

SS38 "dello Stelvio" - Tangenziale Sud di Sondrio

Nuovo attraversamento in viadotto della linea ferroviaria Sondrio-Tirano e nuove connessioni alla viabilità locale tra le Pk 40+000 e la Pk 40+700 nei Comuni di Sondrio e Montagna in Valtellina

PROGETTO DEFINITIVO

COD. MI634

PROGETTAZIONE:



PROGETTISTI:

Ing. Stefano Monni
Ordine Ing. Prato n. 155

Ing. Carlo Mazzetti
Ordine Ing. Siena n. 1177

Dott. Luciano Luciani
Dott. Sc. Forestali

Dott. Giulio Tona
Ordine Agronomi e Forestali Firenze n. 1045

Ing. Michele Frizzarin
Ordine Ing. Verona n. A4547

Il responsabile dell'integrazione tra le varie discipline specialistiche:

Ing. Stefano Monni
Ordine Ing. Prato n. 155

Il coordinatore della sicurezza in fase di progettazione:

Arch. Giorgio Salimbene
Ordine Arch. Firenze n. 3997

Il geologo:

Dott. Geol. Pier Paolo Binazzi
Ordine Geologi Toscana n. 130

VISTO
Il responsabile del procedimento:

Ing. Giancarlo Luongo

OPERA D'ARTE

SOTTOVIA CICLOPEDONALE

Relazione di Calcolo

CODICE PROGETTO

PROGETTO

LIV. PROG. ANNO

DPMI0634 D 23

NOME FILE

T00ST01STRRE01.pdf

CODICE ELAB.

T00ST01STRRE01

REVISIONE

SCALA:

A

A

EMISSIONE

AGOSTO 2023

F.TUCCARI

M.FRIZZARIN

S. MONNI

REV.

DESCRIZIONE

DATA

REDATTO

VERIFICATO

APPROVATO

Indice

1	GENERALITA	2
2	NORMATIVE	2
3	MATERIALI.....	3
4	VERIFICA DEL SOTTOVIA CICLOPEDONALE	4
	4.1 MODELLO DI CALCOLO	4
	4.2 ELEMENTI GEOMETRICI	6
	4.3 ANALISI DEI CARICHI	7
	4.4 AZIONI SISMICHE	14
	1.1.1 AZIONI SISMICHE	18
	4.4.1 SPINTE SISMICHE DEL TERRENO	22
	4.5 COMBINAZIONI DI CARICO	23
	4.6 ARMATURE DISPOSTE	26
	4.6.1 VERIFICHE DI RESISTENZA	26
	4.6.2 VERIFICHE DI RESISTENZA AGLI STATI LIMITE ULTIMI	26
	4.7 VERIFICHE A TAGLIO	27
	4.7.1 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO	28
	4.7.2 CONDIZIONI AMBIENTALI	28
	4.7.3 SENSIBILITÀ DELLE ARMATURE ALLA CORROSIONE	29
	4.7.4 SCELTA DEGLI STATI LIMITE DI FESSURAZIONE	29
	4.7.5 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE	29
	4.7.6 VERIFICA DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO	30
	4.8 VERIFICHE DI SEZIONE ALLO SLE	31

1 GENERALITÀ

La presente relazione ha lo scopo di verificare il sottovia ciclopedonale nell'ambito del Progetto Definitivo della Tangenziale di Sondrio secondo Nuova Norma NTC 2018.

La struttura risulta essere in cemento armato ordinario

Il sottovia in esame ha dimensioni interne pari a 4.0 metri di larghezza e 4.0 metri di altezza, lo spessore dei piedritti e della soletta superiore è pari a 40 centimetri, mentre quello della soletta inferiore è di 50 cm.

Nel seguito, ai fini del calcolo delle sollecitazioni, sarà esaminata una striscia di scatolare avente lunghezza unitaria.

2 NORMATIVE

Ai fini della redazione del presente progetto si è fatto riferimento alle seguenti normative e circolari:

CEMENTO ARMATO

- Legge del 2 Febbraio 1974, n. 64. "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche
- L. 05/11/1971 n. 1086: "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica";
- Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni".
- CNR-UNI 10011: "Costruzioni di acciaio "Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione".
- CNR-UNI 10016: "Travi composte di acciaio e calcestruzzo - Istruzioni per l'impiego nelle costruzioni".
- UNI EN 1992-2005: "Progettazione delle strutture di calcestruzzo".
- UNI EN 1993-2005: "Progettazione delle strutture di acciaio".
- UNI EN 1994-2005: "Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo".
- UNI EN 1997-2005: "Progettazione geotecnica".
- UNI EN 1998-2005: "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica".
- UNI EN 206-1-2001: Calcestruzzo, " Specificazione, prestazione, produzione e conformità".
- CNR 10024/84 "Analisi di strutture mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo

NORMATIVA SPECIFICA PER OPERE FERROVIARIE

Asa Servizi di Ingegneria (Ferrovie dello Stato), Istruzione n. I/SC/PS-OM/2298 del 02/06/1995, Testo completo delle relative integrazioni: 13/01/1997: "Sovraccarichi per il calcolo dei ponti ferroviari. Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo";

Ente Ferrovie dello Stato - Divisione tecnologie e sviluppo del sistema servizio Alta Velocità: "Manuale di progettazione esecutiva";

Istruzione 44/D del 25.07.2000 Istruzione tecnica per la progettazione e l'esecuzione di impalcati ferroviari a travi in ferro a doppio T incorporate nel calcestruzzo.

Istruzione 44/F del 11.11. 1996. Ente ferrovie dello Stato. Divisione tecnologie e sviluppo di sistema servizio opere civili. Verifica a fatica dei ponti ferroviari metallici

3 MATERIALI

I calcoli statici sono stati eseguiti prevedendo l'impiego dei seguenti materiali:

Sottovia scatolare

Classe di resistenza	C28/35
Modulo elastico	$E_c = 33721$ [MPa]
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} = 29,05$ [MPa]
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = 18,16$ [MPa]
Resistenza a trazione (valore medio)	$f_{ctm} = 2,88$ [MPa]
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 2,01$ [MPa]
Resistenza caratteristica a trazione per flessione	$f_{ctk} = 3,45$ [MPa]
Copriferro	$C = 40$ mm
Classe di esposizione	XC2

Acciaio per armature

Classe	B450C
Tensione di snervamento nominale, f_y , nom	450 [MPa]
Tensione di rottura nominale, f_t , nom	540 [MPa]
Tensione di progetto,	$f_{yd} 391$ [MPa]
Modulo elastico	$E 210000$ [MPa]

Copriferro: 4.0 cm

Sovrapposizioni / Ancoraggi ≥ 60 diametri

4 VERIFICA DEL SOTTOVIA CICLOPEDONALE

Le verifiche sono state eseguite con il metodo degli stati limite.

Il requisito di resistenza è stato garantito accertando che nel secondo stato convenzionale, le tensioni massime, prodotte dai carichi di esercizio non superino i valori delle tensioni ammissibili.

Il requisito di durabilità con esplicito riferimento alla buona conservazione delle armature in ambiente passivante viene controllato limitando l'ampiezza delle lesioni.

Si è adottata anche per il metodo delle tensioni ammissibili la stessa procedura di calcolo delle ampiezze utilizzata nel metodo degli stati limite.

4.1 MODELLO DI CALCOLO

Ai fini del calcolo e delle verifiche dell'opera, si considera una striscia di larghezza unitaria e si schematizza la struttura mediante un modello numerico ad elementi finiti realizzato con il codice di calcolo ad elementi finiti; tale modello è bidimensionale, costituito da elementi "FRAME" per le aste ed elementi "SPRING" per il terreno.

Gli elementi frame sono stati distribuiti lungo l'asse baricentrico degli elementi resistenti dello scatolare, con l'aggiunta ai lati degli assi dei piedritti (lato esterno) di due elementi rigidi.

Detti elementi rigidi pari ad 1/3 dello spessore del piedritto simulano la reazione del terreno sotto tale tratto. In corrispondenza dei vertici dello scatolare sono stati inseriti dei bracci rigidi.

Il terreno di fondazione è stato modellato utilizzando la schematizzazione alla Winkler

Si assume:

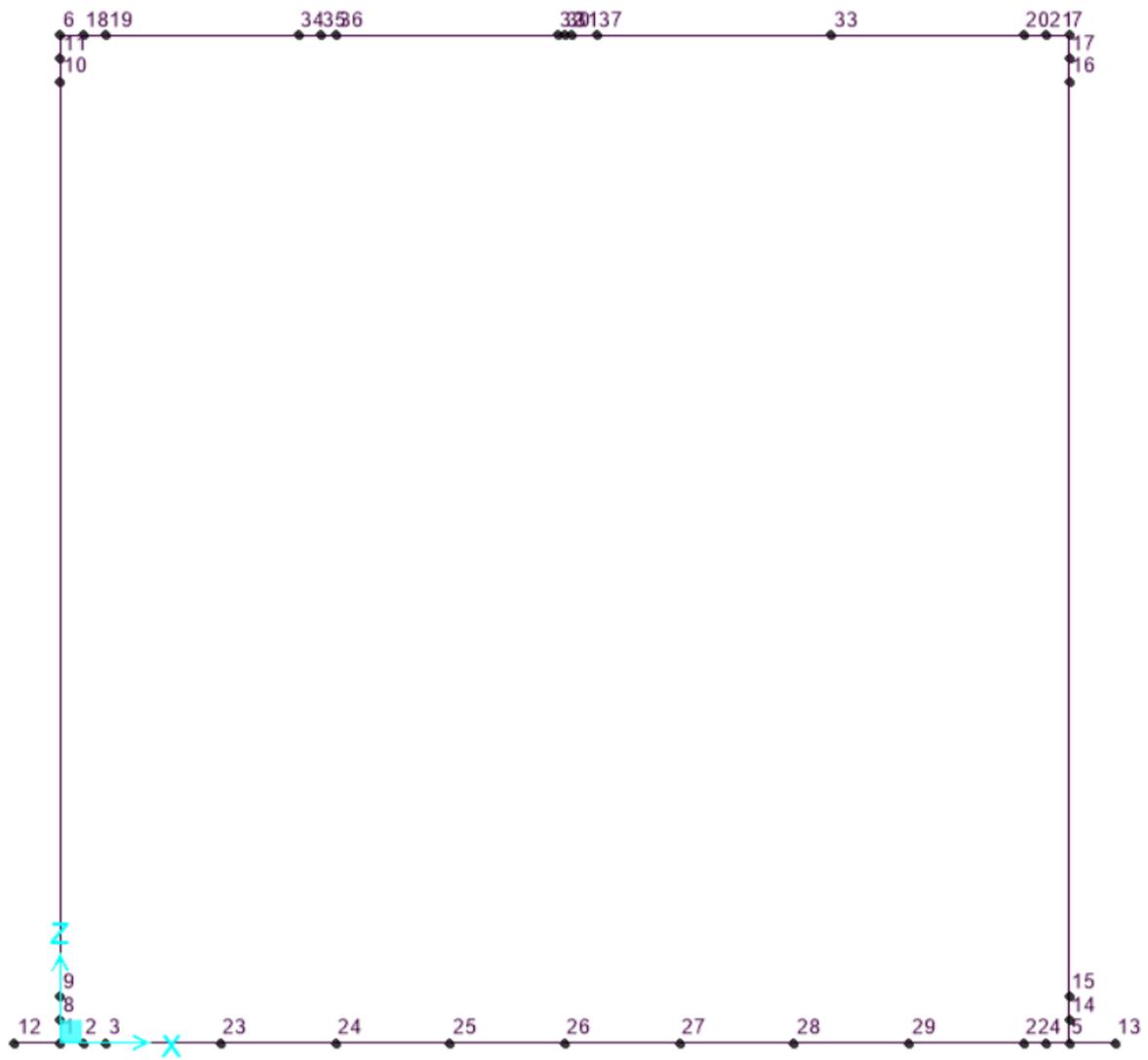
$i = 0.5\text{m}$ interasse molle

$L_c = 1.00\text{m}$ larghezza della striscia di calcolo

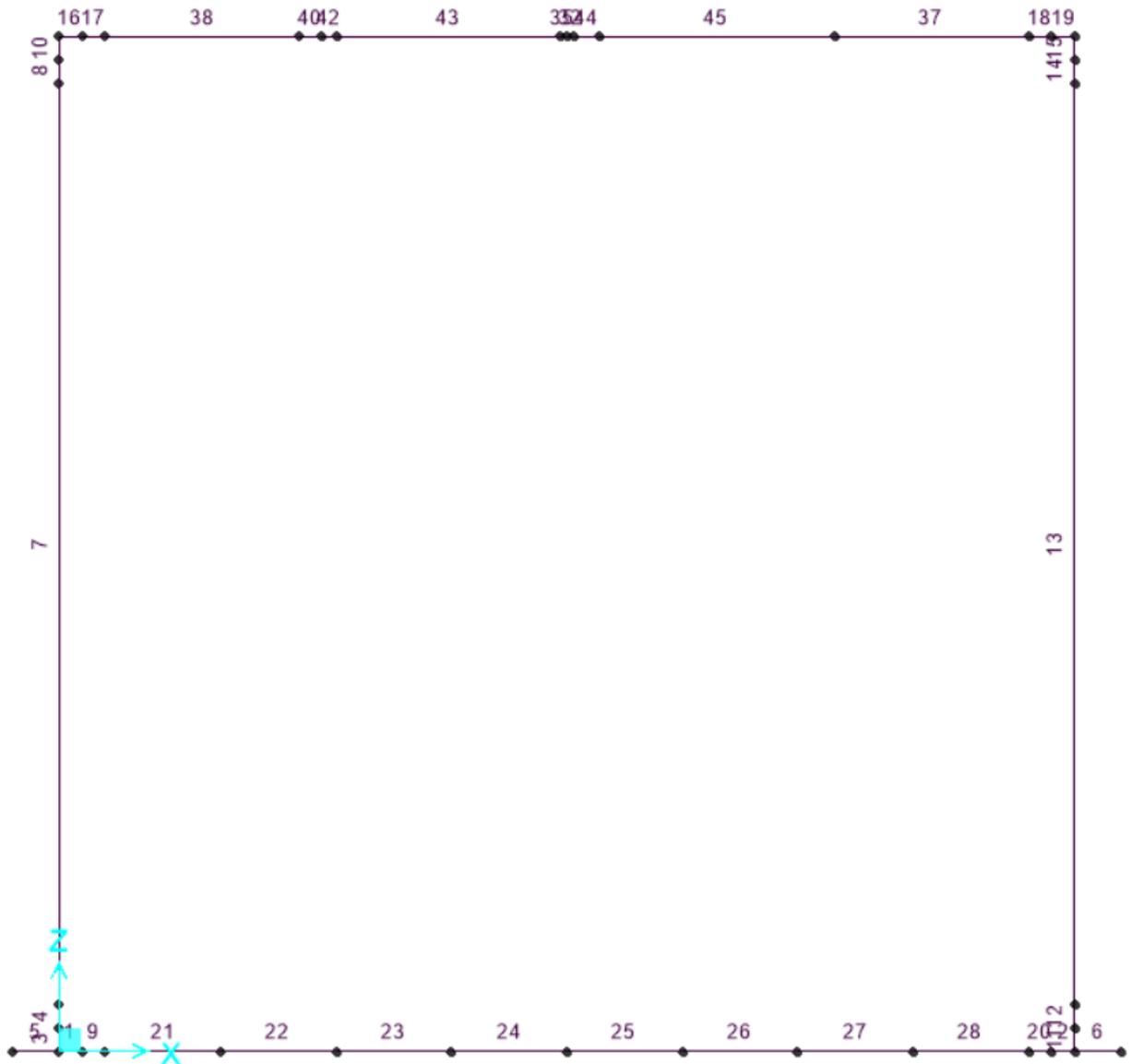
La rigidezza delle molle si ottiene considerando:

$$K = K_s * i * L_c$$

Si riporta di seguito il modello utilizzato:

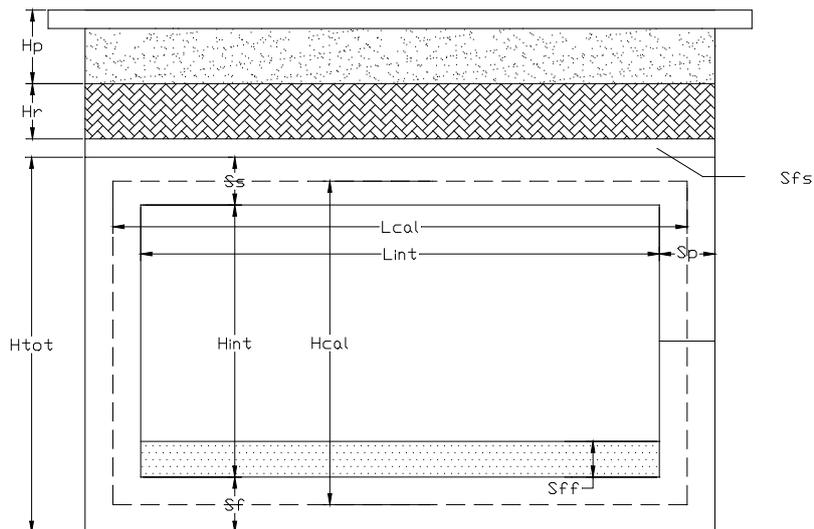


Numerazione nodi



Numerazione aste

4.2 ELEMENTI GEOMETRICI



- spessore del rinterro	Hr =	0.00
- larghezza totale del sottopasso	Ltot =	4.8 m
- larghezza utile del sottopasso	Lint =	4.00 m
- spessore della soletta	Ss =	0.40 m
- spessore piedritti	Sp =	0.40 m
- spessore fondazione	Sf =	0.50 m
- altezza libera del sottopasso	Hint =	4.00 m
- altezza totale del sottopasso	Htot =	4.90 m
- luce di calcolo	L.cal=	4.40 m
- altezza di calcolo	Hcal =	4.45 m

4.3 ANALISI DEI CARICHI

Sul modello vengono considerate diverse condizioni elementari di carico che vengono poi opportunamente combinate come previsto da normativa vigente.

LC1 - Peso proprio: si considera una densità del materiale pari a 25 KN/m^3 **(PP)**

LC2 - Permanenti portati:

- pavimentazione ($\gamma=18 \text{ KN/mc}$ $h_1=0.07 \text{ m}$) $p_2=\gamma_2 \times h_2 = 18 \times 0.07 = 1.26 \text{ KN/m}^2$

- misto cementato ($\gamma=22 \text{ KN/mc}$ $h_2=0.15 \text{ m}$) $p_3=\gamma_2 \times h_3 = 22 \times 0.15 = 3.3 \text{ KN/m}^2$

- ricoprimento ($\gamma=20$ KN/mc $h_3=0.28$ m)

$$p_{3.1} = \gamma_2 \times h_3 = 22 \times 0.28 = 6.16 \text{ KN/m}^2$$

Totale permanenti portati

$$p_4 = 10.72 \text{ KN/m}^2$$

(RICOPR)

LC3 - Spinta a riposo del rilevato sui montanti: i valori di spinta sono calcolati sulla base dei seguenti parametri geotecnici:

- terreno di riporto $\phi_{t1} = 35^\circ$ e $\gamma_{t1} = 20$ KN/m³

Il valore della pressione esercitata dal terreno in condizioni di spinta a riposo è pari a

$$\sigma = k_0 * \gamma * H$$

dove $k_0 = 1 - \sin 35^\circ = 0,426$

$$\sigma_{hP} = p_2 \times k_0 = 10.72 \times (0.426) = 4.56 \text{ KN/mq (tensione dovuta alla pavimentazione) SPTERR)}$$

$$\sigma_{h1} = \gamma_1 \times h_1 \times k_{10} = 20 \times 0.2 \times 0.426 = 1.704 \text{ KN/mq (tensioni in sommità del piedritto)}$$

$$\sigma_{h2} = \gamma_1 \times h_1 \times k_{10} = 20 \times 4.425 \times 0.426 = 37.70 \text{ KN/mq (tensione efficace alla base del piedritto)}$$

Allo scopo di massimizzare le sollecitazioni la spinta sarà applicata ai piedritti esterni secondo le seguenti combinazioni.

	Sx	Dx
C1	1	0.7
C2	0.7	0.7
C3	1	1

LC4 - Carichi agenti sulla fondazione:

terreno ($\gamma=20$ kN/mc $h_1=0.5$ m)

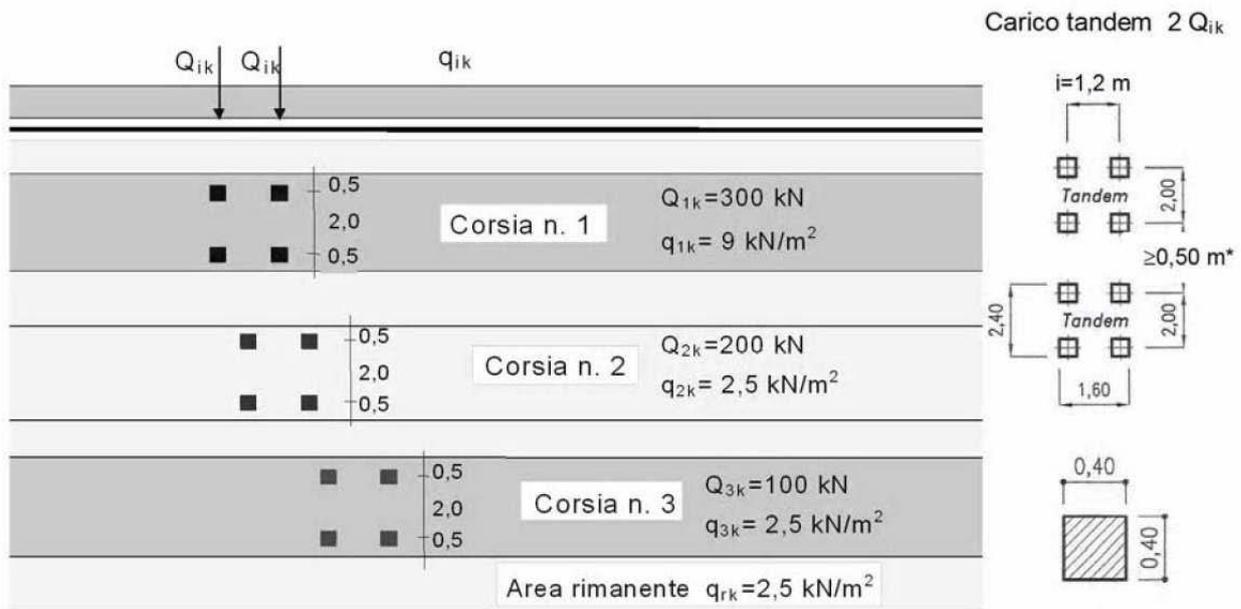
$$p_1 = \gamma_1 \times h_1 = 20 \times 0.5 = 10 \text{ KN/m}^2$$

traffico 20 KN/ m²

(MANTOSTR)

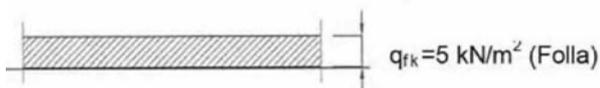
LC5 - Carichi variabili

Le azioni variabili del traffico definite nello Schema di Carico 1 sono costituite da carichi concentrati e da carichi uniformemente distribuiti. Tale schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali.



Schema di carico 1 (dimensioni in [m])

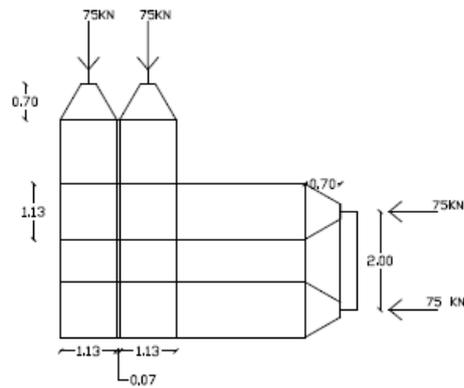
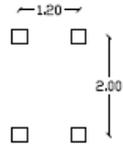
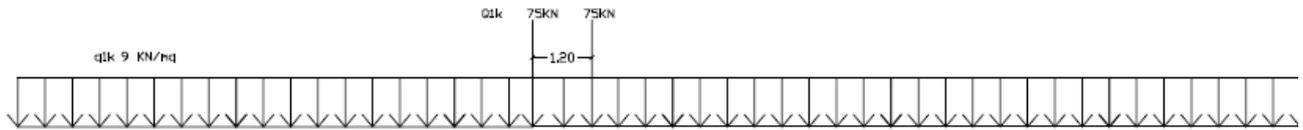
*per $w_l \leq 2,90\text{ m}$



Schema di carico 5

Posizione	Carico asse Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m ²]
Corsia Numero 1	300	9
Corsia Numero 2	200	2,5
Corsia Numero 3	100	2,5
Altre corsie	0,00	2,50

Si precisa che secondo il Nuovo Testo Unico del 14 gennaio 2008, i carichi mobili includono gli effetti dinamici



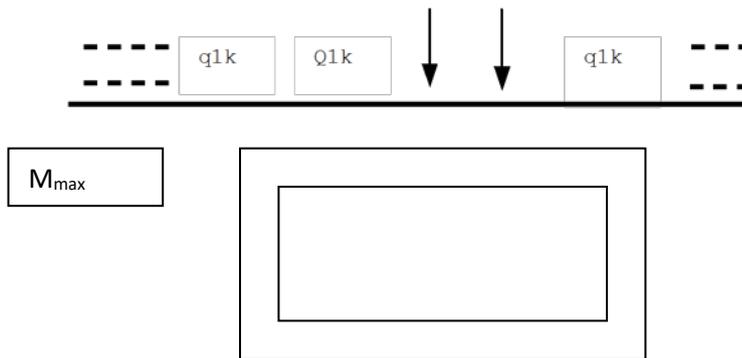
Ripartizione dei carichi verticali

$$. q = q_{1k} / (1.13 \times 1.13) = 75 / (1.130 \times 1.13) = 58.730 \text{ KN/mq}$$

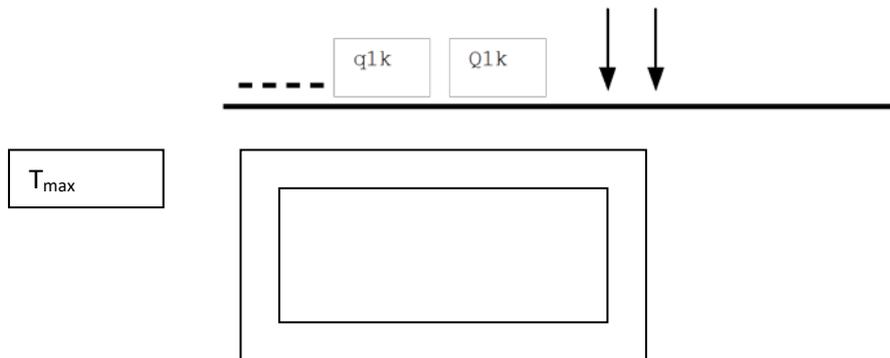
Non si verificano sovrapposizioni di impronte di carico.

TRAFFICO STRADALE POS.A

(TRAFFICA)



TRAFFICO STRADALE POS.B



LC 5 – Azione di frenamento

La forza di frenamento o di accelerazione q_3 è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1, e per i ponti di 1a categoria è uguale a:

$$180 \text{ kN} < [q_3 = 0,6 \times (2Q1k) + 0,10q1k \times w1 \times L] < 900 \text{ kN}$$

$$0.6 \times 2 \times 58.73 + 0.1 \times 9 \times 4.8 = 70.47 + 4.32 = 74.79 \text{ KN}$$

Ripartendo sulla luce di calcolo si ha:

$$q = 74.79 / 4.8 = 15.51 \text{ KN/m}$$

LC 6 - Spinta a riposo dovuta al sovraccarico, applicata sui due montanti; per sovraccarico si intende la presenza di un rullo compattatore dal peso di 20 KN/mq la pressione sugli elementi dei montanti è pari a:

$$p = k_0 * q = 0,426 * 20 = 8,52 \text{ KN/m}^2$$

con $q = 20 \text{ KN/m}^2$

Il rullo vien considerato nelle seguenti combinazioni:

	Sx	Dx
--	----	----

C1	1	1
C2	1	0
C3	0	1

Nel modello di calcolo la condizione di carico con il rullo dietro al montante destro è denominata **"RULLODX"**.

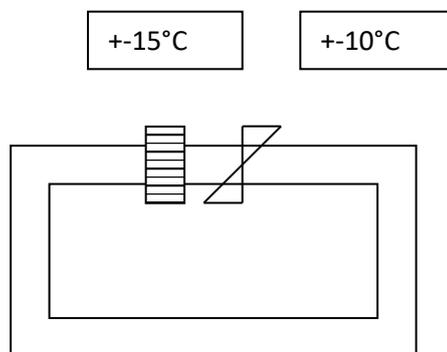
Nel modello di calcolo la condizione di carico con il rullo a tergo del montante sinistro è denominata **"RULLOSX"**,

LC 7 – Variazione termiche - Si considera una variazione termica uniforme pari a $\pm 15^\circ$, assegnata alla sola soletta superiore (si ritiene essere la condizione più gravosa per la struttura nel suo complesso).
(DELTATUN)

Il coefficiente di dilatazione termica assunto è pari a:

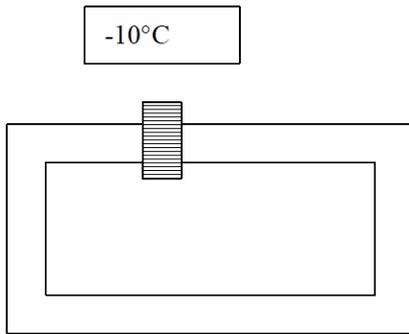
$$\alpha_T = 1.0E - 05 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$$

Oltre a tale forza si considera una variazione termica lineare di $\pm 10^\circ$ tra estradosso ed intradosso soletta.
(DELTAFAR)



LC 8 - Ritiro Si considera soggetta a fenomeni di ritiro la sola soletta superiore. Il ritiro finale è posto pari a:

$$\varepsilon = 0.00031 \quad \text{valore da normativa nel caso di:}$$



$$\alpha \geq 60 \text{ cm}$$

$$ur = 55 \%$$

Ai fini del calcolo, l'effetto del ritiro si assimila ad una variazione di temperatura:

$$\varepsilon = \alpha \Delta T \quad \Delta T = 31 \text{ }^\circ\text{C}$$

(DELTARIT)

Trattandosi di un fenomeno lento si utilizza un modulo di elasticità pari ad $1/3 E_c$. Per semplicità di calcolo si applica la riduzione alla variazione di temperatura considerando $\Delta T/3$, considerando anche una quota di ritiro nella soletta di fondazione si applica una ulteriore riduzione del 50% al valore calcolato.

4.4 AZIONI SISMICHE

Nel presente progetto è stata verificata la combinazione di carico sismica con riferimento allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della esistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.

Vita nominale

La vita nominale di un'opera strutturale è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata. Nel caso in oggetto, l'opera ricade all'interno del tipo di costruzione 2: "opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale" (paragrafo 2.4 delle 'Nuove Norme tecniche per le costruzioni – D.M. 14 gennaio 2008'). La vita nominale risulta pertanto $VN > 50$ anni.

Classi d'uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso. Nel caso in oggetto si fa riferimento alla Classe IV: costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico.

Periodo di riferimento per l'azione sismica

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento VR che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale VN per il coefficiente d'uso CU. Tale coefficiente è funzione della classe d'uso e nel caso specifico assume valore unitario.

$$VR = VN \times CU = 50 \text{ anni} \times 2 = 100 \text{ anni}$$

Azioni di progetto

Le azioni di progetto si ricavano, ai sensi delle NTC, dalle accelerazioni a_g e dalle relative forme spettrali.

Le forme spettrali previste dalle NTC sono definite, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione dei tre parametri:

a_g : accelerazione orizzontale massima del terreno;

F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T_C^* : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per ciascun nodo del reticolo di riferimento e per ciascuno dei periodi di ritorno T_R considerati dalla pericolosità sismica, i tre parametri si ricavano riferendosi ai valori corrispondenti al 50esimo percentile ed attribuendo ad:

a_g il valore previsto dalla pericolosità sismica;

F_0 e T_C^* i valori ottenuti imponendo che le forme spettrali in accelerazione, velocità e spostamento previste dalle NTC scartino al minimo dalle corrispondenti forme spettrali previste dalla pericolosità sismica.

Le forme spettrali previste dalle NTC sono caratterizzate da prescelte probabilità di superamento e vite di riferimento. A tal fine occorre fissare:

la vita di riferimento V_R della costruzione;

le probabilità di superamento nella vita di riferimento P_{VR} associate agli stati limite considerati, per individuare infine, a partire dai dati di pericolosità sismica disponibili, le corrispondenti azioni sismiche.

A tal fine è conveniente utilizzare, come parametro caratterizzante la pericolosità sismica, il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R , espresso in anni. Fissata la vita di riferimento V_R , i due parametri T_R e P_{VR} sono immediatamente esprimibili, l'uno in funzione dell'altro, mediante l'espressione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = -\frac{100}{\ln(1 - 0.1)}$$

I valori dei parametri a_g , F_0 e T_C^* relativi alla pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento sono forniti nelle tabelle riportate nell'ALLEGATO B delle NTC.

I punti del reticolo di riferimento sono definiti in termini di Latitudine e Longitudine ed ordinati a Latitudine e Longitudine crescenti, facendo variare prima la Longitudine e poi la Latitudine. L'accelerazione al sito a_g è espressa in $a_g/10$; F_0 è adimensionale, T_C^* è espresso in secondi.

Il comune di riferimento è Sondrio

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE

LATITUDINE

9.8702

46.1699

Ricerca per comune

REGIONE

PROVINCIA

COMUNE

Lombardia

Sondrio

Sondrio

Elaborazioni grafiche

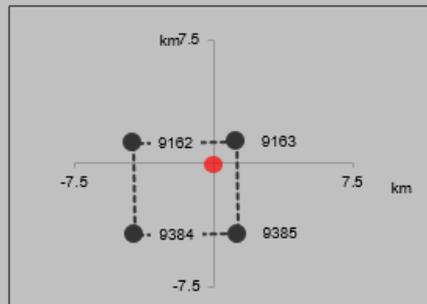
Grafici spettri di risposta

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".

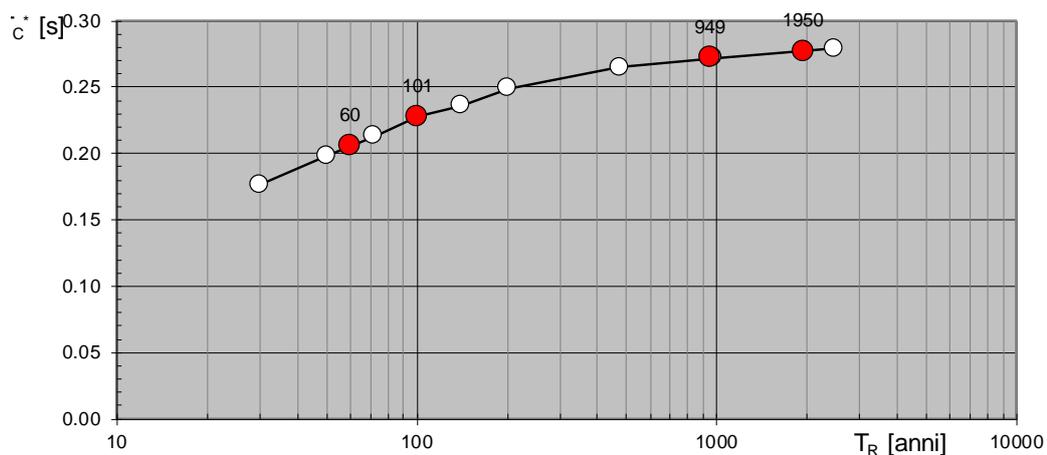
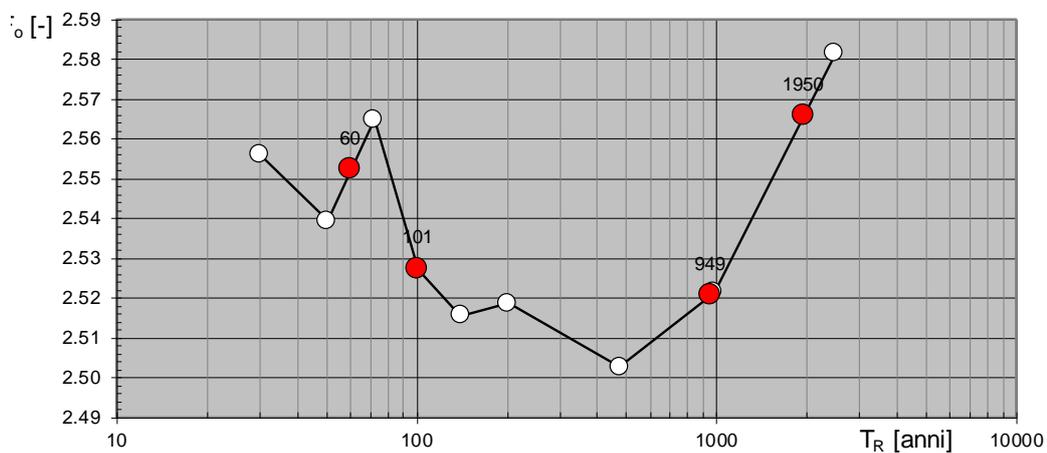
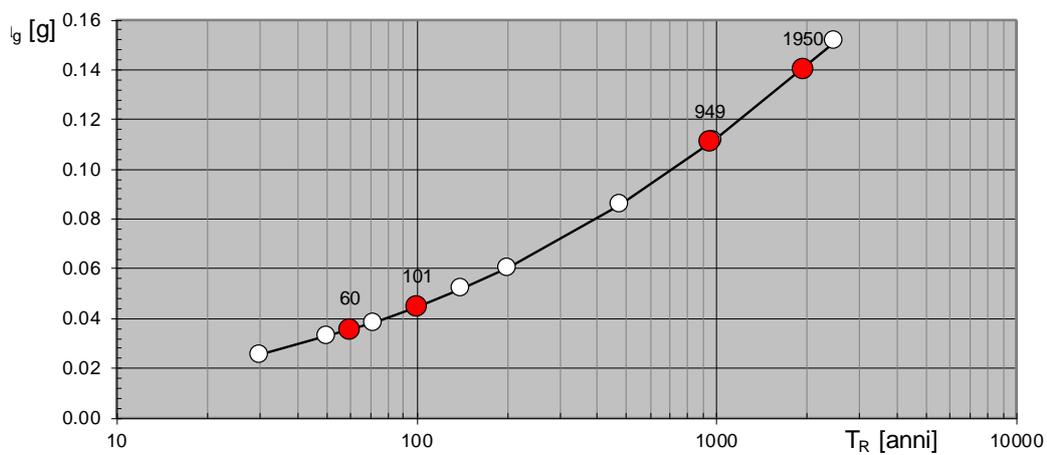
INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

Valori di progetto dei parametri a_g , F_o , T_C^* in funzione del periodo di ritorno T_R



La verifica dell' idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

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	0.035	2.552	0.206
SLD	101	0.045	2.527	0.227
SLV	949	0.111	2.521	0.272
SLC	1950	0.140	2.566	0.277

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

Categoria di sottosuolo

In base a quanto si desume dall'indagine geotecnica effettuata e, in tal caso, si fa riferimento alla categoria di suolo "C" ed alla classe Topografica "T1",

$S_s = 1.5$

$S_t = 1$

1.1.1 AZIONI SISMICHE

Le azioni sismiche trasmesse dall'impalcato sono ottenute attraverso un'analisi semplificata (di cui al punto 7.3.3.2 della NTC).

$$F_h = \frac{S_d(T_1) \cdot W \cdot \lambda}{g}$$

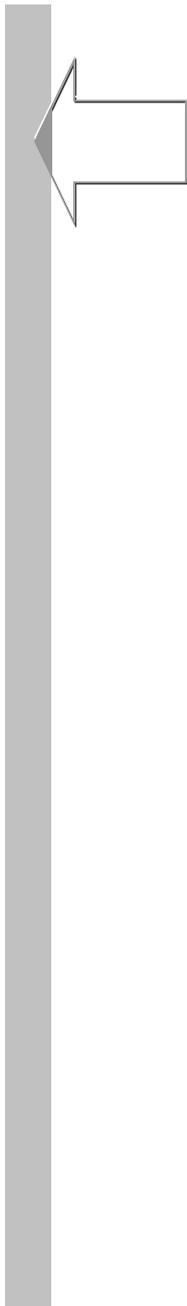
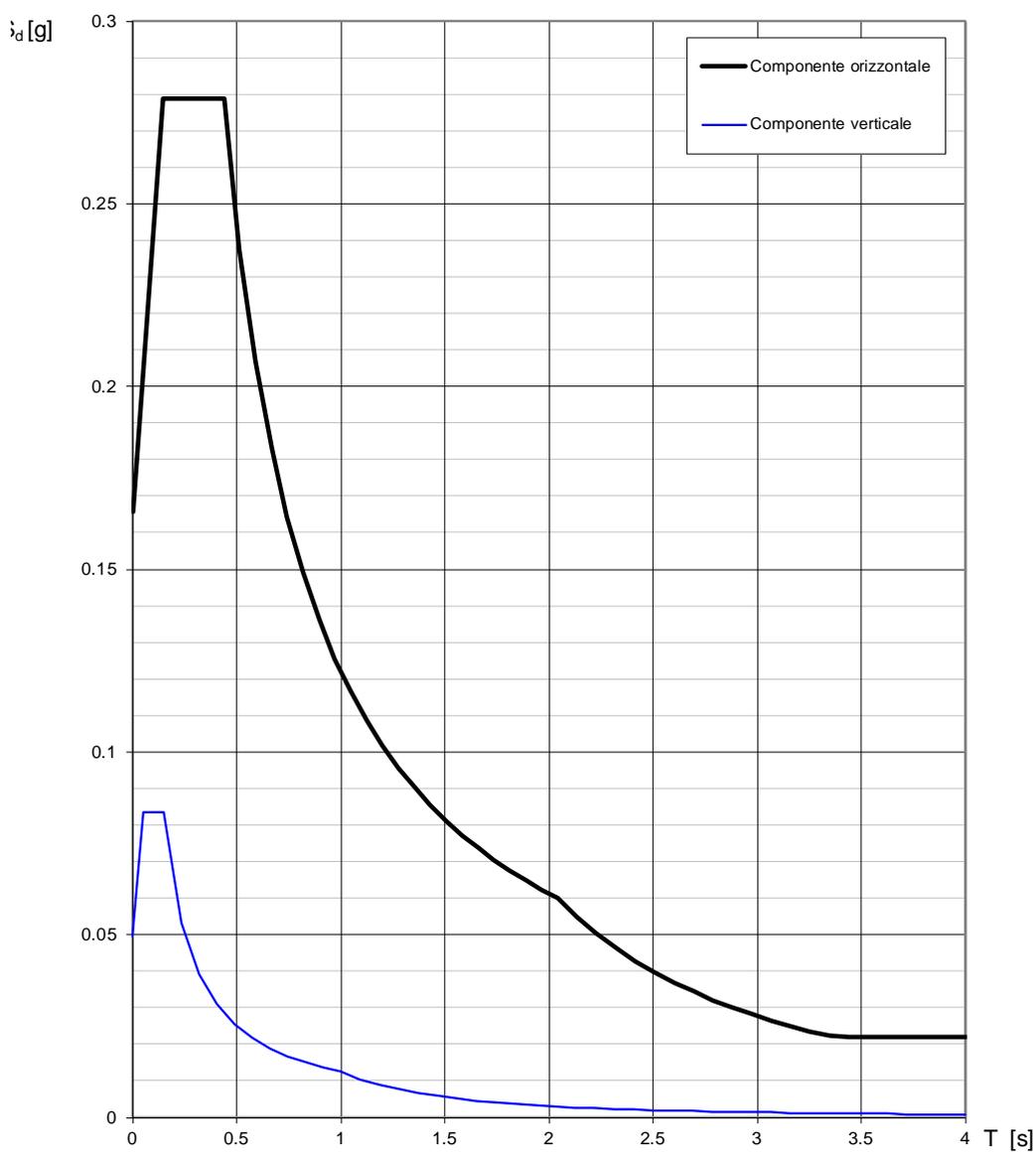
$S_d(T_1)$ = ordinata dello spetto di risposta

W = peso complessivo dell'opera

$\lambda = 1$

g = accelerazione di gravità

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV



Lo spettro considerato è quello relativo allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) con probabilità di superamento pari al 10%.

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.111 g
F_o	2.521
T_C^*	0.272 s
S_S	1.500
C_C	1.614
S_T	1.000
q	1.500

Parametri dipendenti

S	1.500
η	0.667
T_B	0.146 s
T_C	0.439 s
T_D	2.042 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.166
$T_B \leftarrow$	0.146	0.279
$T_C \leftarrow$	0.439	0.279
	0.515	0.237
	0.591	0.207
	0.668	0.183
	0.744	0.164
	0.820	0.149
	0.897	0.136
	0.973	0.126
	1.050	0.116
	1.126	0.109
	1.202	0.102
	1.279	0.096
	1.355	0.090
	1.431	0.085
	1.508	0.081
	1.584	0.077
	1.660	0.074
	1.737	0.070
	1.813	0.067
	1.889	0.065
	1.966	0.062
$T_D \leftarrow$	2.042	0.060
	2.135	0.055
	2.229	0.050
	2.322	0.046
	2.415	0.043
	2.508	0.040
	2.602	0.037
	2.695	0.034
	2.788	0.032
	2.881	0.030
	2.974	0.028
	3.068	0.027
	3.161	0.025
	3.254	0.024
	3.347	0.022
	3.441	0.022
	3.534	0.022
	3.627	0.022
	3.720	0.022
	3.814	0.022
	3.907	0.022
	4.000	0.022

Traffico stradale

Traffico presente

$$Q_{\text{traff}} = 0.2 \times [59 + 59 + 9 \times (4.4 - 1.8)] = 141.4 \times 0.2 = 28.2811 \text{ KN}$$

Spinte orizzontali

$$\text{Spinta pavimentazione} = \gamma_b * K_a * H_b = (18 * 0.271 * 0.07) + (22 * 0.15 * 0.271) + (22 * 0.38 * 0.271) \\ = 0.341 + 0.94 + 2.26 = 3.54 \text{ KN/m}^2 \quad (\text{SISSPAV})$$

Spinta terreno:

$$\sigma_{h1} = \gamma_1 \times h_1 \times k_{a1} = 20 \times 0.2 \times 0.271 = 1.08 \text{ KN/mq} \quad (\text{tensione in sommità del piedritto})$$

$$\sigma'_{h2} = \gamma_1 \times h_1 \times k_{a1} = 20 \times 4.425 \times 0.271 = 23.98 \text{ KN/mq} \quad (\text{tensione alla base del piedritto}) \quad (\text{SISSPTER})$$

Spinta traffico sismico = Le spinte del traffico in fase sismica si valutano nella misura del 20 % delle spinte del caso statico applicando il coefficiente K_a

$$P_{\text{traf}} = \frac{K_o * Q_{vk} * 0.2}{m} = \frac{0.271 * 0.2 * 20}{1} = 1.08 \text{ KN} / m^2$$

Spinta terreno:

dove $K_{a1} =$

$$\frac{1 - \sin\phi'}{1 + \sin\phi'} = \frac{1 - \sin 35}{1 + \sin 35} = 0.271 \text{ coeff. spinta attiva terreno di riporto (Rankine)}$$

Forze sismiche orizzontali

$$F_h \text{ montanti} = C * S_p * \gamma_{cls} = 0.166 * 0.40 * 25 = 1.66 \text{ KN/mq} \quad (\text{SISFHMON})$$

$$F_h \text{ soletta} = C * S_s * \gamma_{cls} = 0.166 * 0.4 * 25 = 1.66 \text{ KN/m} \quad (\text{SISFHSOL})$$

$$F_h \text{ pavimentazione} = C * S_{pav} * \gamma_b = 0.166 * (0.07 * 18 + 0.15 * 22 + 0.28 * 20) = 1.68 \text{ KN/m}$$

$$F_h \text{ traffico} = C * Q_{\text{traff}} / L = 0.166 \times 28.28 / 4.4 = 1.14 \text{ KN/m} \quad (\text{SISFHPAV})$$

Forze sismiche verticali

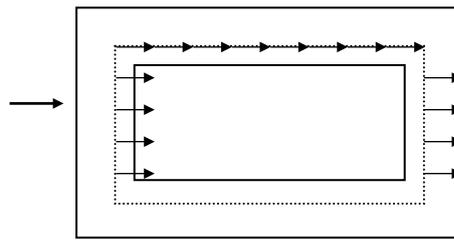
$$r \text{ montanti} = m * C * S_p * \gamma_{cls} = 0.05 * 0.40 * 25 = \pm 0.5 \text{ KN/m} \quad (\text{FVMON})$$

$$F_v \text{ soletta} = m * C * S_s * \gamma_{cls} = 0.05 * 0.40 * 25 = \pm 0.5 \text{ KN} / m \quad (\text{FVSOL})$$

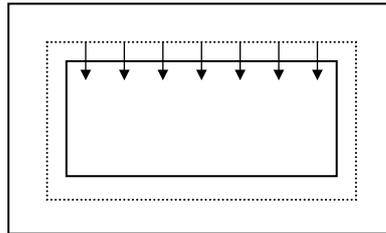
$$F_v \text{ pavimentazione} = m * C * \gamma_b = 0.05 * (0.07 * 18 + 0.15 * 22 + 0.28 * 20) = \pm 0.508 \text{ N/m} \quad (\text{FVPAV})$$

$$F_h \text{ traffico} = C * Q_{\text{traff}} / L = 0.05 \times 28.28 / 4.4 = 0.32 \text{ KN/m}$$

Azioni sismiche orizzontali



Azioni sismiche verticali



4.4.1 SPINTE SISMICHE DEL TERRENO

La spinta sismica del terreno in condizioni sismiche viene effettuata secondo quanto previsto al punto 7.11.6.2.1 della NTC 2018 mediante l'utilizzo dell'analisi pseudo-statica.

Nella suddetta analisi l'azione sismica viene rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Nelle verifiche allo SLU i valori dei coefficienti sismici orizzontali K_h verticale K_v si valutano mediante la seguente espressione

Il coefficiente k_h viene calcolato secondo quanto riportato al punto 7.11.6.3.1 del NTC 2008.

$$K_h = \beta \cdot a_{\max} / g$$

con

$$a_{\max} = S_s \cdot S_t \cdot a_g = 1.5 \cdot 1 \cdot 0.166 \text{ g} = 0.1828 \text{ g}$$

$\beta = 1$ in quanto si considera la parete rigida e non in grado di subire spostamenti rispetto al terreno.

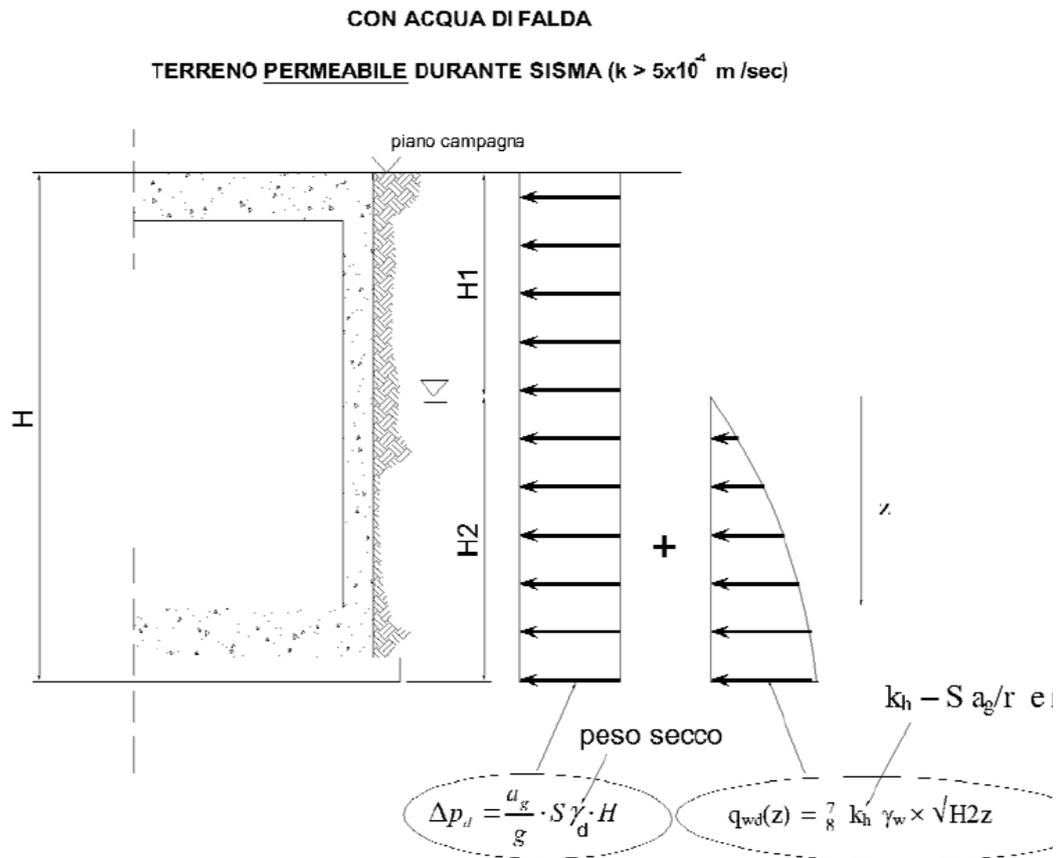
$$K_h = 1 \cdot 0.182 = 0.182$$

Si applica un carico sismico equivalente costituito sull'altezza dello scatolare pari a

$$\Delta P = K_h \cdot \gamma_d \cdot H^2 + \frac{7}{12} \cdot K_h \cdot \gamma_w \cdot H^2$$

Il primo termine viene applicato come una distribuzione uniforme sulla parte, il secondo termine come una distribuzione $q_{wd}(z)$

$$q_{wd} = \frac{7}{8} \cdot K_h \cdot \gamma_w \sqrt{H_2 \cdot z}$$



$$\Delta p_d = 0.18 \cdot 20 \cdot 4.425 = 15.93 \text{ KN/mq}$$

4.5 COMBINAZIONI DI CARICO

Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, si dovranno considerare, generalmente, le combinazioni riportate in Tab. 5.1. IV. A causa della natura dell'opera, i gruppi di azioni da prendere in esame risultano esclusivamente i gruppi 1, 2a e 2b.

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 3ª 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, 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 $\gamma_p=1$.

I valori dei coefficienti ψ_{0j} , ψ_{1j} e ψ_{2j} per le diverse categorie di azioni sono riportati nella Tab. 5.1.VI.

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	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	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					

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
	4 (folla)	----	0,75	0,0
Vento q_5	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
Neve q_5	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	T_k	0,6	0,6	0,5

Sono state analizzate le combinazioni di carico agli stati limite ultimi distinguendo lo stato limite di resistenza della struttura (STR), facente riferimento ai coefficienti parziali A1 e lo stato limite di resistenza del terreno (GEO), facente riferimento ai coefficienti parziali A2.

Agli stati limite di esercizio si sono considerate le verifiche per le combinazioni rara e frequente.

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

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

SLE FREQUENTE: $G_1 + G_2 + P + \Psi_{11} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \Psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$

SISMICA: $E + G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$

4.6 ARMATURE DISPOSTE

Nelle sezioni di verifica si dispongono le seguenti armature

Elemento		A _{tesa}	A _{compressa}
Soletta superiore	Appoggio	1Φ20/20	1Φ20/20
	mezzeria	1Φ20/20	1Φ20/20
Pareti	Testa	1Φ20/20	1Φ20/20
	Piede	1Φ20/20	1Φ20/20
Zattera fondazione	Appoggio	1Φ16/20	1Φ16/20
	mezzeria	1Φ16/20	1Φ16/20

4.6.1 VERIFICHE DI RESISTENZA

Le verifiche delle sezioni più sollecitate sono state condotte seguendo le prescrizioni del D.M.14/01/08 e seguendo le indicazioni della norma UNI EN 1992-2005.

Più specificatamente la verifica di resistenza delle sezioni nei vari elementi strutturali, viene condotta tenendo conto della verifica agli stati limite ultimi, e delle verifiche nei riguardi della fessurazione e delle tensioni di esercizio.

4.6.2 VERIFICHE DI RESISTENZA AGLI STATI LIMITE ULTIMI

Si è verificato che il valore di progetto degli effetti delle azioni, ovvero delle sollecitazioni flettenti M_d sia minore dei corrispondenti momenti resistenti M_r delle sezioni di progetto. La verifica di resistenza delle

sezioni nei vari elementi strutturali viene condotta tenendo conto delle condizioni più gravose che si individuano dall'involuppo delle sollecitazioni agenti nelle diverse combinazioni di carico. Le combinazioni e i coefficienti moltiplicativi delle singole azioni vengono definiti in base a quanto indicato nel D.M. 14 gennaio 2008.

Per quanto riguarda le verifiche a taglio ultimo, si è fatto riferimento al paragrafo 4.1.2.1.3 "Resistenza nei confronti di sollecitazioni taglianti" del D.M. 14 gennaio 2018.

Nella tabella seguente sono indicati i valori delle sollecitazioni massime.

Per le verifiche a pressoflessione delle solette e dei piedritti in corrispondenza dei nodi di confluenza delle aste si considerano le sollecitazioni ad $\frac{1}{4}$ dello spessore dell'elemento.

Per le verifiche a taglio si considerano invece le sollecitazioni a filo delle membrature.

Elemento strutturale	Sezione	Combinazione di carico	N (kN)	M (kNm)	T (kN)	Mslu (kNm)	FS
Soletta inferiore	Nodo piedritto	A1C2D2		74.60	184.03	183.69	2.46
soletta inferiore	campata	A1C3B2	42.13	136.9	-	182.13	1.3349
Soletta superiore	Nodo piedritto	A3C3B3	77.66	155.00	192.27	198.35	1.28
Soletta superiore	campata	A1C1B2	79.55	159.68	-	198.46	1.24
Piedritto sx	nodo soletta inferiore	A1C2B2	271.39	82.56	67.98	237.51	2.87
Piedritto sx	nodo soletta superiore	A3C3B3	216.96	164.46	92.48	229.68	1.39

4.7 VERIFICHE A TAGLIO

La verifica a taglio viene effettuata in corrispondenza delle sezioni di incastro a filo degli elementi strutturali. Dalle sollecitazioni di taglio massime si ha che se :

Si riportano le verifiche delle sezioni maggiormente sollecitate:

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

con

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

e dove

d è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_1 = A_{s1} / (b_w \cdot d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$);

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);

b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

Le verifiche a Taglio risultano verificate

Per la sola soletta superiore si dispongono staffe $\Phi 10/10$ a 2 braccia per 1.00 m da filo piedritto.

4.7.1 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

In ordine di severità crescente si distinguono i seguenti stati limite:

a) stato limite di decompressione nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale è ovunque di compressione ed al più uguale a 0 ;

b) stato limite di formazione delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata è:

$$\sigma_t = \frac{f_{ctm}}{1,2}$$

c) stato limite di apertura delle fessure nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

$$w_1 = 0,2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0,3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0,4 \text{ mm}$$

Lo stato limite di fessurazione deve essere fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione.

4.7.2 CONDIZIONI AMBIENTALI

Le condizioni ambientali, ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche, possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato nella tabella seguente:

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Nel caso in esame si considera l'opera sottoposta a condizioni ordinarie.

4.7.3 SENSIBILITÀ DELLE ARMATURE ALLA CORROSIONE

Le armature si distinguono in due gruppi:

armature sensibili;

armature poco sensibili.

Appartengono al primo gruppo gli acciai da precompresso. Appartengono al secondo gruppo gli acciai ordinari. Per gli acciai zincati e per quelli inossidabili si può tener conto della loro minor sensibilità alla corrosione.

4.7.4 SCELTA DEGLI STATI LIMITE DI FESSURAZIONE

Nella tabella sottostante sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle esigenze sopra riportate.

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	$\leq w_1$

4.7.5 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

Stato limite di decompressione e di formazione delle fessure

Le tensioni sono calcolate in base alle caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione omogeneizzata non fessurata.

Stato limite di apertura delle fessure

Il valore caratteristico di calcolo di apertura delle fessure (w_d) non deve superare i valori nominali w_1, w_2, w_3 secondo quanto riportato nella Tabella sopra riportata.

Il valore caratteristico di calcolo è dato da:

$$w_d = 1,7 \cdot w_m$$

dove w_m rappresenta l'ampiezza media delle fessure.

L'ampiezza media delle fessure w_m è calcolata come prodotto della deformazione media delle barre d'armatura ε_{sm} per la distanza media tra le fessure Δ_{sm} :

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

Per il calcolo di ε_{sm} e Δ_{sm} vanno utilizzati criteri consolidati riportati nella letteratura tecnica.

ε_{sm} può essere calcolato tenendo conto dell'effetto del "tension stiffening" nel rispetto della limitazione:

$$\varepsilon_{sm} \geq 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

con σ_s tensione nell'acciaio dell'armatura tesa (per sezione fessurata) nelle condizioni di carico considerate ed E_s è il modulo elastico dell'acciaio.

4.7.6 VERIFICA DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; si deve verificare che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti di seguito riportati.

Tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio

La massima tensione di compressione del calcestruzzo σ_c deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_c < 0.6 \cdot f_{ck} \text{ per la combinazione caratteristica (rara);}$$

$$\sigma_c < 0.45 \cdot f_{ck} \text{ per la combinazione caratteristica quasi permanente.}$$

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori di calcestruzzo minori di 50 mm i valori limite sopra scritti vanno ridotti del 20%.

Tensione massima dell'acciaio in condizioni di esercizio

Per l'acciaio la tensione massima, σ_s , per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_s < 0.8 \cdot f_{yk}$$

4.8 VERIFICHE DI SEZIONE ALLO SLE

I momenti che tendono le fibre inferiori o lato interno dell'elemento sono positivi.

Gli sforzi assiali di compressione sono positivi

Per la verifica a fessurazione i valori limite di apertura caratteristica delle fessure indicati dalla normativa sono i seguenti:

Sezioni a contatto con terreno: ambiente molto aggressivo $w_k = 0.2 \text{ mm}$

Sezioni non contatto con terreno: ambiente aggressivo $w_k = 0.3 \text{ mm}$

Si analizza la sola combinazione Frequente in quanto la Combinazione Rara presenta valori pressoché identici alla Frequente.

Elemento strutturale	Sezione	Combinazione di carico	N (KN)	M (KNm)	w_k (mm)	σ_c (DaN/cm²)	σ_a (DaN/cm²)
Soletta Sup.	Nodo piedritto	FR.C3. B3	49.31	98.56	0.188	55	2070
Soletta Sup	campata	FR.1.C3. A3	62.53	103.12	0.175	59	1969
Soletta inf.	Nodo piedritto	FR.1.C3. A3	54.53	52.40	0.102	24	1022
Soletta inf.	campata	FR.1.C3. A3	50.83	88.96	0.195	41	1935
Piedritto Sx	nodo soletta inferiore	FR.1.C3. A3	174.76	58.46	0.05	33	704
Piedritto sx	nodo soletta superiore	FR.1.C3. B3	134.29	104.60	0.156	60	1779

Elemento strutturale	Sezione	Combinazione di carico	N (KN)	M (KNm)	wk (mm)	σ_c (DaN/cm²)	σ_a (DaN/cm²)
Soletta Sup.	Nodo piedritto	QP1C6B1	60.82	61.98	0.118	35	1302
Soletta Sup	campata	QP1C3A3	60.82	54.93	0.105	31	1154
Soletta inf.	Nodo piedritto	QP1C6A1	55.84	41.82	0.075	19	757
Soletta inf.	campata	QP1C4A1	48.64	55.72	0.114	25	1131
Piedritto Sx	nodo soletta inferiore	QP1C6A1	104.99	44.87	0.05	26	622
Piedritto sx	nodo soletta superiore	QP1C6B1	64.59	64.74	0.102	37	1158