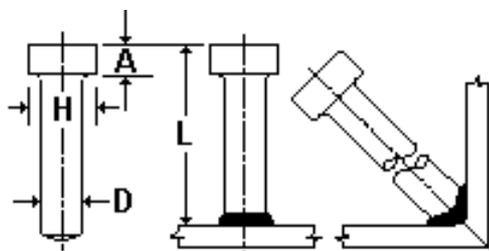
Tensione di snervamento

Allungamento

$f_t \geq 450 \text{ MPa}$

$f_y \geq 350 \text{ MPa}$

$A_5 \geq 15\%$



4.12 Tasselli chimici

Materiale base:
(alternativa)

acciaio 5.8 zincatura galvanica $\geq 5 \mu\text{m}$

acciaio inox A2 DIN X 5 CrNi 1812 Aisi 304

5 CARATTERISTICHE IDROGEOLOGICHE DEL SITO

Si fa riferimento a quanto riportato nella Relazione geognostica del mese di agosto 2008 redatta da Intergeo a seguito di prove geognostiche eseguite appositamente nel sito di progetto.

6 ANALISI DEI CARICHI

6.1 Pesì propri strutturali

I pesì propri strutturali, non altrove specificati, considerati nei calcoli sono i seguenti:

calcestruzzo non armato:	24.0 kN/m ³
calcestruzzo armato:	25.0 kN/m ³
carpenteria in acciaio:	78.5 kN/m ³

6.2 Azioni permanenti

Le azioni permanenti, non altrove specificate, considerate nei calcoli sono le seguenti:

manto bituminoso da 10 cm:	3.00 kN/m ²
barriere guard-rail ad alta resistenza:	1.00 kN/m
parapetti dei marciapiedi:	0.50 kN/m

6.3 Azioni accidentali stradali

FOLLA SUI MARCIAPIEDI

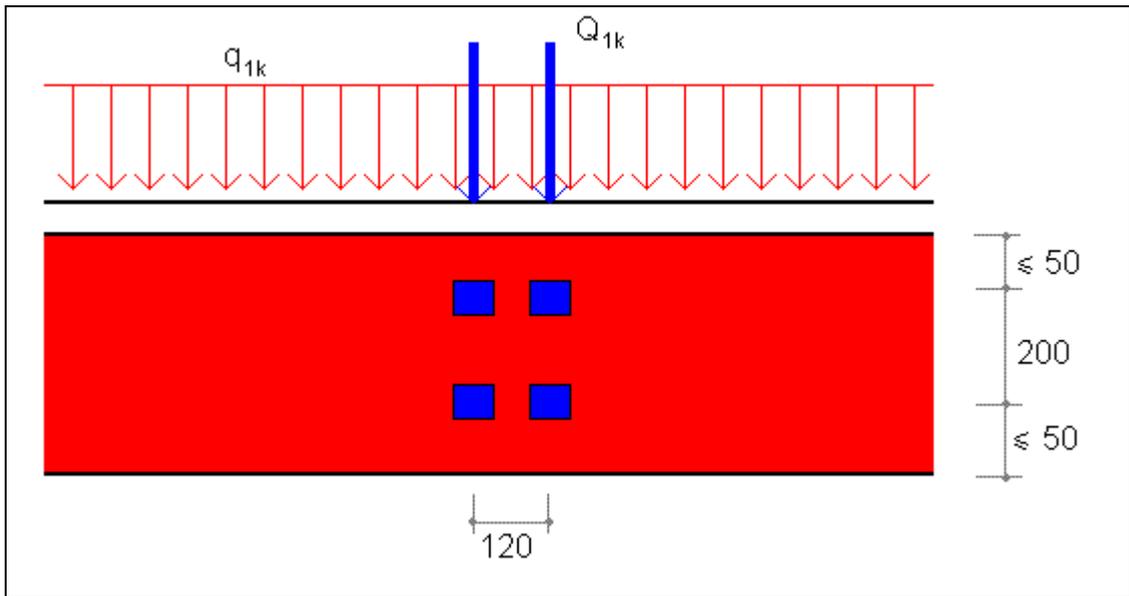
Sui marciapiedi, se presenti, si considera un carico uniformemente distribuito pari a 5.00 kN/m².

CARICHI STRADALI

Le azioni accidentali considerate nei calcoli sono quelle previste dall'attuale Testo Unico per i ponti stradali classificati di prima categoria; precisamente, in relazione alla larghezza dell'impalcato:

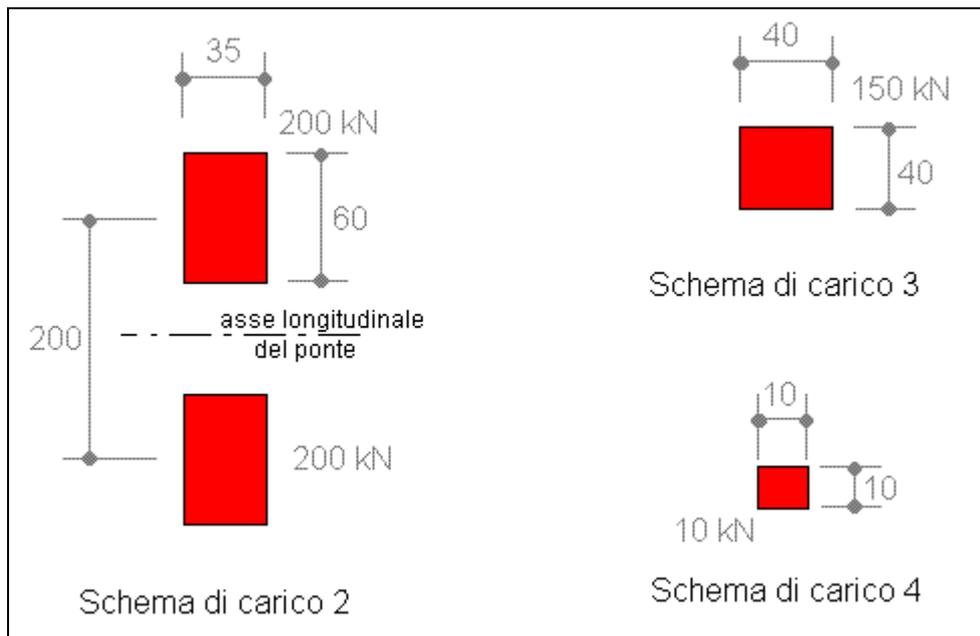
- 1° colonna di carico:		
Q _{1k} 2 assi 300 kN disposti come da T.U.		
q _{1k} carico uniforme ripartito		9.00 kN/m ²
- 2° colonna di carico:		
Q _{1k} 2 assi 200 kN disposti come da T.U.		
q _{1k} carico uniforme ripartito		2.50 kN/m ²
- 3° colonna di carico:		
Q _{1k} 2 assi 100 kN disposti come da T.U.		
q _{1k} carico uniforme ripartito		2.50 kN/m ²
- altre colonne di carico:		
q _{1k} carico uniforme ripartito		2.50 kN/m ²

Le suddette colonne di carico andranno disposte secondo lo schema longitudinale sotto riportato al fine di produrre le azioni accidentali maggiormente gravose per la struttura in esame.



CARICHI LOCALI

Le azioni accidentali locali considerate nei calcoli sono quelle previste dall'attuale Testo Unico per i ponti stradali classificati di prima categoria; precisamente:



6.3.1 Incremento dinamico dei carichi mobili

Per tutti i carichi mobili sopra descritti, come specificato dalla normativa, viene già considerato il corrispondente coefficiente di incremento: dinamico.

6.3.2 Azioni eccezionali – Urto

Per quanto riguarda le azioni eccezionali sugli elementi secondari indotti dall'urto di un veicolo in svio si considera, quanto riportato al corrispondente paragrafo del T.U. in vigore.

Urto = 100 kN applicata a 1.00 m dal piano viario e diffusa su 0.50 m

Si rammenta che tali azioni, come specificato sullo stesso T.U., verranno utilizzate per il dimensionamento degli elementi secondari dell'impalcato, principalmente i guard-rail ed il relativo cordolo di attacco con la soletta in c.a..

6.3.3 Frenamento

Per quanto riguarda le azioni orizzontali da frenamento si considera per ponti di prima categoria, concordemente con il D.M. 14-01-08, la seguente condizione:

$$\begin{aligned} \text{- Frenamento} \quad q_{\text{frenamento}} &\geq 180 \text{ kN} \\ &= 0.6 (2Q_{1k}) + 0.1 q_{1k} w_1 L \\ &\leq 900 \text{ kN} \end{aligned}$$

essendo w_1 ed L rispettivamente la larghezza e la lunghezza totale della prima corsia di carico.

Si ricava, quindi $q_{\text{frenamento}} = 460 \text{ kN}$

6.3.4 Azione centrifuga

Per quanto riguarda le azioni orizzontali centrifughe si considera, concordemente con il D.M. 14-01-08, la seguente forza:

$$\begin{aligned} q_{\text{centrifuga}} &= 0.2 \sum Q_{1k} && \text{per } R < 200 \text{ m} \\ &40 \sum Q_{1k} / R && \text{per } 1500 < R < 200 \text{ m} \\ &0 && \text{per } R > 1500 \text{ m} \end{aligned}$$

Nel caso in esame l'impalcato risulta rettilineo, pertanto tale azione è nulla.

6.3.5 Resistenze parassite dei vincoli

Per i vincoli mobili si assume una forza orizzontale parassita pari al 3% dell'azione verticale permanente. Tale forza si considera agente esclusivamente sugli appoggi mobili e nella direzione in cui è consentito lo spostamento.

6.4 Azioni meteoriche

6.4.1 Azioni dovute alla neve

Il carico dovuto alla neve viene valutato con la seguente espressione:

$$\begin{aligned} q_s &= \mu_i q_{sk} \\ \text{dove :} \quad \mu_1 &= 0.800 && q_{sk} = 1.60 \text{ kN/m}^2 \text{ (Regione Trentino, } a_s < 200 \text{ m s.l.m.)} \\ &&& \text{(impalcato piano)} \end{aligned}$$

L'azione della neve, pertanto si schematizza con un carico distribuito pari a 1.30 kN/ m²; tale carico non risulta dimensionante per le strutture in oggetto.

6.4.2 Azioni dovute al vento

La pressione dovuta al vento è data dall'espressione:

$$p = q_{\text{ref}} C_e C_p C_d$$

Si ha:

$$\begin{aligned} \text{zona: } &1 && \text{(Regione Trentino)} \\ V_{\text{ref},0} &= 25 \text{ m/s} \\ a_0 &= 1000 \text{ m} \end{aligned}$$

$k_a = 0.010$ Hz	
$q_{ref} = 0.39$ kN/m ²	($a_s < a_0$)
$c_t = 1.00$	(coefficiente di topografia)
classe di rugosità del terreno: C	
categoria di esposizione del sito: III	
$k_r = 0.20$	
$z_0 = 0.10$ m	
$z_{min} = 5.00$ m	
$c_{e, min} = 1.3$	per $z < 5.00$ m (coefficiente di esposizione minimo)
$c_{e, max} = 1.4$	per $z = 8.00$ m (coefficiente di esposizione massimo)
$c_{pe} = -0.4$	(coefficiente di forma per la pressione esterna di elementi sottovento)
$c_{pe} = +0.8$	(coefficiente di forma per la pressione esterna di elementi sopravvento)
$c_d = 1.0$	(coefficiente dinamico)

La pressione dovuta al vento è assunta quindi pari a:

$p = 2.50$ kN/m ²	(per impalcato e spalle)
$p = 0.66$ kN/m ²	(per barriere di protezione)

Per le verifiche di impalcato e spalle si considera l'azione del vento sui mezzi in transito sul ponte, quando carico, per un'altezza a partire dal piano stradale di 3.00 m.

6.5 Carichi dovuti a sisma

In accordo al D.M. 14.01.2008, le azioni sismiche di progetto, in base alle quali viene valutato il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria T1), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento.

I parametri caratteristici per tale calcolo, quindi, risultano:

a_g	accelerazione orizzontale massima al sito;
F_o	valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
T	periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

Per l'opera in oggetto si considera:

Vita nominale (V_N):	100 anni
Classe d'uso:	IV ($C_u = 2$)
Periodo di riferimento azione sismica ($V_R = V_N * C_u$):	200 anni

Determinazione dell'accelerazione al suolo:

Stato limite	P_{VR} (Probabilità di superamento ne periodo V_R)
SL Operatività	81 %
SL Danno	63 %
SL salvaguardia Vita	10 %
SL prevenzione Collasso	5 %

Con $T_R = \text{tempo di ritorno} = -V_R/\ln(1-P_{VR})$

Il suolo presente nella zona in esame appartiene alla categoria "B"- "C" (depositi di sabbie/ghiaie). Se ne deduce che i valori da considerare nell'analisi sono:

Categoria di suolo	S_s	C_c
A	1.00	1.00
B	$1.00 \leq 1.40 - 0.40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.20$	$1.10 \cdot (T_c^*)^{-0.20}$
C	$1.00 \leq 1.70 - 0.60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.50$	$1.05 \cdot (T_c^*)^{-0.33}$
D	$0.90 \leq 2.40 - 1.50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.80$	$1.25 \cdot (T_c^*)^{-0.50}$
E	$1.00 \leq 2.00 - 1.10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.60$	$1.15 \cdot (T_c^*)^{-0.40}$

In base a quanto esplicitato dalla normativa citata, quindi, si ottiene per la componente orizzontale il seguente spettro di risposta elastico di progetto:

$$\begin{aligned} \text{per } 0 \leq T < T_B & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\ \text{per } T_B \leq T < T_C & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \\ \text{per } T_C \leq T < T_D & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\ \text{per } T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right) \end{aligned}$$

Essendo:

$$\begin{aligned} S &= S_s \cdot S_t \\ \eta &= \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0.55 \end{aligned}$$

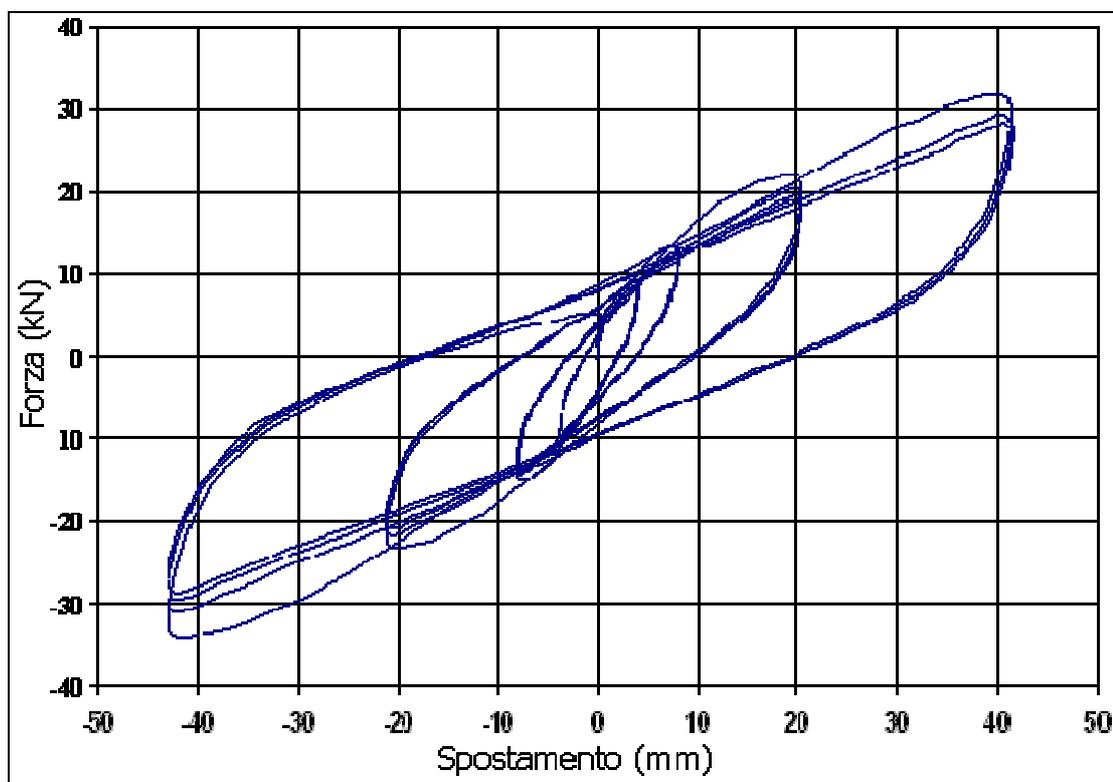
L'amplificazione topografica è data dai seguenti valori:

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera	S_t
T1	-	1.00
T2	in corrispondenza alla sommità del pendio	1.20
T3	in corrispondenza alla cresta del rilievo	1.20
T4	in corrispondenza alla cresta del rilievo	1.40

Nel calcolo allo SLU il fattore η può essere sostituito dal rapporto $1/q$, essendo q il fattore di struttura relativo all'opera in oggetto. Per le spalle del ponte in esame si considera quindi $q = 1.00$.

Al fine di limitare la forza orizzontale sismica gravante sulle spalle dell'opera, il ponte in oggetto viene provvisto di appositi appoggi dissipatori in grado di limitare la forza orizzontale sismica trasmessa dal ponte alle strutture di fondazione.

I dispositivi smorzatori elastomerici sono costituiti da strati alterni di lamierini in acciaio e di elastomero solidarizzati mediante vulcanizzazione a caldo, simili agli apparecchi di appoggio in elastomero armato. Essi sono caratterizzati da ridotta rigidità orizzontale (per garantire il disaccoppiamento del moto orizzontale della struttura da quello del terreno) ed adeguata capacità dissipativa (al fine di ridurre lo spostamento orizzontale della struttura isolata). Tali dispositivi seguono una legge costitutiva del tipo rappresentato nel seguente diagramma:



L'utilizzo di tali apparecchi opportunamente tarati consente di trasmettere alle strutture di fondazione una forza sismica orizzontali di entità ridotta, limitando in tal modo l'impegno strutturale di tali elementi.

7 PROGETTO E VERIFICA DELLE STRUTTURE

Le verifiche che seguono costituiscono un estratto dei nostri calcoli su schemi e verifiche statiche riguardanti le strutture principali presenti nell'opera in oggetto. In particolare, per alcune tipologie strutturali, si riporta solo una verifica completa, intendendo che le altre sono state condotte analogamente. Tutte le verifiche sono presenti nelle minute di studio, a disposizione per eventuali chiarimenti.

Nella presente relazione di calcolo vengono omessi quasi totalmente i tabulati prodotti con programmi di calcolo automatico. Essi risultano comunque riportati nei documenti allegati.

8 DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DELLA SOLETTA

La soletta tipica ha uno spessore costante di 27 cm, lateralmente in corrispondenza ai marciapiedi esso viene aumentato a 54 cm.

La soletta in c.a. viene gettata sopra una lastra metallica irrigidita da tralicci avente funzione di cassero.

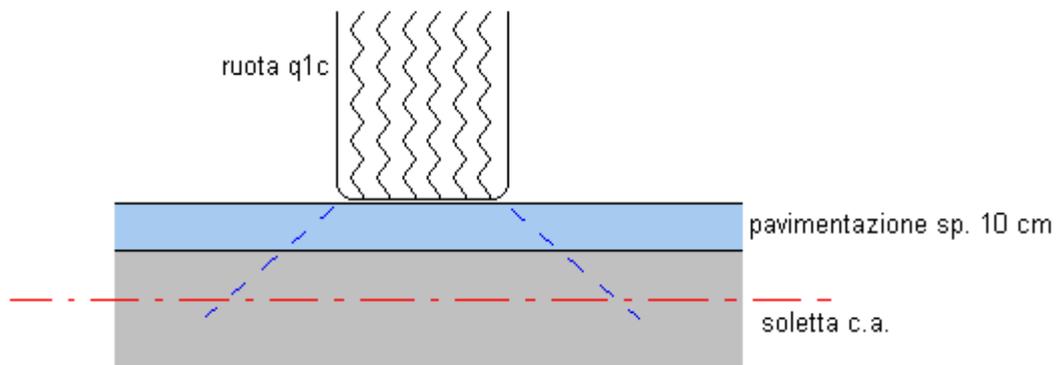
Il calcolo della soletta viene condotto per una striscia convenzionale di 100 cm di larghezza. Viene assunto lo schema di carico più gravoso fra quelli riportati precedentemente.

8.1.1 Azioni

ANALISI DEI CARICHI

Carichi permanenti: peso proprio soletta	6.75 kN/m ² (h=27 cm)
marciapiedi	6.75 kN/m
pavimentazione	3.00 kN/m ²
guard-rail	1.00 kN/m
parapetti	0.50 kN/m
Carichi mobili: folla sui marciapiedi	5.00 kN/m ²
carico tipo q_{1k}	9.00 kN/m ²
carico isolato tipo Q_{1k}	150.00 kN su impronta 40x40 cm

Il carico isolato Q_{1k} andrà inoltre distribuito sull'impronta quadrata ottenuta dalla diffusione del carico a 45° attraverso la pavimentazione e la soletta fino al piano medio della stessa, come da seguente immagine.



Azioni eccezionali: urto dei veicoli in svio (applicato a 100 cm dal piano viario)

100.00 kN

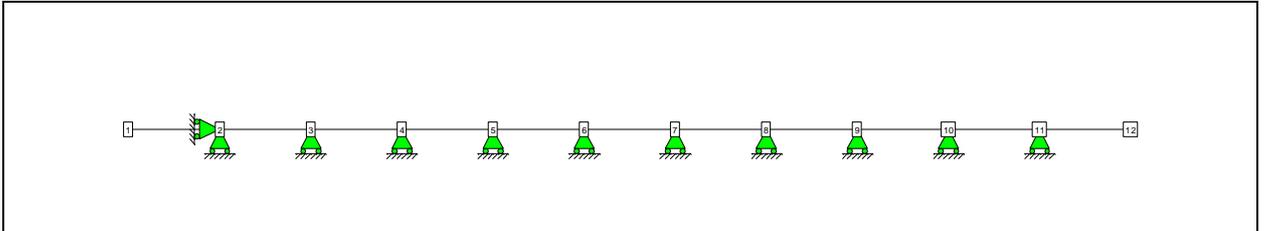
Effetto di ritiro e viscosità del calcestruzzo: $\epsilon_{sh} = 0.020\%$

$\varphi = 2.0$

Variazioni termiche differenziali: si considera un $\Delta T = 10\text{ }^\circ\text{C}$ fra intradosso ed estradosso della soletta.

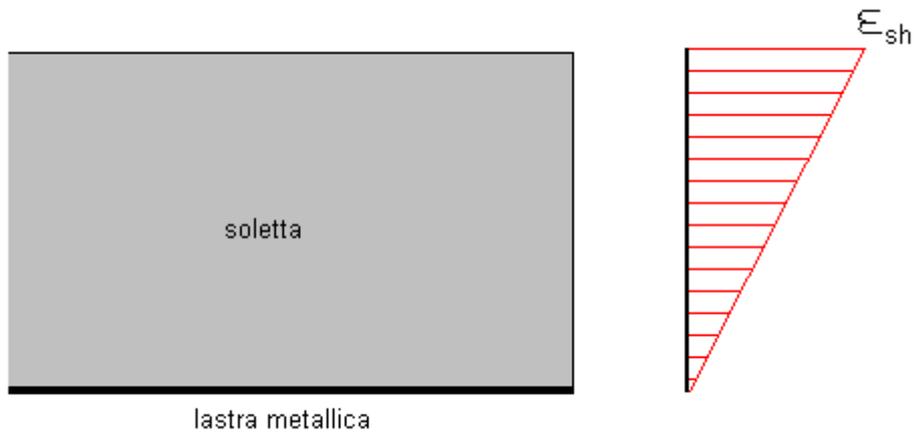
8.2 Analisi delle sollecitazioni

Lo schema statico della soletta corrisponde ad una trave continua su più appoggi, disposti ad interasse costante fra loro secondo lo schema statico sotto riportato.



EFFETTO DEL RITIRO DEL CALCESTRUZZO

L'effetto del ritiro del calcestruzzo viene valutato con i seguenti passaggi:



$$\text{Forza di ritiro totale } F = \epsilon_{sh} E'_C A_C = -312 \text{ kN/m}$$

$$\text{essendo } A_C = 27 \times 100 / 2 = 1350 \text{ cm}^2$$

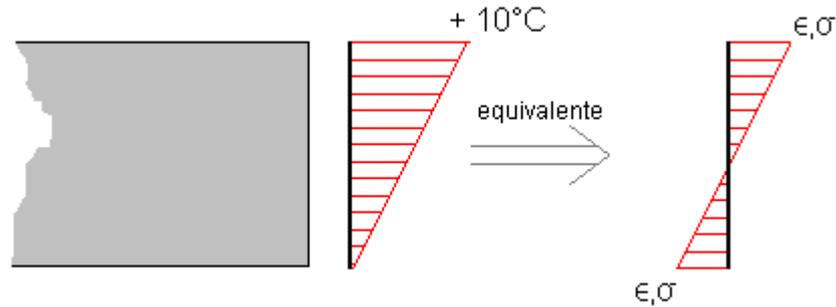
$$\epsilon_{sh} = -0.02\% \text{ deformazione di ritiro}$$

$$E'_C = 11.55 \text{ GPa}$$

Il conseguente momento ammonta a $M = 14 \text{ kNm/m}$

EFFETTO DELLE VARIAZIONI TERMICHE DIFFERENZIALI

Si considera una variazione termica differenziale di $\pm 10^\circ\text{C}$ variabile linearmente fra intradosso ed estradosso della soletta come schematicamente rappresentato nella seguente immagine:



Tale effetto è equivalente ad un andamento delle deformazioni nella sezione della soletta pari a $\pm \varepsilon_{\Delta T} = \Delta T \alpha / 2$, essendo $\alpha = 1.0 \times 10^{-5}$ il coefficiente di dilatazione termica del calcestruzzo. Nasce quindi un momento flettente pari a:

$$M = \int_{-h/2}^{h/2} \sigma_y y dA$$

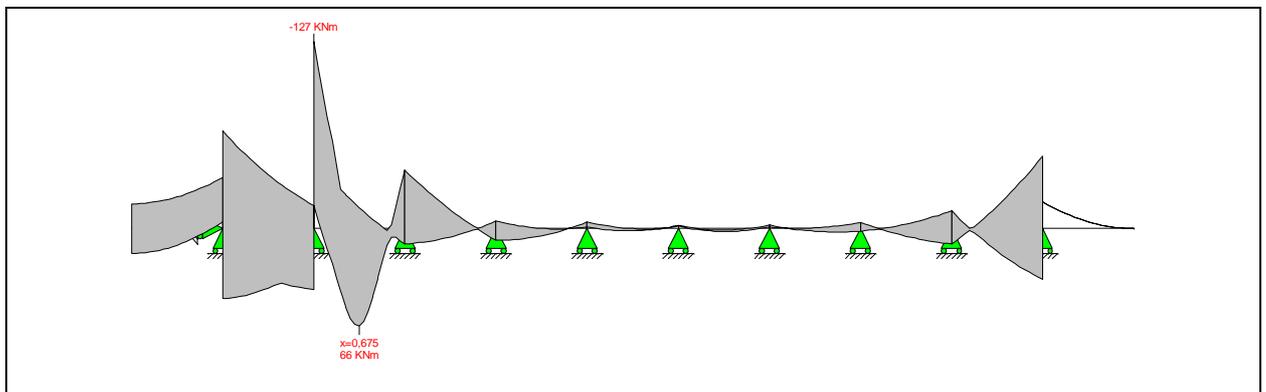
essendo $\sigma_{y,max} = \varepsilon_{\Delta T} E_C = 1.73 \text{ MPa}$.

Il momento complessivo, quindi, vale $M_{\Delta T} = 2 \frac{\sigma_{y,max}}{2} \frac{h}{2} \frac{h}{3} = 21 \text{ kNm/m}$

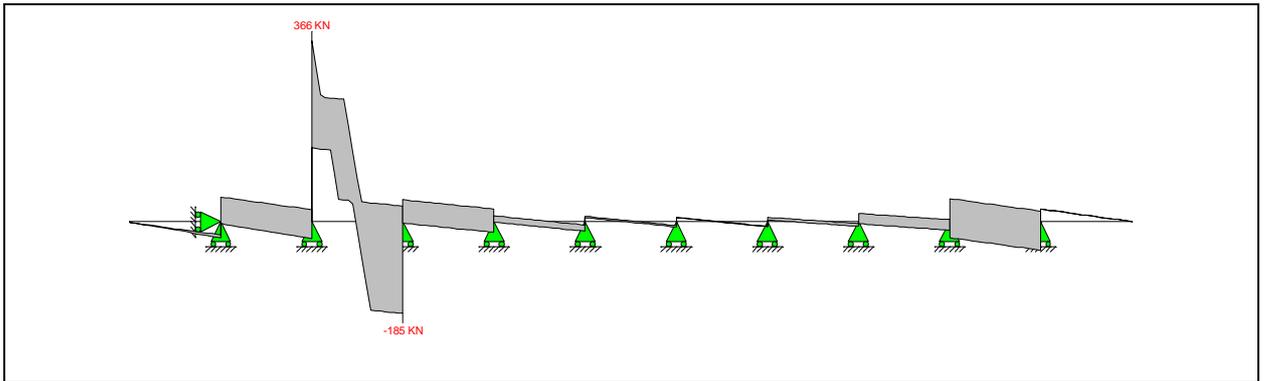
CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI ALLO SLU

Le massime sollecitazioni agenti per metro di soletta vengono calcolate con l'ausilio di un programma ad elementi finiti, la verifica viene condotta per le sezioni più significative.

L'involuppo delle sollecitazioni flettenti sono le seguenti:



L'involuppo delle sollecitazioni taglianti è invece il seguente:



VERIFICA DEI DUE APPOGGI DI ESTREMITÀ

Come sollecitazioni massime agenti si considerano:

$$M_{sd} = -127 \text{ kNm/m}$$

$$T_{sd} = 235 \text{ kN/m (a filo piattabanda superiore)}$$

La sezione viene armata con $5\phi 16 + 4\phi 20$ /m superiormente e $5\phi 16$ /m inferiormente; il momento resistente risultante vale quindi $M_{rd} = -184 \text{ kNm/m}$.

Considerando la presenza delle armature a taglio $\phi 10$ disposte si ricava un taglio resistente $T_{rd} = 236 \text{ kNm/m}$.

VERIFICA DEGLI APPOGGI INTERNI

Come sollecitazioni massime agenti si considerano:

$$M_{sd} = -60 \text{ kNm/m}$$

La sezione viene armata con $5\phi 16$ /m superiormente e $5\phi 16$ /m inferiormente; il momento resistente risultante vale quindi $M_{rd} = -85 \text{ kNm/m}$.

VERIFICA DELLA SEZIONE DI CAMPATA

Come sollecitazioni massime agenti si considerano:

$$M_{sd} = 66 \text{ kNm/m}$$

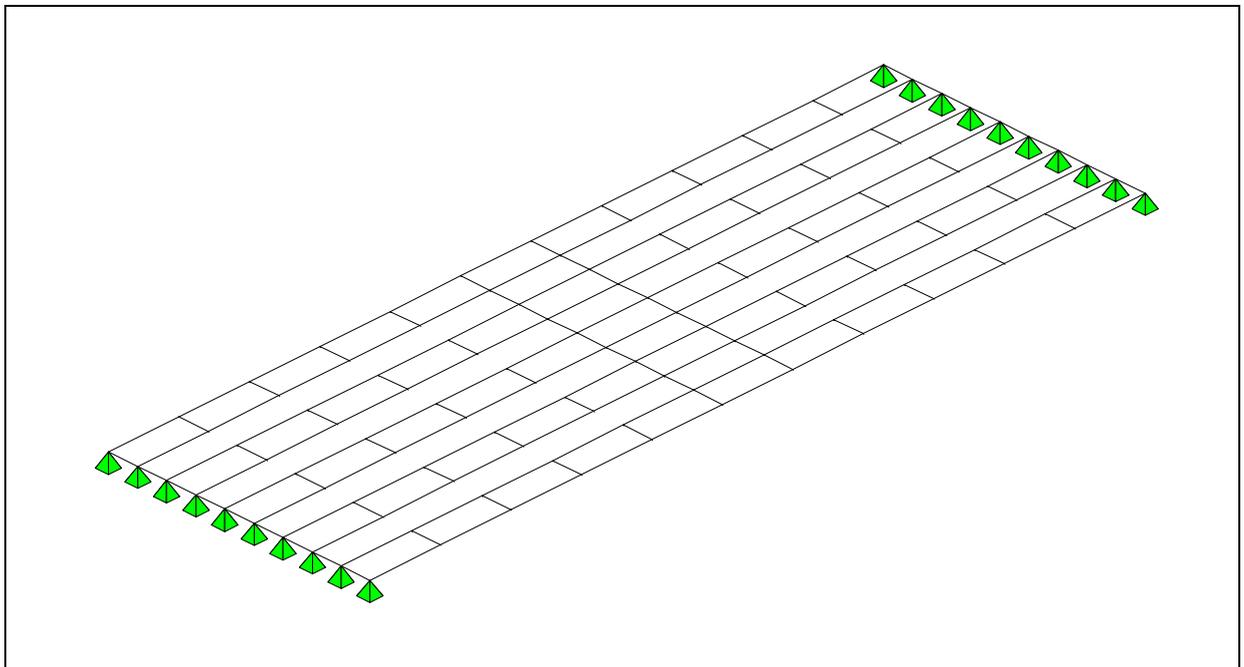
La sezione viene armata con $5\phi 16$ /m superiormente e $5\phi 16$ /m inferiormente; il momento resistente risultante vale quindi $M_{rd} = 85 \text{ kNm/m}$.

9 DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DELL'IMPALCATO

L'impalcato in esame presenta le caratteristiche tipiche dei ponti a travata; il comportamento globale della struttura, pertanto, viene valutato mediante un modello di calcolo a graticcio in cui gli effetti causati dall'eccentricità di carico producono una serie di azioni taglianti e flettenti in corrispondenza a ciascuna trave.

L'intero impalcato viene schematizzato idoneamente con elementi trave dotati delle caratteristiche reali che la sezione possiede nelle varie fasi considerate; sulla struttura così modellata si dispongono quindi le stese (colonne) di carico unitarie e si valutano quindi gli effetti torcenti causati dall'eccentricità di applicazione.

Nella figura seguente si riporta una vista globale del modello a graticcio analizzato.



Le sollecitazioni ottenute nelle varie condizioni di carico sono quindi state combinate fra loro secondo i coefficienti e le combinazioni previste dalla normativa attuale.

	Peso proprio strutture (g_1)	Sovraccarichi permanenti (g_2)	Altre azioni permanenti (g_3)	Distorsioni di progetto (ϵ_1)	Ritiro del cls (ϵ_2)	Variazioni termiche (ϵ_3)	Scorrimenti viscosi (ϵ_4)	Cedimenti vincolari (ϵ_5)	Carichi mobili (q_1)	Frenamento (q_3)	Forza centrifuga (q_4)	Vento (q_5)	Sisma (q_6)	Resistenze dei vincoli (q_7)	Urto (q_8)	Altre azioni (q_9)
UI	1.35	1.35	1.50	1.00	*	**	**	**	0	0	0	1.5	0	1.5	1.5	***
UII	1.35	1.35	1.50	1.00	*	**	**	**	1.35	0	0	0.9	0	1.5	1.5	***
UIII	1.35	1.35	1.50	1.00	*	**	**	**	1.35	1.5	0	0.3	0	1.5	1.5	***
UIV	1.35	1.35	1.50	1.00	*	**	**	**	1.35	0	1.5	0.3	0	1.5	1.5	***

(*) di norma 1.2; 1.00 se in favore di sicurezza

(**) di norma 1.2; 0 se in favore di sicurezza
(***) da valutare caso per caso

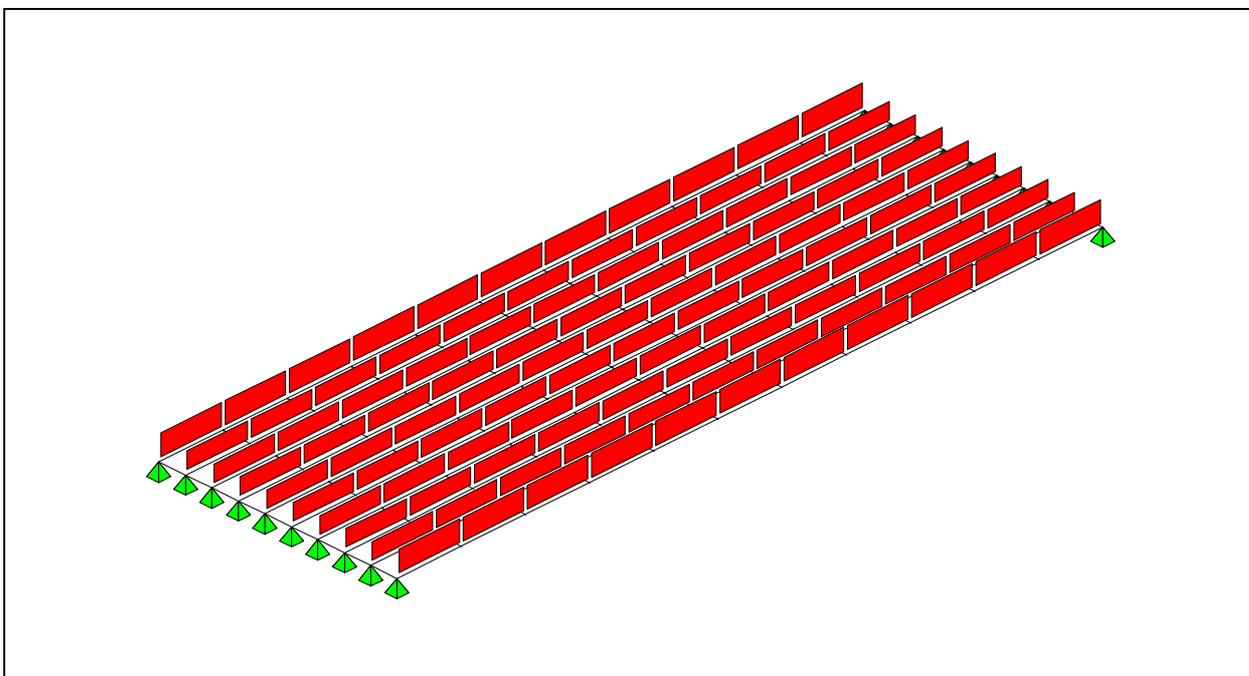
9.1 *Analisi dei carichi*

Analisi dei carichi agenti sull'impalcato.

9.1.1 I FASE: getto della soletta

CARICHI PERMANENTI

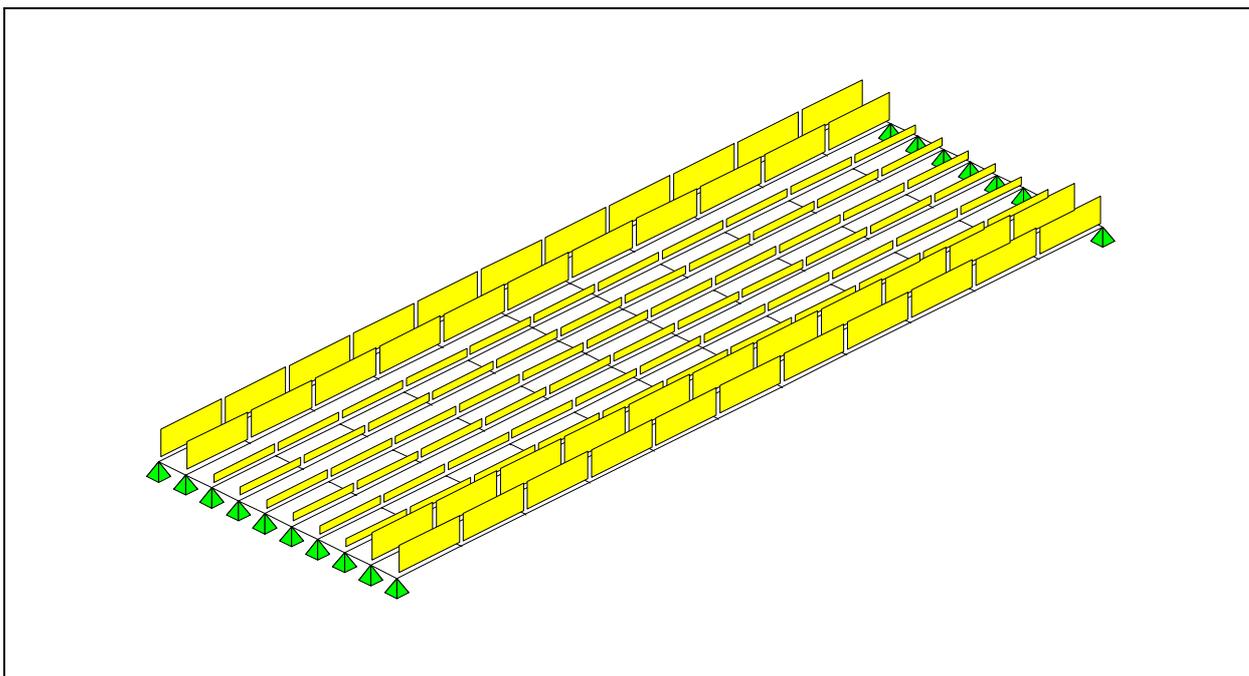
Peso proprio soletta:	100.00 kN/m
<u>Peso proprio strutture metalliche:</u>	<u>50.00 kN/m</u>
Totale carico di prima fase:	150.00 kN/m



9.1.2 II FASE: finiture dell'impalcato

SOVRACCARICHI PERMANENTI:

Pavimentazione stradale:	45.00 kN/m
<u>Parapetti, marciapiedi e guard-rail:</u>	<u>45.00 kN/m</u>
Totale carico di seconda fase:	90.00 kN/m

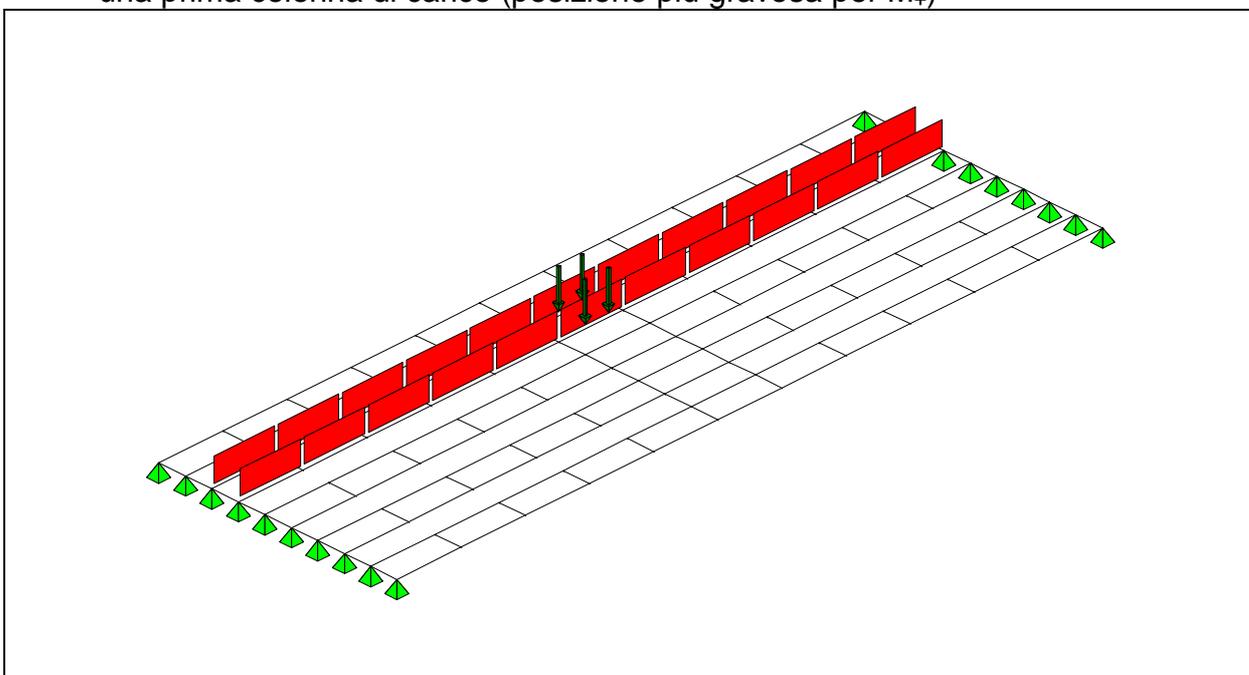


9.1.3 III FASE: azione dei sovraccarichi accidentali

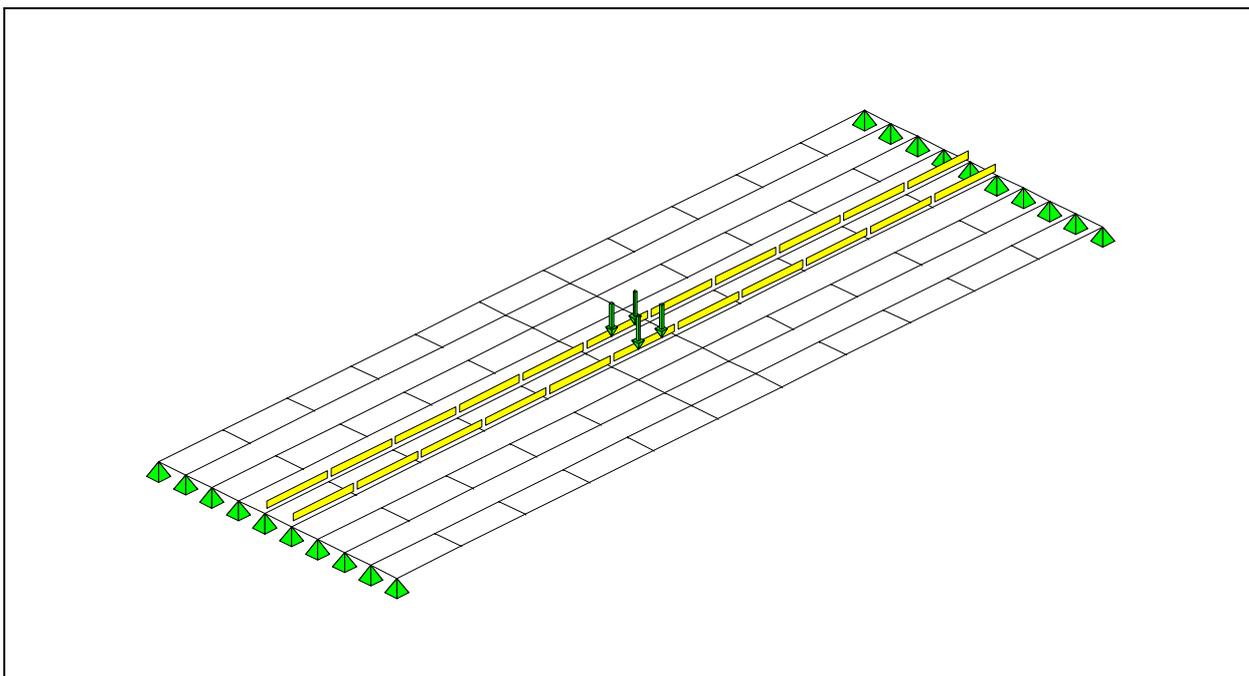
CARICHI ACCIDENTALI

Si applicano, compatibilmente con la larghezza della sede viaria, tre colonne di carico come quelle previste al punto precedente; in particolare:

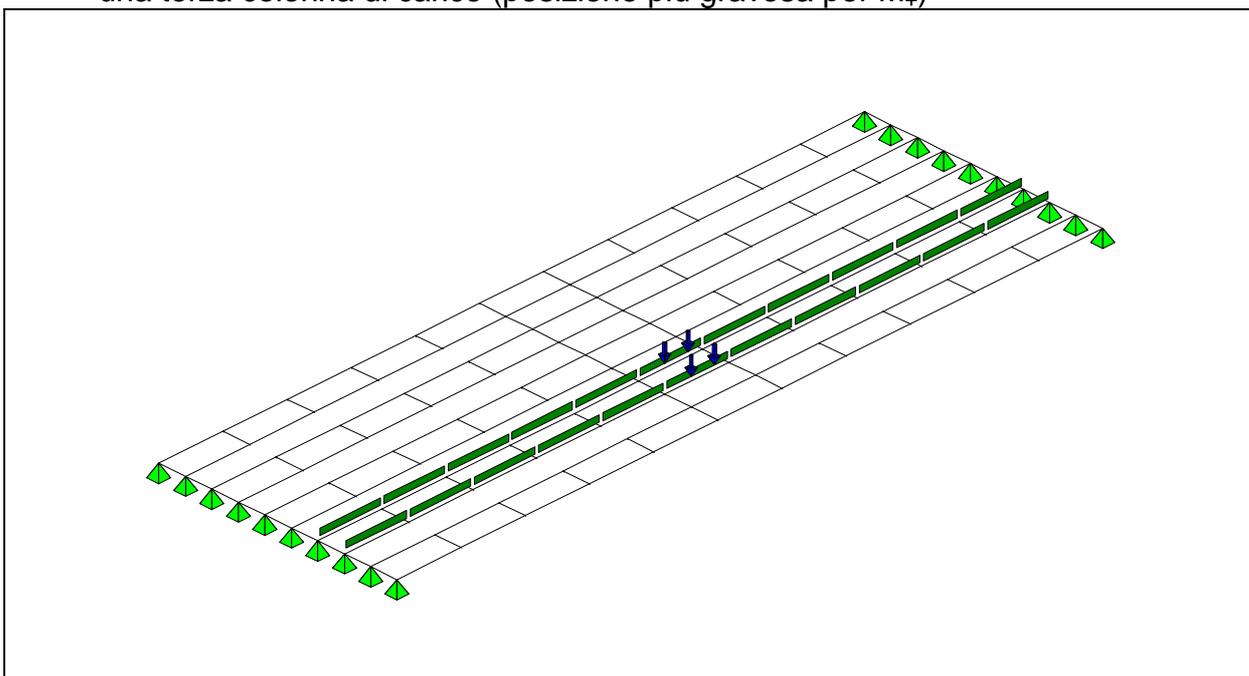
una prima colonna di carico (posizione più gravosa per M_+)



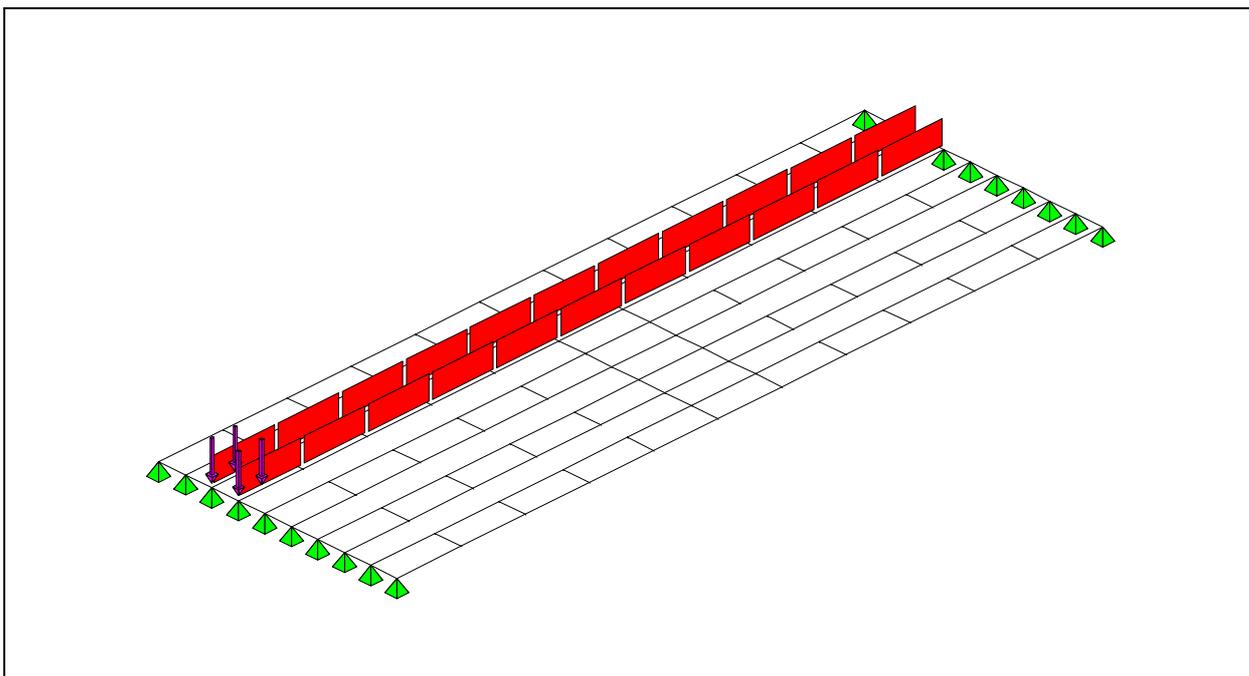
una seconda colonna di carico (posizione più gravosa per M_+)



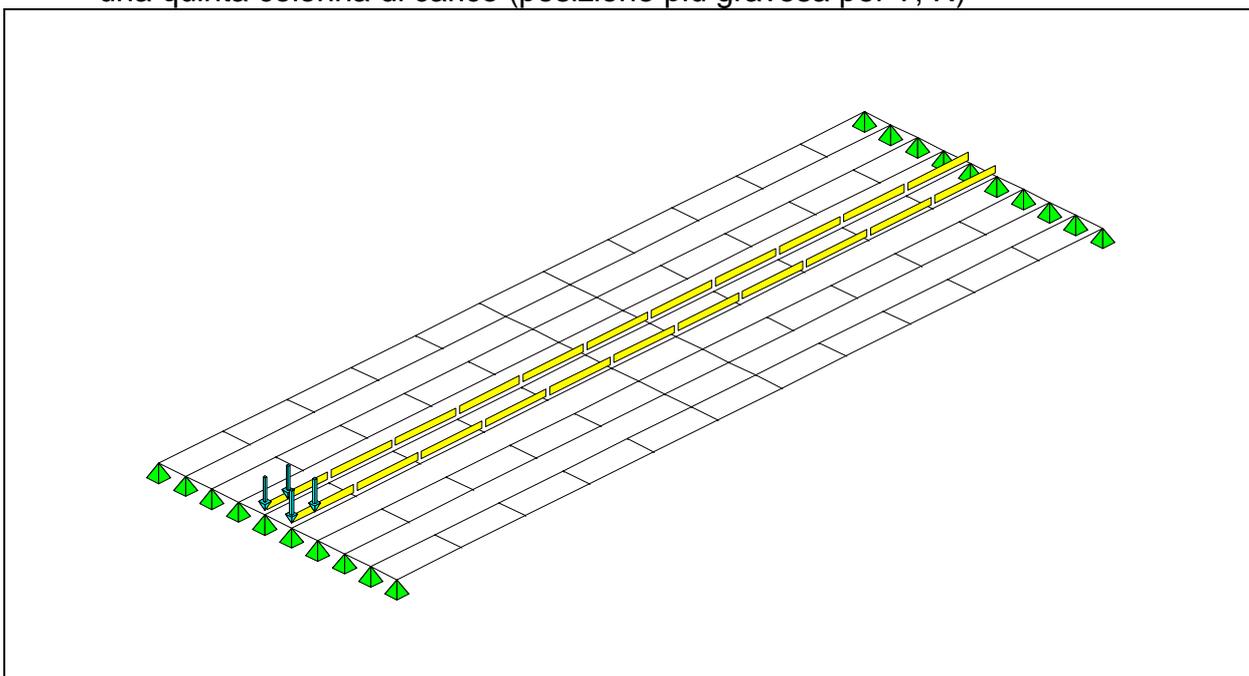
una terza colonna di carico (posizione più gravosa per M_+)



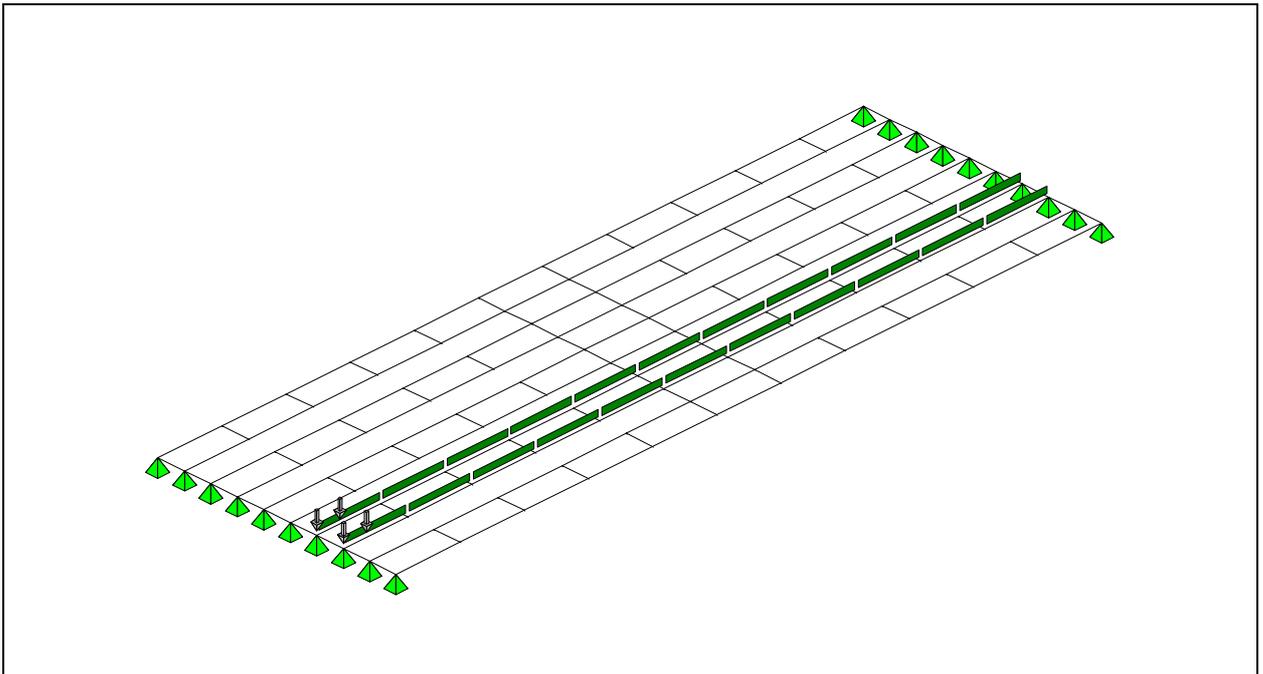
una quarta colonna di carico (posizione più gravosa per T, R)



una quinta colonna di carico (posizione più gravosa per T, R)



una sesta colonna di carico (posizione più gravosa per T, R)



9.1.4 Effetto del ritiro concomitante a quello della viscosità del calcestruzzo

La dimensione fittizia della sezione di calcestruzzo vale: $r=2A_c/u \approx 50$ cm, l'umidità relativa dell'atmosfera dove avviene la maturazione viene assunta pari al 75% e l'età del conglomerato a partire dalla quale si considera l'effetto del ritiro, compresa tra 8 e 60 giorni; si ricava dunque per la contrazione finale di ritiro, il valore $\varepsilon_{r\infty}=0.02\%$, mentre per l'effetto di viscosità del calcestruzzo si ottiene $\varphi = 1.9$. Il modulo elastico

ridotto del calcestruzzo ammonta quindi a: $E'_C = \frac{E_{C t=0}}{1 + \varphi} = 11.9$ GPa

Su ogni trave, quindi, si ha:

$$N_{ritiro} = A_{cls} E'_C \varepsilon_{sh}$$

$$M_{ritiro} = N_{ritiro} d$$

essendo d la distanza fra il baricentro dell'area di calcestruzzo e quello della sezione ideale a $t=\infty$.

9.1.5 Variazione termica differenziale fra soletta e travi in acciaio

Si considera una variazione termica differenziale di $\pm 10^\circ\text{C}$ fra soletta e sottostante trave di acciaio; la soletta, quindi, si trova tutta ad una temperatura T maggiore e genera, per ogni trave, le seguenti azioni:

$$N_{\Delta T} = A_{cls} E_C \alpha \Delta T$$

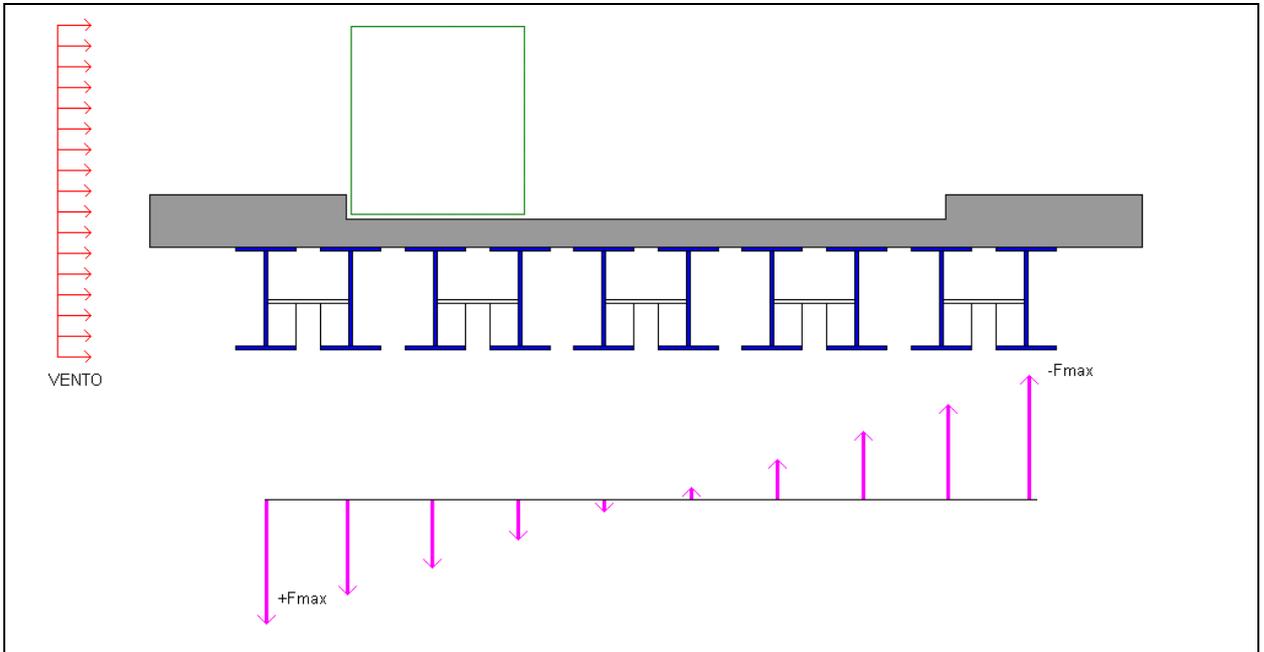
$$M_{\Delta T} = N_{\Delta T} d'$$

essendo d' la distanza fra il baricentro dell'area di calcestruzzo e quello della sezione ideale a $t=0$.

9.1.6 Effetto del vento

Come riportato in precedenza, si considera un vento da $q=2.50$ kN/m² agente sui carichi mobili per un'altezza di 3.00 m a partire dal piano stradale.

Tale azione viene convertita in un carico verticale equivalente secondo lo schema sotto riportato.



9.2 Calcolo delle sollecitazioni e verifiche di resistenza

9.2.1 Schema e condizioni di calcolo

Lo schema statico di calcolo è quello di graticcio di travi appoggiato alle estremità (vedere figura precedente); le relative condizioni elementari di carico sono quelle riportate precedentemente e combinate fra loro al fine di massimizzare i parametri cercati.

9.2.2 Sollecitazioni massime per la trave principale maggiormente sollecitata

Si riportano nel seguito i momenti flettenti e le azioni taglianti massime calcolate per ciascuna condizione di carico dovute alle azioni permanenti ed accidentali di progetto e relativi alla trave principale maggiormente sollecitata.

Sollecitazioni flettenti per la trave più sollecitata (espressi in kNm)		
	<i>Concio di mezzeria</i>	<i>Concio laterale</i>
Peso proprio	2485	2155
Permanenti	1240	1150
Ritiro cls	440	440
Accidentale max	2045	1465
DT soletta	900	900
Folla	315	125
Vento	80	35

Sollecitazioni tagliante per la trave più sollecitata (espressi in kN)		
	Concio di mezzeria	Concio laterale
Peso proprio	125	285
Permanenti	50	185
Ritiro cls	0	0
Accidentale max	105	480
DT soletta	0	0
Folla	20	20
Vento	5	5

9.2.3 Sezione di mezzeria

TRAVE DI ACCIAIO

La tipica sezione d'acciaio presenta le seguenti caratteristiche geometriche:

piattabanda superiore:	larghezza	650 mm
	spessore	25 mm
piattabanda inferiore:	larghezza	650 mm
	spessore	40 mm
altezza totale sezione:		1350 mm
spessore anima:		15 mm

SEZIONE COMPOSTA ACCIAIO-CLS.

Secondo la normativa si considera una larghezza collaborante della soletta $B = b_c + b_{ef1} + b_{ef2}$ ove con b_c si indica la larghezza direttamente impegnata dai connettori e con b_{ef1} e b_{ef2} le larghezze efficaci della soletta da ciascun lato della trave.

Si ha $b_{ef} = \eta b$, con η funzione dello schema statico adottato e del tipo di carico considerato.

In favore di sicurezza le verifiche verranno condotte con riferimento ad una larghezza della sezione collaborante pari a circa 120 cm ed armata con 1+1 ϕ 16/20 cm.

Le caratteristiche meccaniche della sezione vengono valutate a tempo $t=0$ assumendo $n_{t=0} = E_s/E_c = 6.1$ ed a tempo $t=\infty$ assumendo $n_{t=\infty} = E_s/E'_c = 18.3$

Si ottengono pertanto le seguenti caratteristiche in funzione delle differenti fasi di lavoro considerate:

	fase di getto	$t=\infty$	$t=0$
Area [cm^2]	615	808	1152
y_G [mm]	576	793	1001
J_{tot} [cm^4]	2033582	3265207	4452840
$W_{sup,C}$ [cm^3]	-	39484	71933
$W_{inf,C}$ [cm^3]	-	58624	127577
$W_{sup,S}$ [cm^3]	26258	58624	127577
$W_{inf,S}$ [cm^3]	35334	41175	44485

Nota: tutti i valori sopra riportati sono omogeneizzati alla sezione in acciaio

VERIFICA SEZIONE

Per la sezione in esame si ha:

<i>Tensioni espresse in MPa</i>					
	$\sigma_{sup,C}$	$\sigma_{inf,C}$	$\sigma_{sup,S}$	$\sigma_{inf,S}$	τ_S
Peso proprio	-	-	-127.76	94.94	19.96
Permanenti	-2.31	-1.56	-28.55	40.66	12.96
Ritiro cls	0.58	0.81	-15.71	6.12	0.00
Accidentale max	-6.28	-3.54	-21.64	62.06	33.62
DT soletta	-0.23	-1.30	-22.24	10.5	0.00
Folla	-1.07	-0.61	-3.70	10.62	1.56
Vento	-0.27	-0.15	-0.94	2.70	0.39
Totale	-9.59	-6.34	-220.56	227.60	68.48

Tutte le tensioni risultano inferiori ai limiti di resistenza dei materiali utilizzati; essendo in particolare:

- per acciaio S355 $f_{yd} = 355$ MPa
 $f_{vd} = 205$ MPa
- per calcestruzzo $R_{ck} = 35$ MPa $f_{cd} = -16.46$ MPa

9.2.4 Sezione laterale

TRAVE DI ACCIAIO

La tipica sezione d'acciaio presenta le seguenti caratteristiche geometriche:

piattabanda superiore:	larghezza	650 mm
	spessore	25 mm
piattabanda inferiore:	larghezza	650 mm
	spessore	35 mm
altezza totale sezione:		1350 mm
spessore anima:		15 mm

SEZIONE COMPOSTA ACCIAIO-CLS.

Secondo la normativa CNR 10016 si considera una larghezza collaborante della soletta $B = b_c + b_{ef1} + b_{ef2}$ ove con b_c si indica la larghezza direttamente impegnata dai connettori e con b_{ef1} e b_{ef2} le larghezze efficaci della soletta da ciascun lato della trave.

Si ha $b_{ef} = \eta b$, con η funzione dello schema statico adottato e del tipo di carico considerato.

In favore di sicurezza le verifiche verranno condotte con riferimento ad una larghezza della sezione collaborante pari a circa 120 cm ed armata con 1+1 ϕ 16/20 cm.

Le caratteristiche meccaniche della sezione vengono valutate a tempo $t=0$ assumendo $n_{t=0} = E_S/E_C = 6.1$ ed a tempo $t=\infty$ assumendo $n_{t=\infty} = E_S/E'_C = 18.3$

Si ottengono pertanto le seguenti caratteristiche in funzione delle differenti fasi di lavoro considerate:

	<i>fase di getto</i>	<i>t=infinito</i>	<i>t=0</i>
<i>Area [cm²]</i>	584	776	1121
<i>y_G [mm]</i>	605	824	1028
<i>J_{tot} [cm⁴]</i>	1936672	3076554	4149761
<i>W_{sup,C} [cm³]</i>	-	38647	70129
<i>W_{inf,C} [cm³]</i>	-	58483	128982
<i>W_{sup,S} [cm³]</i>	25989	58483	128982
<i>W_{inf,S} [cm³]</i>	32021	37339	40357

Nota: tutti i valori sopra riportati sono omogeneizzati alla sezione in acciaio

VERIFICA SEZIONE

Per la sezione in esame si ha:

<i>Tensioni espresse in MPa</i>					
	$\sigma_{sup,C}$	$\sigma_{inf,C}$	$\sigma_{sup,S}$	$\sigma_{inf,S}$	τ_s
Peso proprio	-	-	-111.94	90.85	19.88
Permanenti	-2.19	-1.45	-26.55	41.58	12.91
Ritiro cls	0.54	0.80	-16.01	7.15	0.00
Accidentale max	-4.61	-2.51	-15.33	49.01	33.49
DT soletta	-0.10	-1.25	-22.25	12.59	0.00
Folla	-0.44	-0.24	-1.45	4.65	1.55
Vento	-0.12	-0.07	-0.41	1.30	0.39
Totale	-6.92	-4.71	-194.25	207.13	68.22

Tutte le tensioni risultano inferiori ai limiti di resistenza dei materiali utilizzati; essendo in particolare:

- per acciaio S355 $f_{yd} = 355$ MPa
 $f_{vd} = 205$ MPa
- per calcestruzzo $R_{ck} = 35$ MPa $f_{cd} = -16.46$ MPa

9.2.5 Verifiche di stabilità

Si riportano le verifiche di stabilità per la sezione di mezzeria, essendo questa la più sollecitata.

VERIFICA ALL'IMBOZZAMENTO

La verifica viene condotta in riferimento alle istruzioni riportate nella CNR 10011:

altezza dell'anima:	1285 mm
distanza fra i piatti di rinforzo verticali:	$a = 1650$ mm
spessore dell'anima:	$s = 15$ mm
coefficiente di forma:	$\alpha = a/h = 1.284$
tensione lembo superiore:	$\sigma_1 = -212.20$ MPa
tensione lembo inferiore:	$\sigma_2 = 214.32$ MPa
tensione tangenziale media:	$\tau = 68.48$ MPa
coefficiente di tensione:	$\Psi = \sigma_2/\sigma_1 = -1.010$

Si ricavano i valori $K_\sigma = 23.90$
 $K_\tau = 7.76$
 $\sigma_{cr,0} = 25.37$ MPa

$$\sigma_{cr,ideale} = 340.88 \text{ MPa}$$

Ed infine si ottiene $\frac{\sigma_{cr,ideale}}{\sqrt{\sigma^2 + \tau^2}} = 1.402 > 0.819$ allo SLU.

VERIFICA ALLO SVERGOLAMENTO DELLA PIATTABANDA COMPRESSA

Per la sezione in esame si verifica che sia $\sigma = \omega \frac{N_{eq}}{A_f} \leq f_{yd}$, essendo

$$N_{eq} = \eta_1 \frac{M_{max}}{J_x} S_s, \text{ assumendo in favore di sicurezza } \eta_1 = 1.0.$$

Poichè in fase definitiva la piattabanda superiore compressa risulta vincolata alla soprastante soletta in c.a. il calcolo viene effettuato per la sola fase di getto essendo questa l'unica fase in cui la piattabanda superiore compressa risulta libera di sbandare.

momento agente massimo:	$M_{max} = 3355 \text{ kNm}$
momento d'inerzia della sezione:	$J_x = 2033582 \text{ cm}^4$
momento statico della piattabanda:	$S_x = 12374 \text{ cm}^3$
coefficiente di sbandamento:	$\omega = 1.00$

Da cui si ricava $\sigma = -125.54 \text{ MPa} < 355 \text{ MPa}$

VERIFICA PER CARICHI CONCENTRATI

Fra gli irrigidimenti verticali la stabilità locale dell'anima sotto l'azione di un carico concentrato pari a 150 kN diffuso attraverso la soletta è assicurata dal soddisfacimento delle seguenti limitazioni:

$$\frac{F}{t_w b_{eff}} = 7.78 < \frac{230000}{v} \left[1 + 2 \left(\frac{b_w}{a} \right)^2 \right] \left(\frac{t_w}{b_w} \right)^2 = 69.37 \text{ MPa}$$

$$\frac{F}{t_w (c + 2t)} = 10.64 < 408 \text{ MPa}$$

Ove con F si intende il carico concentrato applicato, t_w è lo spessore dell'anima e b_{eff} è la minore tra le dimensioni a e la distanza tra due irrigidimenti consecutivi, h, altezza totale dell'anima pari a 1285 mm.

10 VERIFICA DEI PIOLI

Le verifiche vengono condotte con riferimento alle caratteristiche meccaniche della sezione nelle diverse fasi; si utilizzano pioli tipo Nelson prodotti da coils di acciaio ST37-3K. I pioli hanno il diametro di 19 mm e altezza 175 mm e sono disposti in due o tre per fila.

Le caratteristiche meccaniche che vengono garantite sono:

snervamento minimo: 350 MPa

rottura minimo: 450-600 MPa

allungamento minimo: 15%

La normativa di riferimento, CNR 10016, suggerisce di assumere per la resistenza di calcolo a taglio P_d di pioli muniti di testa il minore dei valori ottenuti con le seguenti relazioni:

$$P_{Rd,a} = 0.8 \cdot f_t (\pi d^2 / 4) / \gamma_v = 67.14 \text{ kN}$$

$$P_{Rd,c} = 0.29 \alpha_d \alpha_2 (f_{ck} E_c)^{0.5} / \gamma_v = 75.13 \text{ kN}$$

I connettori sono posti in numero di due ad interasse pari a 20 cm, dove le sollecitazioni taglianti sono ridotte, ed in numero di tre ad interasse ancora di 20 cm in corrispondenza alle zone di taglio massimo; essi devono essere in grado di assorbire uno sforzo di scorrimento espresso dalla formula di Jourawsky: $\frac{TS}{J} \Delta x$; si ha quindi:

Taglio agente su ciascun piolo [kN]	
<i>sez. di massimo taglio</i>	
Peso proprio	-
Permanenti	5.22
Ritiro cls	0.00
Accidentale max	19.40
DT soletta	0.00
Folla	<1.00
Vento	<1.00
Totale	<26.62

11 VERIFICA DELLA BARRIERA DI PROTEZIONE LATERALE

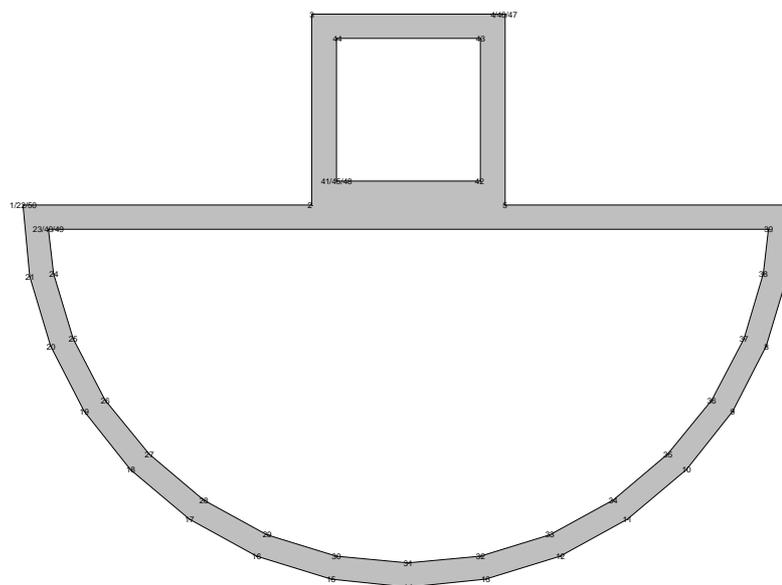
L'impalcato in questione presenta una barriera di protezione laterale del marciapiede di altezza pari a 3.00 costituita da un pannello in PMMA vincolato a montanti disposti con passo di 2.00 m.

L'azione del agente su ogni elemento verticale ammonta a circa 0.66 kN/m²; alla base del montante, quindi, si hanno i seguenti massimo parametri di sollecitazione:

$$M_d = 5.95 \text{ kNm}$$

$$T_d = 3.95 \text{ kN}$$

La sezione reagente risulta composta da un mezzo profilo circolare da 160 mm di diametro e spessore 5 mm, accoppiato ad un tubo quadro 40x40x5, come riportato nella seguente immagine



Per questo tipo di profilo composto risulta quindi rispettivamente un momento ed un taglio resistente pari a:

$$M_r = 18 \text{ kNm}$$

$$T_r = 55 \text{ kN}$$

12 VERIFICA DEI TRAVERSI

12.1 Traverso di collegamento fra le travi

Fra le travi principali sono presenti traversi metallici di collegamento ogni 330 cm; le caratteristiche della sezione di acciaio risultano le seguenti:

piattabanda superiore:	larghezza	300 mm
	spessore	15 mm
piattabanda inferiore:	larghezza	300 mm
	spessore	15 mm
altezza totale sezione:		675 mm
spessore anima:		15 mm

Le caratteristiche statico geometriche relative alla sola sezione d'acciaio risultano le seguenti:

Area della sezione:	187 cm ²
Momento di inerzia:	131569 cm ⁴
modulo di resistenza:	3898 cm ³

In base al modello di calcolo a graticcio, per il traverso metallico tipo risultano i seguenti massimi parametri di sollecitazione (in favore di sicurezza si considera solamente il contributo della sola sezione di acciaio, trascurando il contributo della soprastante soletta in c.a.):

- $M_d < 10 \text{ kNm}$
- $T_d < 10 \text{ kN}$

Per la sezione in esame si hanno i seguenti parametri resistenti:

- $M_r = 1380 \text{ kNm}$
- $T_r = 2070 \text{ kN}$

12.2 Traverso continuo di mezzeria

Fra le travi principali sono presenti traversi metallici di collegamento continui disposti in mezzeria; le caratteristiche della sezione di acciaio risultano le seguenti:

piattabanda superiore:	larghezza	300 mm
	spessore	15 mm
piattabanda inferiore:	larghezza	300 mm
	spessore	15 mm
altezza totale sezione:		675 mm
spessore anima:		15 mm

Le caratteristiche statico geometriche relative alla sola sezione d'acciaio risultano le seguenti:

Area della sezione:	187 cm ²
Momento di inerzia:	131569 cm ⁴
modulo di resistenza:	3898 cm ³

In base al modello di calcolo a graticcio, per il traverso metallico tipo risultano i seguenti massimi parametri di sollecitazione (in favore di sicurezza si considera solamente il contributo della sola sezione di acciaio, trascurando il contributo della soprastante soletta in c.a.):

- $M_d = 260$ kNm
- $T_d = 155$ kN

Per la sezione in esame si hanno i seguenti parametri resistenti:

- $M_r = 1380$ kNm
- $T_r = 2070$ kN

12.3 Traverso continuo di spalla

Fra le travi principali sono presenti traversi metallici di collegamento continui disposti in corrispondenza alle spalle; le caratteristiche della sezione di acciaio risultano le seguenti:

piattabanda superiore:	larghezza	564 mm
	spessore	20 mm
piattabanda inferiore:	larghezza	564 mm
	spessore	20 mm
altezza totale sezione:		1150 mm
spessore anima:		20 mm

Le caratteristiche statico geometriche relative alla sola sezione d'acciaio risultano le seguenti:

Area della sezione:	448 cm ²
Momento di inerzia:	948185 cm ⁴
modulo di resistenza:	16490 cm ³

Le massime sollecitazioni per il traverso di spalla si hanno in fase provvisoria di sollevamento del ponte per manutenzione, ad esempio, degli appoggi; in questo caso le massime sollecitazioni risultano:

- $M_d = 455$ kNm
- $T_d = 675$ kN

Per la sezione in esame si hanno i seguenti parametri resistenti:

- $M_r = 5850$ kNm

- $T_r = 4700 \text{ kN}$

12.3.1 Giunto sul traverso continuo di spalla

Si prevede di realizzare un giunto a completo ripristino della sezione del traverso in cui il momento flettente viene trasmesso dalle due piattabande ed il taglio dall'anima.

Il profilo in questione presenta le seguenti caratteristiche:

piattabanda superiore:	larghezza	564 mm
	spessore	20 mm
piattabanda inferiore:	larghezza	564 mm
	spessore	20 mm
altezza totale sezione:		1150 mm
spessore anima:		20 mm

La forza massima che può essere trasmessa dalla piattabanda superiore/inferiore risulta pari a:

$$N_{d, \text{trazione}} = +2855 \text{ kN}$$

$$N_{d, \text{compressione}} = -4005 \text{ kN}$$

Si utilizza un coprigiunto costituito da un doppio piatto 564x15 + 2(252x15) collegato con 6x3 M27.

La forza massima trasmissibile dai bulloni risulta pari a $\pm 8170 \text{ kN}$, mentre per i piatti coprigiunto si ha una forza resistente pari a -5685 kN in compressione e $+4825 \text{ kN}$ in trazione.

Il taglio massimo che può essere trasmesso dall'anima del profilo risulta pari a:

$$V_d = 3410 \text{ kN}$$

Si utilizza un coprigiunto costituito da un doppio piatto 550x1000x10 collegato con 9x2 M27.

Il taglio massimo trasmissibile dai bulloni risulta pari a 6290 kN , mentre per i piatti coprigiunto si ha un taglio resistente pari a 4100 kN .

13 VERIFICHE ALLA FATICA PER VITA ILLIMITATA

Si verifica il punto maggiormente sollecitato, ovvero il nodo saldato di attacco fra la piattabanda superiore della trave metallica e la piattabanda superiore del traverso continuo di mezzzeria

Per la sezione di mezzzeria, sulla trave principale maggiormente sollecitata si ha, per l'intero sovraccarico accidentale, allo SL di fatica $\sigma_{s, sup} = -15.15$ MPa.

Per il traverso continuo di mezzzeria si ha, sempre allo SLU e per l'intero sovraccarico accidentale, un momento massimo sollecitante pari a $M_d = 180$ kNm cui corrisponde una tensione $\sigma_{s, max} = \pm 46.69$ MPa.

Depurando tali valori del fattore di amplificazione $\gamma_q = 1.35$ dovuto allo SLU considerato, si ottiene:

- piattabanda superiore trave principale: $\sigma_{s trave, sup} = -11.22$ MPa.

- piattabanda superiore traverso di mezzzeria: $\sigma_{s traverso, sup} = +34.59$ MPa.

36.36 51.45 MPa; tale valore risulta inferiore al valore massimo consentito, pari per il gruppo II.2 della CNR10011 - "espansione laterale saldata in costa con $R/W < 1/6$ " a $\Delta\sigma_{s amm}^* = 50.00$ MPa.

Si evidenzia inoltre che il traverso continuo non si trova esattamente in corrispondenza alla mezzzeria della trave principale, pertanto la tensione considerata $\sigma_{s trave, sup} = -15.15$ MPa risulta sicuramente più elevata di quella che si ha effettivamente all'attacco fra trave e traverso. Per la determinazione della tensione massima del traverso, inoltre, si è considerato in favore di sicurezza solamente il contributo della sezione metallica, trascurando la presenza della soletta in c.a. e quindi i vantaggi, intermini di tensioni, derivanti dalla verifica in sezione mista di acciaio-calcestruzzo.

14 STIMA DELLA DEFORMABILITÀ DELL'IMPALCATO

La deformabilità dell'impalcato viene ricavata dall'analisi del modello a graticcio utilizzato per il dimensionamento delle travi principali. A tal proposito, si precisa che il suddetto modello a graticcio utilizzato per l'analisi e la verifica delle travi metalliche considera, in favore di sicurezza, la sola sezione metallica di ciascuna trave principale, trascurando invece il contributo di rigidità dovuto alla presenza della lastra metallica superiore continua e della soprastante soletta in c.a..

Rapportando quindi i valori dei massimi abbassamenti ottenuti dall'analisi precedentemente citata all'effettiva rigidità degli elementi strutturali presenti ed alle diverse situazioni temporali di carico si ricavano gli spostamenti riassunti nella seguente tabella:

	<i>abbassamento massimo in mezzeria</i>	
		<i>[mm]</i>
Peso proprio	-85	pari a L/425
Permanenti	-30	pari a L/1200
Accidentale max	-30	pari a L/1200

Si può verificare che il sovraccarico accidentale produce deformazioni contenute e pertanto accettabili per le strutture in esame.

Trascurando l'effetto di ritiro del calcestruzzo che provoca una leggera freccia diretta verso l'alto, si prevede quindi una contromonta di montaggio verso l'alto pari a $f_{\text{peso proprio}} + f_{\text{permanente}} + f_{\text{accidentale max}} / 3 \approx 120 \text{ mm}$.

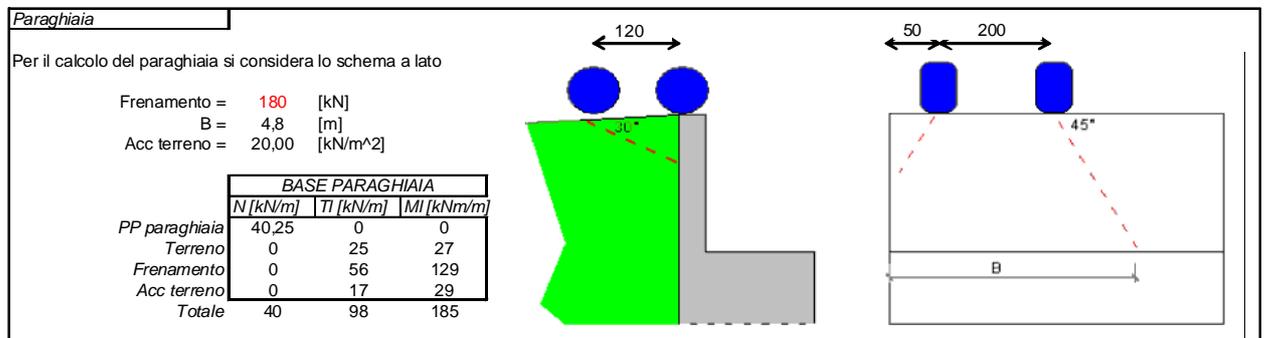
15 DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DELLE STRUTTURE DI FONDAZIONE

Il dimensionamento delle spalle viene effettuato mediante appositi fogli di calcolo.

Le azioni agenti su tale struttura sono quelle ricavate dalle precedenti analisi, si riportano quindi le verifiche per le diverse parti strutturali.

15.1 Paraghiaia

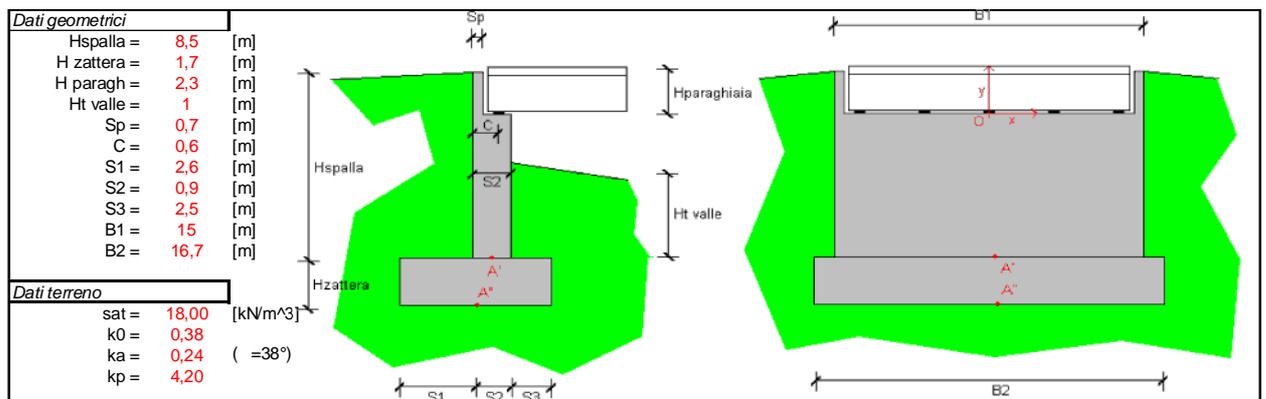
Il paraghiaia è costituito da un muro in c.a. da 70 cm di spessore ed avente altezza pari a circa 2.30 m; esso risulta incastrato sulla sottostante spalla. Il calcolo delle sollecitazioni fornisce i seguenti valori:



Il paraghiaia presenta larghezza pari a 70 cm, esso viene armato con 1+1 ϕ 16/20 verticali da cui risulta $M_{rd} = 232$ kNm/m; $T_{rd} = 197$ kN/m.

15.2 Muro di spalla

Per il calcolo del muro di spalla si fa riferimento allo schema sinteticamente rappresentato nella seguente immagine



N.B. s_2 rappresenta lo spessore minimo del muro di spalla, senza considerare i contrafforti presenti

La spalla è costituita da un setto in c.a. dello spessore di 90 cm e largo complessivamente circa 13.95 m provvisto di cinque contrafforti da 90 cm spessore e

lunghezza 2.30 m; esso spicca in elevazione per 6.20 m a partire dalla zattera in c.a. delle dimensioni di 16.7x6.0x1.7 m.

15.2.1 Carichi permanenti

Si riportano di seguito le forze trasmesse dell'impalcato alle strutture sottostanti.

PESO PROPRIO DELL'IMPALCATO	
Totale carichi permanenti:	4115 kN
PESO PROPRIO SPALLA	
Totale peso proprio:	5870 kN
PESO PROPRIO ZATTERA	
Totale peso proprio:	4260 kN

15.2.2 Carichi e reazioni delle terre

MODELLI DI CALCOLO ADOTTATI PER I TERRENI

I terreni di fondazione sono costituiti per lo più da depositi alluvionali di matrice prevalentemente ghiaiosa/sabbiosa. Per il calcolo, in favore di sicurezza, si assumono le seguenti caratteristiche geologico-geotecniche:

- peso del terreno saturo: $\gamma_{\text{sat}} = 20.00 \text{ kN/m}^3$
- peso del terreno immerso: $\gamma' = 10.00 \text{ kN/m}^3$
- angolo di attrito interno: $\Phi = 35^\circ$

Le spinte orizzontali esterne agenti si ottengono dalla somma algebrica delle spinte delle terre e delle spinte idrauliche.

I coefficienti di spinta sono valutati secondo la teoria di Rankine; precisamente si ha:

- coefficiente di spinta a riposo: $K_0 = 0.42$
- coefficiente di spinta attiva: $K_a = 0.27$
- coefficiente di spinta passiva: $K_p = 3.69$

SPINTE DEL TERRENO

In fase di esercizio le spinte esercitate dal terreno sulla spalla risultano le seguenti:

- Terreno di monte:	Peso proprio terreno:	7380 kN
	Spinta orizzontale totale:	4550 kN
	Momento flettente totale:	12900 kNm
- Terreno di valle:	Peso proprio terreno:	835 kN
	Spinta orizzontale totale:	-555 kN
	Momento flettente totale:	-185 kNm

Per quanto riguarda la spinta esercitata dal terreno di valle, essa, in favore di sicurezza, è stata calcolata con il coefficiente di spinta a riposo K_0 anziché con quello di spinta passiva K_p .

15.2.3 Azioni verticali accidentali trasmesse dall'impalcato

Le azioni dovute ai sovraccarichi accidentali stradali trasmesse dall'impalcato valgono:

Accidentale max:	1075 kN per la prima colonna di carico 530 kN per la seconda colonna di carico
------------------	---

330 kN per la terza colonna di carico

15.2.4 Azione orizzontale di frenamento longitudinali trasmesse dall'impalcato

Per la colonna di carico più pesante si ha:

Forza orizz. longitud. sugli appoggi 640 kN

15.2.5 Azione trasversale del vento

Si calcola un'azione orizzontale $R_V=90$ kN a ponte carico

$R_V=225$ kN a ponte scarico

15.2.6 Resistenze parassite dei vincoli

Per i vincoli si assume una forza orizzontale parassita pari al 5% dell'azione verticale permanente.

15.2.7 Forze dovute al sisma

Le strutture di cui in oggetto risultano di tipo strategico (classe IV) con vita utile di riferimento pari a 50 anni, ai sensi del D.M. 14-01-08 si ha:

Longitudine: 10.81

Latitudine: 45.57

I corrispondenti parametri di calcolo dell'azione sismica risultano quindi come da seguente tabella:

	SLC	SLV	SLD	SLO
a_g [m/s ²]	2.97	2.70	1.17	0.920
T_R [anni]	2475	1898	201	120
F_0	2.39	2.41	2.41	2.44
T_C^* [sec]	0.29	0.29	0.27	0.26
T_B [sec]	0.14	0.14	0.13	0.13
T_C [sec]	0.41	0.41	0.39	0.38
T_D [sec]	2.78	2.68	2.07	1.97
S_s	1.12	1.14	1.20	1,20
C_c	1.41	1.41	1.41	1,41
S_T	1.00	1.00	1.00	1.00

Il calcolo dell'azione sismica viene eseguito con riferimento allo SLV.

AZIONE SISMICA TRASMESSA DALL'IMPALCATO

Le azioni statiche equivalenti trasmesse dall'impalcato alla spalla in fase di sisma risultano:

$$\text{Forza orizzontale sismica: } F_0 = MxS_d(T_1)$$

dove con M si è indicato il peso proprio complessivo dell'intero impalcato, pari a circa 880000 kg.

Il fattore di risposta strutturale $S_d(T_1)$ viene valutato considerando il periodo proprio di vibrazione del sistema costituito dalla spalla e dall'appoggio dissipatore.

Essendo tuttavia la spalla molto rigida, il periodo proprio di vibrazione risulta determinato prevalentemente dalla rigidezza dell'appoggio. Si ha quindi:

$$T_{1, \text{appoggio}} = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}}$$

essendo M la massa competente a ciascun appoggio
 K la rigidezza dell'appoggio

Utilizzando appoggi tipo SI-H-400/54 si ha:

$$M = 44000 \text{ kg}$$

$$K = 3.25 \text{ kN/mm}$$

Si ricava quindi $T_{1, \text{appoggio}} = 0.73$ secondi, si è quindi nell'intervallo fra T_{C} e T_{D} , per cui risulta $S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{1}{q} \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T}\right) = 4.17$

Poichè l'appoggio presenta una capacità dissipativa di circa il 15%, la forza orizzontale sismica trasmessa dall'appoggio vale quindi 185 kN/appoggio.

15.2.8 Spinte del terreno in fase di sisma

In fase di sisma le spinte esercitate dal terreno durante l'evento sismico vengono valutate come forza statica equivalente generata dal peso del volume di terreno potenzialmente instabile. Come riportato dal D.M. citato si ha:

- coefficiente sismico orizzontale: $k_h = \beta_s \cdot a_{\text{max}} / g$
 - coefficiente sismico verticale: $k_v = \pm 0.5 k_h$

Assumendo $\beta_s = 0.28$ e $a_{\text{max}} = 2.10 \times 1.19 \times 1.00 = 2.50 \text{ m/s}^2$ si ricava quindi $k_h = 0.70$.

15.2.9 Calcolo delle sollecitazioni agenti alla base del muro di spalla

Si riporta nel seguito il calcolo dei massimi parametri di sollecitazione agenti sulla spalla dell'opera in esame.

Azioni esterne			
PP ponte =	1970,00 [kN]	ex =	0,00 [m]
PERM ponte =	1350,00 [kN]	ex =	0,00 [m]
Frenam =	460,00 [kN]		
Sisma Long=	1850,00 [kN]	(dovuta al ponte, agente ad H=	6,20 [m] dal punto A')
	440,00 [kN]	(dovuta alla spalla, agente ad H=	4,25 [m] dal punto A')
	550,00 [kN]	(dovuta al terreno, agente ad H=	4,25 [m] dal punto A')
Acc ponte* =	1075,00 [kN]	ex =	2,75 [m] prima colonna di carico
	530,00 [kN]	ex =	-0,25 [m] seconda colonna di carico
	330,00 [kN]	ex =	-3,25 [m] terza colonna di carico
	0,00 [kN]	ex =	0,00 [m] quarta colonna di carico
Vento =	225,00 [kN]	(in direzione trasversale; a ponte carico)	
Centrifuga =	0,00 [kN]	(in direzione trasversale)	
Acc terreno =	20,00 [kN/m ²]		
		PP paraghiaia =	603,75 [kN]
		PP spalla =	5161,13 [kN]
		PP zattera =	4258,50 [kN]
		PP terreno monte =	7381,40 [kN]
		PP terreno valle =	835,00 [kN]

NOTE * comprensivo di effetto dinamico

Condizioni elementari di carico											
	BASE SPALLA (punto A')					PIANO DI FONDAZIONE (punto A'')					
	N [kN]	Tl [kN]	Ml [kNm]	Tt [kN]	Mt [kNm]	N [kN]	Tl [kN]	Ml [kNm]	Tt [kN]	Mt [kNm]	
PP ponte	1970	0	296	0	0	PP ponte	1970	0	394	0	0
PP paraghiaia	604	0	-60	0	0	PP paraghiaia	604	0	-30	0	0
PP spalla	5161	0	0	0	0	PP spalla	5161	0	258	0	0
PP zattera	0	0	0	0	0	PP zattera	4259	0	0	0	0
PERM ponte	1350	0	203	0	0	PERM ponte	1350	0	270	0	0
Terreno	0	3998	12712	0	0	Terreno	8216	2520	18654	0	0
Frenamento	0	460	3910	0	0	Frenamento	0	460	4692	0	0
Acc colonna 1	1075	0	161	0	2956	Acc colonna 1	1075	0	215	0	2956
Acc colonna 2	530	0	80	0	-133	Acc colonna 2	530	0	106	0	-133
Acc colonna 3	330	0	50	0	-1073	Acc colonna 3	330	0	66	0	-1073
Acc colonna 4	0	0	0	0	0	Acc colonna 4	0	0	0	0	0
Acc terreno	0	689	2926	0	0	Acc terreno	868	826	4214	0	0
Sisma long	0	2840	15678	0	0	Sisma long	0	2840	20506	0	0
Sisma trasv	0	0	0	2290	13340	Sisma trasv	0	0	0	2290	17233
Centrifuga	0	0	0	0	0	Centrifuga	0	0	0	0	0
Vento	0	0	0	225	1913	Vento	0	0	0	225	2295

Combinazioni di carico allo SLU								
	PP	PERM	Terreno	Acc max	Vento	Frenam	Centrifuga	Sisma
UI	1,35	1,35	1,35	0,00	1,50	0,00	0,00	0,00
UII	1,35	1,35	1,35	1,35	0,90	0,00	0,00	0,00
UIII	1,35	1,35	1,35	1,35	0,30	1,50	0,00	0,00
UIV	1,35	1,35	1,35	1,35	0,30	1,50	1,50	0,00
Sisma	1,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00

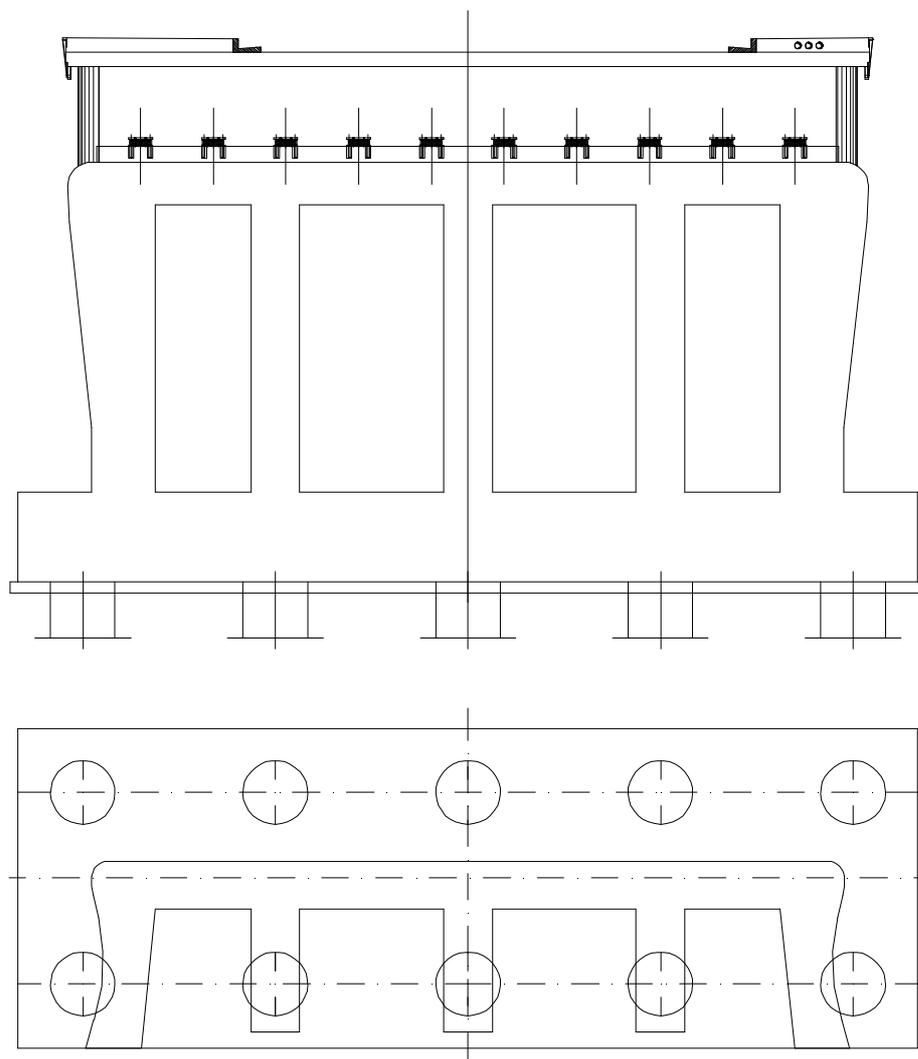
F sismiche già allo SLU

Calcolo sollecitazioni											
	BASE SPALLA					BASE ZATTERA					
	N [kN]	Tl [kN]	Ml [kNm]	Tt [kN]	Mt [kNm]	N [kN]	Tl [kN]	Ml [kNm]	Tt [kN]	Mt [kNm]	
UI	12265	5398	17752	338	2869	UI	29106	3401	26387	338	3443
UII	13716	6327	21702	203	5712	UII	30557	4517	32075	203	6056
UIII	13716	7017	27567	68	4565	UIII	30557	5207	39113	68	4679
UIV	13716	7017	27567	68	4565	UIV	30557	5207	39113	68	4679
Sisma	9085	6838	28827	2290	13340	Sisma	21560	5360	40051	2290	17233

Sulla sezione maggiormente sollecitata alla base della spalla si hanno, nelle combinazioni di carico più gravose per l'elemento considerato:

- S.L.U. $N_d = -13715$ kN
 $T_d = 7020$ kN
 $M_d = 27570$ kNm
- S.L. sisma $N_d = -9085$ kN
 $T_d = 6840$ kN
 $M_d = 28830$ kNm

La spalla presenta la seguente geometria:



Essa risulta armata con $1\phi 24/20$ lungo tutto il perimetro, più ulteriori barre $\phi 24$ disposte all'interno dei contrafforti nelle zone soggette alle massime sollecitazioni; i parametri resistenti della sezione risultano quindi: $M_{rd} = 70220 \text{ kNm}$, $T_{rd} = 21380 \text{ kN}$.

15.3 Pali

Le azioni sui pali di fondazione vengono calcolati in base alle azioni precedentemente riportate assumendo un modello di zattera rigida appoggiata sui dieci pali da 120 cm di diametro presenti.

Nelle combinazioni di carico più gravose si ricavano quindi le seguenti sollecitazioni massime agenti in corrispondenza al piano di posa della zattera:

- S.L.U	$N_d = -30555 \text{ kN}$
	$T_d = 5210 \text{ kN}$
	$M_d = 39115 \text{ kNm}$

- S.L. sisma	$N_d = -21560 \text{ kN}$
--------------	---------------------------

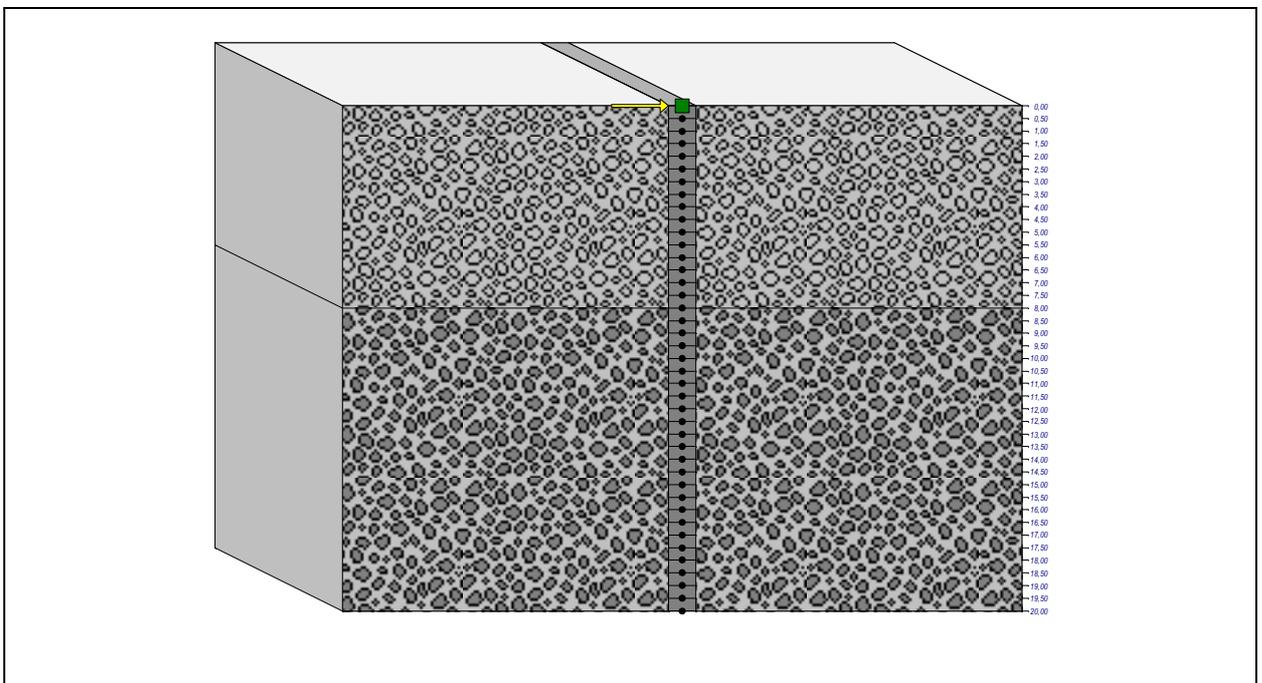
$$T_d = 5360 \text{ kN}$$
$$M_d = 40050 \text{ kNm}$$

Sul palo maggiormente sollecitato si ricava quindi:

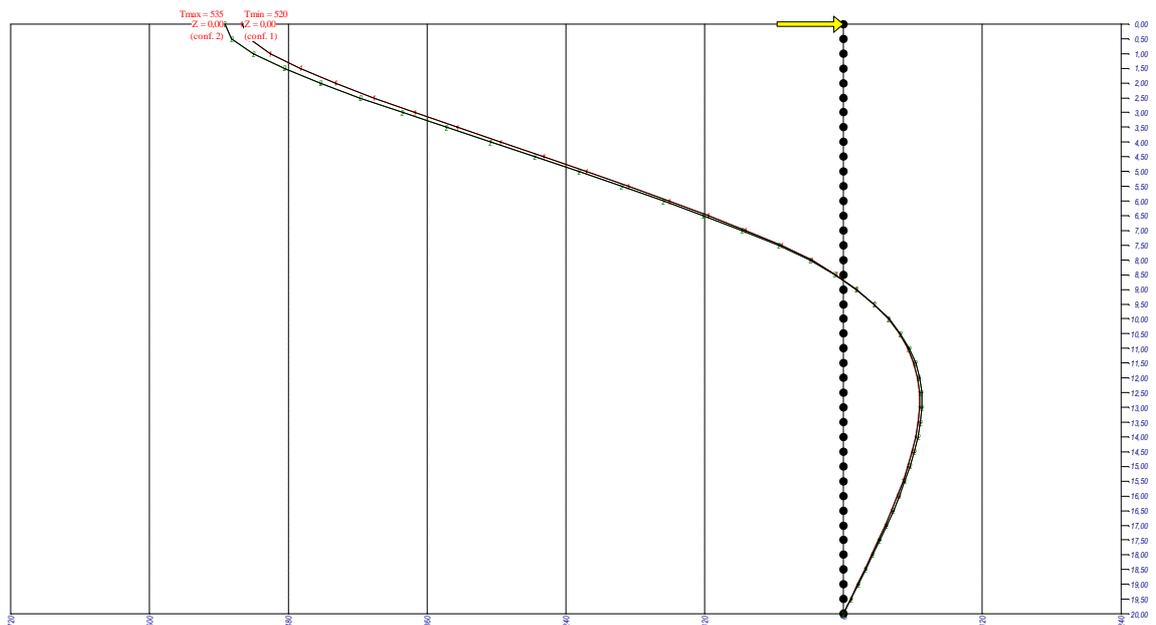
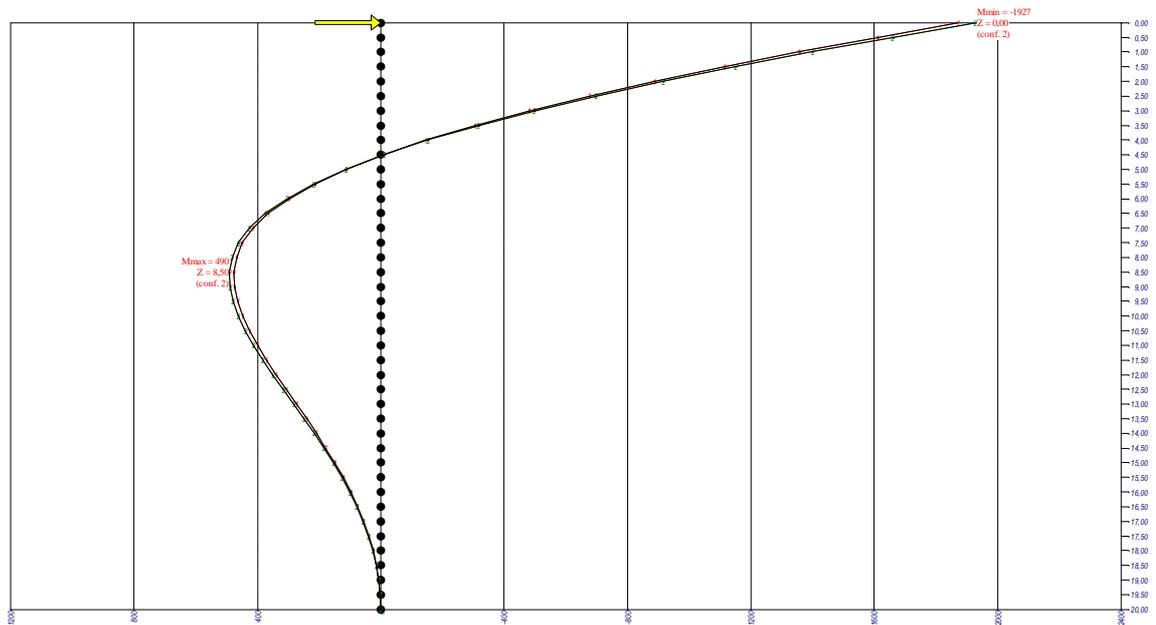
$$N_{sd} = -5400 \text{ kN}$$
$$V_{sd} = 535 \text{ kN}$$

L'azione orizzontale in testa al palo produce nello stesso una sollecitazione flettente che viene valutata mediante apposito programma di calcolo geotecnico ipotizzando il palo incastrato in testa in corrispondenza alla zattera di fondazione.

Il modello di calcolo risulta il seguente:



Si ricavano quindi i seguenti diagrammi di azione flettente e tagliante rispettivamente:



I parametri di sollecitazione sono quindi i seguenti:

$$M_{sd} = 1930 \text{ kNm}$$

$$T_{sd} = 535 \text{ kNm}$$

Il palo di sezione circolare avente diametro pari a 120 cm risulta armato nella zona soggetta al massimo momento con $35\phi 24$; il momento resistente corrispondente risulta

quindi $M_{rd} = 2555$ kNm. Come cerchiatura del palo si dispone una spirale $\phi 10/20$ cm corrente, portando il passo a 15 cm in testa al palo; il taglio resistente vale $T_{rd} = 705$ kN.

16 CALCOLO DELLA PORTATA DEL PALO

Le fondazioni previste sono di tipo indiretto, costituite da pali di diametro 1200 mm e lunghezza attiva media pari a 20.0 m

16.1 Calcolo della portanza per stati limite ultimi

L'analisi dei carichi è stata condotta nella condizione di Stato Limite Ultimo, anche la portata dei pali è stata quindi valutata in tale situazione; in relazione alla tipologia del problema in oggetto, si è considerata la condizione di rottura o grave danno alla sovrastruttura provocata dal raggiungimento del carico limite per rottura del palo. Con riferimento quindi a tale condizione, deve essere verificata la seguente disuguaglianza:

$$F_{cd} < R_{cd}$$

dove:

- F_{cd} è il carico assiale di progetto nelle verifiche allo stato limite ultimo;
- R_{cd} è la somma di tutti i contributi alla capacità portante di progetto allo stato limite ultimo per il palo.

La capacità portante di progetto del palo, o carico limite, R_{cd} è dato dalla somma:

$$R_{cd} = R_{bd} + R_{sd}$$

dove:

- R_{bd} è la resistenza alla punta di progetto;
- R_{sd} è la resistenza laterale di progetto.

A loro volta R_{bd} e R_{sd} si ricavano dai seguenti rapporti:

$$R_{bd} = R_{bk} / \gamma_b$$

$$R_{sd} = R_{sk} / \gamma_s$$

essendo:

- R_{bk} e R_{sk} : valori caratteristici della resistenza alla punta e laterale del palo;
- γ_b e γ_s : fattori di sicurezza parziali, che dipendono dalla tipologia di palo.

I valori caratteristici delle resistenze alla punta e laterale R_{bk} e R_{sk} sono stati determinati con le relazioni seguenti:

$$R_{bk} = \frac{A_p [(c' \times N_c) + (\sigma'_{vz} \times N_q)]}{\gamma_b}$$

$$R_{sk} = \frac{\sum_i A_{li} \times \sigma'_{vi} \times K_i \times tg \delta_i}{\gamma_s}$$

dove:

- A_p / A_l indica l'area alla punta e l'area laterale nei vari strati di terreno;
- $\sigma'_{vz} / \sigma'_{vi}$ è la pressione efficace alla punta e la pressione efficace verticale media negli strati incoerenti;
- c' indica la coesione efficace
- N_q^* indica il fattore di capacità portante alla punta secondo Berezantzev, funzione dell'angolo di resistenza al taglio ϕ' del terreno e del tipo di palo;
- N_c indica il fattore di coesione pari a $(N_q - 1) \cot \phi'$.
- K rappresenta il coefficiente di spinta orizzontale;
- $tg \delta$ indica l'attrito palo-terreno, con $\delta = \phi'$ per i pali in oggetto;
- γ_b, γ_s coefficienti di sicurezza parziali, per la resistenza di punta e laterale.

16.2 Stratigrafia di riferimento

Nel calcolo della portata dei vari strati di terreno si è utilizzata la stratigrafia di riferimento riportata in relazione geologico-geotecnica.

16.2.1 Portata di punta

Da quanto descritto nel documento citato si ottiene una portata caratteristica di punta pari a:

$$R_{bk} = 5825/1.7 = 3425 \text{ kN}$$

16.2.2 Portata laterale

La resistenza laterale caratteristica vale:

$$R_{Sk} = 6880/1.7 = 4045 \text{ kN}$$

16.2.3 Portata allo stato limite ultimo

La portata ultima di progetto risulta quindi:

$$R_{cd} = \frac{R_{bd} + R_{sd}}{\gamma} = 3425/1.35 + 4045/1.15 = 6055 \text{ kN}$$

Tenuto conto cautelativamente del peso proprio del palo, di diametro 1200 mm, lunghezza 20.0 m e densità dentro e fuori falda pari rispettivamente a 15 e 25 kN/m³, pari a:

$$W = A_b \times L \times \gamma_{cls} = 500 \text{ kN}$$

la portata ultima risulta quindi:

$$R_d = 5555 \text{ kN} > N_d = 5400 \text{ kN}$$

INDICE

1	Metodo di calcolo	2
1.1	Codici di calcolo.....	2
1.1.1	Eng 97.....	2
1.1.2	Eng2K.....	3
1.1.3	Straus 7.....	3
1.1.4	Geo.....	3
1.1.5	Paratie.....	3
2	Descrizione generale dell'opera.....	4
2.1	Caratteristiche tecniche dell'opera.....	5
2.2	Caratteristiche costruttive dell'opera.....	5
3	Normativa di riferimento	7
3.1	Norme generali.....	7
3.2	Norme ponti.....	7
3.3	Norme sismiche.....	8
3.4	Norme geotecniche	8
3.5	Norme durabilità	8
3.6	Norme CNR-UNI.....	8
3.7	Eurocodici.....	9
4	Materiali impiegati	10
4.1	Calcestruzzo per magrone (non strutturale)	10
4.2	Calcestruzzo per pali di fondazione.....	10
4.3	Calcestruzzo per zattere di fondazione	10
4.4	Calcestruzzo per spalle	10
4.5	Calcestruzzo per soletta	11
4.6	Acciaio in barre ad aderenza migliorata per cemento armato saldabile tipo B450C.....	11
4.7	Acciaio per carpenteria metallica tipo S355.....	11
4.8	Bulloni ad alta resistenza - classe 10.9	11
4.9	Saldature di testa o a T a completa penetrazione	12
4.10	Saldature a cordone d'angolo.....	12
4.11	Pioli con testa	12
4.12	Tasselli chimici	12
5	Caratteristiche idrogeologiche del sito	13
6	Analisi dei carichi	14
6.1	Pesi propri strutturali.....	14
6.2	Azioni permanenti.....	14
6.3	Azioni accidentali stradali	14
6.3.1	Incremento dinamico dei carichi mobili	15
6.3.2	Azioni eccezionali – Urto.....	15
6.3.3	Frenamento.....	16
6.3.4	Azione centrifuga	16
6.3.5	Resistenze parassite dei vincoli	16
6.4	Azioni meteoriche.....	16
6.4.1	Azioni dovute alla neve	16
6.4.2	Azioni dovute al vento	16
6.5	Carichi dovuti a sisma	17

7	Progetto e verifica delle strutture	20
8	Dimensionamento e verifica della soletta.....	21
	8.1.1 Azioni	21
	8.2 Analisi delle sollecitazioni	22
9	Dimensionamento e verifica dell'impalcato	25
	9.1 Analisi dei carichi.....	26
	9.1.1 I FASE:getto della soletta.....	26
	9.1.2 II FASE:finiture dell'impalcato	26
	9.1.3 III FASE:azione dei sovraccarichi accidentali.....	27
	9.1.4 Effetto del ritiro concomitante a quello della viscosità del calcestruzzo	30
	9.1.5 Variazione termica differenziale fra soletta e travi in acciaio.....	30
	9.1.6 Effetto del vento	30
	9.2 Calcolo delle sollecitazioni e verifiche di resistenza	31
	9.2.1 Schema e condizioni di calcolo	31
	9.2.2 Sollecitazioni massime per la trave principale maggiormente sollecitata	31
	9.2.3 Sezione di mezzeria.....	32
	9.2.4 Sezione laterale	33
	9.2.5 Verifiche di stabilità	34
10	Verifica dei pioli.....	36
11	Verifica della barriera di protezione laterale	37
12	Verifica dei traversi	38
	12.1 Traverso di collegamento fra le travi.....	38
	12.2 Traverso continuo di mezzeria.....	38
	12.3 Traverso continuo di spalla.....	39
	12.3.1 Giunto sul traverso continuo di spalla	40
13	Verifiche alla fatica per vita illimitata	41
14	Stima della deformabilità dell'impalcato	42
15	Dimensionamento e verifica delle strutture di fondazione	43
	15.1 Paragliaia	43
	15.2 Muro di spalla	43
	15.2.1 Carichi permanenti.....	44
	15.2.2 Carichi e reazioni delle terre	44
	15.2.3 Azioni verticali accidentali trasmesse dall'impalcato	44
	15.2.4 Azione orizzontale di frenamento longitudinali trasmesse dall'impalcato	45
	15.2.5 Azione trasversale del vento	45
	15.2.6 Resistenze parassite dei vincoli	45
	15.2.7 Forze dovute al sisma	45
	15.2.8 Spinte del terreno in fase di sisma	46
	15.2.9 Calcolo delle sollecitazioni agenti alla base del muro di spalla	46
	15.3 Pali	48
16	Calcolo della portata del palo.....	52
	16.1 Calcolo della portanza per stati limite ultimi.....	52
	16.2 Stratigrafia di riferimento	53
	16.2.1 Portata di punta.....	53
	16.2.2 Portata laterale.....	53

	16.2.3 Portata allo stato limite ultimo	53
Indice	55	
Indice	55	