

Stazione appaltante:

Altri comuni interessati:

Enti sovracomunali:



COMUNE DI POSINA



LAGHI



ARSIERO



VELO D'ASTICO

PROVINCIA
DI VICENZAREGIONE
VENETO

DENOMINAZIONE PROGETTO STRATEGICO

INTERVENTI A FAVORE DELLO SVILUPPO TURISTICO, COLLEGAMENTO CICLABILE TRA I COMUNI DI POSINA, LAGHI E VELO D'ASTICO E POTENZIAMENTO VIARIO S.P. VALPOSINA E S.P. 138 DELLA BORCOLA TRA LE PROVINCE DI VICENZA E TRENTO

LAVORI PER IL MIGLIORAMENTO, IL POTENZIAMENTO, IL COMPLETAMENTO ED IL COLLEGAMENTO DELLE INFRASTRUTTURE VIARIE, CICLABILI E PEDONALI DEI COMUNI DI POSINA, LAGHI, ARSIERO E VELO D'ASTICO

CUP J71B19000050005 - CIG: 853106056B

PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA

Elaborato: **OPERE D'ARTE**
RELAZIONI DI CALCOLO
Passerella sulla Val del Rio

Responsabile del Provvedimento:

Sindaco di Posina
Adelio Cervo

Progettazione:

iDea
INFRASTRUCTURE DESIGN, ENERGY AND ARCHITECTURE
www.idea-eng.it - info@idea-eng.it
Via Sommacampagna, 63/H Scala D - 37137 Verona
Telefono/Fax: 045 6517106 - e-mail: tecnico@idea-eng.it

Direttore Tecnico:
Ing. Andrea Brunelli
Ordine degli Ingegneri di Verona
N. di Iscrizione 43176

Finanziamento:

**FONDO
COMUNI
CONFINANTI**

Data:

MAG 2025

Scala:

Varie

Tavola:

D.01.02

REV	Data	REVISIONE	Redatto	Controllato	Approvato
4					
3					
2					
1					
0	MAG 2025	EMISSIONE	M.R.	A.B.	M.S.

SOMMARIO:

1. PREMESSA.....	3
2. ELEMENTI GENERALI	4
2.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
2.2 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	4
Calcestruzzo	4
Acciaio per c.a.	5
Acciaio per carpenteria metallica	5
3. GEOLOGIA E GEOTECNICA – SISMICITA' DELL'AREA.....	6
3.1 MOODELLO GEOLOGICO DI RIFERIMENTO	6
4. ANALISI DEI CARICHI.....	7
4.1 PESI PROPRI STRUTTURALI	7
4.2 SOVRACCARICHI PERMANENTI	7
4.3 SOVRACCARICHI DI ESERCIZIO.....	7
4.3.1 Carichi da folla	7
4.3.2 Carichi da traffico	7
4.3.3 Azioni sui parapetti.....	8
4.3.4 Urto di un tronco sulla trave.....	8
4.3.5 Azione di Vento e Neve	8
4.3.6 Azione sismica.....	10
4.3.6.1 Vita nominale	11
4.3.6.2 Classi d'uso	11
4.3.6.3 Periodo di riferimento per l'azione sismica	11
4.3.6.4 Azioni di progetto	11
4.3.6.5 Categoria di sottosuolo	13
4.3.7 Calcolo dell'azione sismica – spettri di risposta.....	13
4.3.8 Masse sismiche	13
4.3.9 Metodo di analisi.....	13
4.3.10 Combinazione sisma con altre azioni.....	13
4.3.11 Fattore di struttura.....	14
4.3.12 Spettri di progetto.....	14
4.3.13 Combinazioni di carico	14
4.3.14 Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico.....	15
5. CALCOLO E VERIFICA	17
5.1 METODO DI CALCOLO UTILIZZATO	17
5.2 ANALISI STRUTTURALE IMPALCATO	17
5.2.1 Modello fem	17
5.2.2 Verifica speditiva dei carichi agenti.....	21

5.2.3	Parametri di sollecitazione	22
5.2.4	Analisi delle frequenze di vibrazione.....	22
5.2.5	Verifica delle sezioni	23
5.2.6	Verifica del giunto.....	24
5.2.7	Calcolo delle frecce	25
5.2.8	Verifica della soletta impalcato	26
5.2.9	Reazione sugli appoggi.....	26
5.3	ANALISI STRUTTURALE DELLE SPALLE.....	27
6.	DICHIARAZIONI DI CUI § 10.2 DM 17/01/2018	45

1. PREMESSA

La presente relazione riporta il calcolo delle strutture della passerella pedonale da realizzarsi sul percorso ciclabile in progetto tra i comuni di Posina, Laghi e Velo D'Astico.

Le caratteristiche dell'opera sono le seguenti:

Impalcato

L'attraversamento avviene in unica campata di lunghezza 16.00 metri agli assi appoggio. La struttura è realizzata con travi in acciaio e soletta in calcestruzzo non collaborante, in semplice appoggio. La larghezza complessiva dell'impalcato è di 3.1 metri.

Spalle e fondazioni

Le due spalle sono state progettate uguali tra loro con fondazioni profonde su micropali. Sono costituite da un nodo di fondazione sul quale trovano alloggio gli apparecchi di appoggio dell'impalcato.

Si è individuata la spalla fissa come quella posta in sinistra idrografica, che sarà sede del punto fisso dell'impalcato.

Strategia antisismica

La spalla destinata ad assorbire le azioni sismiche longitudinali sarà posizionata in sinistra idrografica. Sulla spalla "fissa" sarà disposto un appoggio fisso che trasmetterà alla spalla l'intera azione sismica longitudinale e metà dell'azione sisma trasversale dell'impalcato. Gli altri due appoggi saranno del tipo multidirezionale.

All'altra estremità, in corrispondenza della spalla mobile, un appoggio unidirezionale longitudinale consente di trasferire metà dell'azione sismica trasversale esercitata dall'impalcato. Gli altri due appoggi saranno del tipo multidirezionale.

2. ELEMENTI GENERALI

2.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Il progetto è stato eseguito nel rispetto della normativa:

- **L. 05/11/1971 n. 1086** - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica.
- **L. 02/02/1974 n. 64** - Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- **D.M. 17.01.2018** - Norme Tecniche per le Costruzioni.
- **CIRCOLARE 21 Gennaio 2019 n° 7** – Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 17/01/2018.
- **UNI EN 206-1:2006** Calcestruzzo - Parte 1: Specificazione, prestazione, produzione e conformità.
- **UNI 11104:2016** Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1.

2.2 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Calcestruzzo

Nei calcoli di seguito riportati si è utilizzato, a favore di sicurezza, un calcestruzzo la cui resistenza corrisponde alla classe C25/30.

Resistenza caratteristica cubica:	$R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica:	$f_{ck} = 0,83R_{ck} = 24,9 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica media:	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 32,9 \text{ N/mm}^2$
Resistenza media a trazione semplice:	$f_{ctm} = 0,30 f_{ck}^{2/3} = 2,56 \text{ N/mm}^2$
Resistenza media a trazione per flessione:	$f_{ctfm} = 1,2 f_{ctm} = 3,07 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica a trazione semplice(5%):	$f_{ctk} = 0,7f_{ctm} = 1,79 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica a trazione semplice(95%):	$f_{ctk} = 1,3f_{ctm} = 3,33 \text{ N/mm}^2$
Modulo di elasticità longitudinale: N/mm ²	$E_{cm} = 22.000[f_{cm}/10]^{0,3}=31447$

Coefficiente sicurezza SLU

Resistenza di calcolo a compressione SLU:	$f_{cd} = 0,85f_{ck}/\gamma_c = 14,11 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLU:	$f_{ctd} = 0,7f_{ctk}/\gamma_c = 1,19 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente sicurezza SLE

Resistenza di calcolo a compressione SLE:	$f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 24,90 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLE:	$f_{ctd} = f_{ctk}/\gamma_c = 1,79 \text{ N/mm}^2$

Massime tensioni di compressione in esercizio:

combinazione rara
combinazione quasi permanente

$$\sigma_{c,ad} = 0.60f_{ck} = 14,94 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{c,ad} = 0.45f_{ck} = 11,21 \text{ N/mm}^2$$

Acciaio per c.a.

Acciaio per cemento armato tipo B 450 C avente le seguenti caratteristiche:

Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$.
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$.
Modulo elastico	$E_s = 206000 \text{ N/mm}^2$.
Rapporto	$1,15 \leq (f_t / f_y)_k < 1,35$ (frattile 10%)
Rapporto	$(f_y / f_{y,nom})_k \leq 1,25$ (frattile 5%)
Allungamento	$(A_{gt})_k \geq 7,5 \%$ (frattile 10%)
Coefficiente sicurezza SLU:	$\gamma_s = 1,15$
Resistenza di calcolo SLU:	$f_{sd} = f_{yk} / \gamma_c = 391,30 \text{ N/mm}^2$
Tensione di calcolo SLE:	$\sigma_{y,ad} = 0,80f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$

Acciaio per carpenteria metallica

Acciaio per profilati
S355 J2
 $f_y = 355 \text{ MPa}$ ($t \leq 40 \text{ mm}$)
 $f_y = 315 \text{ MPa}$ ($t > 40 \text{ mm}$)

Bulloni

Bulloni ad alta resistenza cl 10.9 per i giunti sulle travi principali
Bulloni ad alta resistenza cl 8.8 per gli altri collegamenti

Barre filettate

Acciaio di classe 8.8 con $f_{u,k} \geq 800 \text{ N/mm}^2$

Si rimanda alla relazione geologica per gli aspetti di dettaglio riguardanti la geologia dell'area in esame.

Si riporta di seguito la sintesi dei parametri geotecnici e di sismicità dell'area utilizzati nel calcolo delle opere:

[illegible]

4. ANALISI DEI CARICHI

4.1 PESI PROPRI STRUTTURALI

Il calcolo dei pesi propri della struttura è condotto automaticamente dal codice di calcolo automatico impiegato sulla base della definizione delle sezioni resistenti degli elementi che costituiscono il modello strutturale. Per l'acciaio si è utilizzato un peso specifico di 7850 kg/m^3 ($\approx 80 \text{ kN/m}^3$). Si considera un incremento del 25% dei pesi propri dell'acciaio per tener conto della bulloneria e degli elementi di irrigidimento della struttura.

4.2 SOVRACCARICHI PERMANENTI

Nei sovraccarichi permanenti rientrano il peso proprio della soletta in calcestruzzo, della pavimentazione e delle strutture in legno:

G2,1 Soletta in cls	2.5 kN/m^2
G2,2 Pavimentazione	1.2 kN/m^2
G2,3 Parapetti	0.6 kN/m

4.3 SOVRACCARICHI DI ESERCIZIO

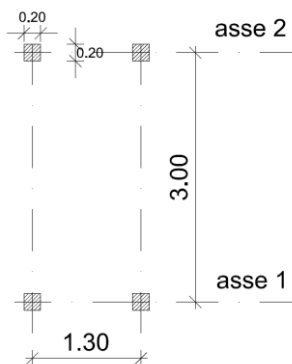
4.3.1 Carichi da folla

Sulla passerella ciclo pedonale si assume lo Schema di carico 5 uniformemente distribuito.



4.3.2 Carichi da traffico

Come indicato al punto C 5.1.8 della Circolare 21/01/2019 n. 7 C.S.LL.PP si prevede, in alternativa del carico da folla, un mezzo di manutenzione o di soccorso avente le caratteristiche di seguito riportate:



Asse 1 = 40 kN

Asse 2 = 80 kN

4.3.3 Azioni sui parapetti

Si considera un carico lineare pari a 1.5 kN/m applicato in corrispondenza del corrimano.

4.3.4 Urto di un tronco sulla trave

Si considera l'azione derivante dall'urto di un tronco galleggiante sulla trave della passerella in condizioni eccezionali di superamento della piena bicentenaria.

Lunghezza tronco	5	m		
Raggio	0.2	m		
Volume	0.628	m ³		
Peso specifico	0.9	KN/m ³		
Massa	0.57	KN		
Velocità tronco	4.60	m/s		
Durata urto	0.10	s		
Piniziale	2.60	KN m /s		
Pfinale	0.00	considero tronco fermo		
Impulso	2.60	KN m /s		
Forza media	26.00	KN	2599.92	kg

4.3.5 Azione di Vento e Neve

L'azione del vento può essere convenzionalmente assimilata ad un carico orizzontale statico, diretto ortogonalmente all'asse del ponte e/o diretto nelle direzioni più sfavorevoli per alcuni dei suoi elementi (ad es. le pile). Tale azione si considera agente sulla proiezione nel piano verticale delle superfici direttamente investite. La superficie dei carichi transitanti sul ponte esposta al vento si assimila ad una parete rettangolare continua dell'altezza di 3 m a partire dal piano stradale.

Vento

DETERMINAZIONE DELLE AZIONI DOVUTE AL VENTO - NTC 2018			
VELOCITA' DI RIFERIMENTO			
Zona		1	
Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della Provincia di Trieste)			
Coefficiente	$v_{b,0}$	25	m/s
Coefficiente	a_0	1000	m
Coefficiente	k_s	0.4	1/s
Altitudine s.l.m.	a_s	450	m
Tempo di ritorno	T_R	50	Anni
CASO DA ANALIZZARE			
Caso a): $a_s \leq a_0$	v_b	25	m/s
Caso b): $a_s \leq a_0 \leq 1500m$	v_b	19.5	m/s
CASO ANALIZZATO	CASO a)		
Coefficiente di ritorno	C_r	1.00	
Velocità di riferimento	V_r	25.02	m/s
PRESSIONE CINETICA DI RIFERIMENTO			
Densità dell'aria	ρ	1.25	kg/m ³
Pressione cinetica di riferimento	q_b	391.2	N/m ²
COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE			
Classe di rugosità del terreno		B	
Aree urbane(non di classe A), suburbane, industriali e boschive			
Categoria di esposizione del sito		IV	
Coefficiente	k_r	0.22	
Coefficiente	z_0	0.3	m
Coefficiente	z_{min}	8	m
Coefficiente topografico	c_t	1	
Altezza costruzione	z	1	m
Caso a): $z \geq z_{min}$	$c_e(z)$	0.478	
Caso b): $z < z_{min}$	$c_e(z_{min})$	1.634	
Coefficiente dinamico	c_d	1	
Coefficiente di forma	c_p	1.4	
PRESSIONE DEL VENTO			
Pressione vento a livello z	$p(z)$	261.83	N/m ²
Pressione vento a livello z_{min}	$p(z_{min})$	895.02	N/m ²

Per un'altezza di 3 metri si ha:

$$q = 3 \times 0.9 = 2.7 \text{ kN/m}$$

Neve

AZIONE DELLA NEVE				
Valore caratteristico del carico neve al suolo				
Zona di riferimento carico neve	Zona I alpina			
Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbania, Vercelli, Vicenza:				
Altitudine m slm	a_s	450	m	
caso da analizzare				
caso a): $a_s \leq 200$ m	q_{sk}	1.50	kN/m ²	
caso b): $a_s > 200$ m	q_{sk}	1.92	kN/m ²	
caso analizzato		caso b		
valore neve di riferimento	q_{sk}	1.92	kN/m ²	
Coefficiente di esposizione				
Topografia del sito	Normale			
Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.				
Coefficiente	C_E	1		
Coefficiente di forma copertura e coefficiente termico				
Angolo inclinazione falda	α	0	°	
Coefficiente di forma	μ_i	0.80		
Coefficiente termico	C_T	1		
Carico della neve				
Carico da neve in copertura	q_s	1.53688075	kN/m ²	

Il carico neve si considera non concomitante con i carichi variabili, salvo che per ponti coperti. Si trascura quindi nel calcolo l'azione della neve.

4.3.6 Azione sismica

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

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.

4.3.6.1 Vita nominale

La vita nominale di progetto V_N di un'opera è convenzionalmente definita come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali. Nel caso in oggetto, l'opera ricade all'interno del tipo di costruzione 2: "Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari". La vita nominale risulta pertanto $V_N > 50$ anni.

4.3.6.2 Classi d'uso

Si considera una classe d'uso II: "Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

4.3.6.3 Periodo di riferimento per l'azione sismica

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U . Tale coefficiente è funzione della classe d'uso e nel caso specifico assume valore pari a 1.0 per la classe d'uso II.

$$V_R = V_N \times C_U = 50 \text{ anni} \times 1.0 = 50 \text{ anni}$$

4.3.6.4 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:

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, in funzione di prefissati valori del periodo di ritorno T_R . L'accelerazione al sito a_g è espressa in $g/10$; F_0 è adimensionale, T_C^* è espresso in secondi.

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.

n°	Comune	Prov	Latitudine	Longitudine
1	Posina	VI	45.791680	11.263207

Qualora la attuale pericolosità sismica su reticolo di riferimento non contempli il periodo di ritorno T_R corrispondente alla V_R e alla P_{VR} fissate, il valore del generico parametro p (a_g , F_0 , T_C^*) ad esso corrispondente potrà essere ricavato per interpolazione, a partire dai dati relativi ai T_R previsti nella pericolosità sismica, utilizzando l'espressione seguente:

$$\log(p) = \log(p_1) + \log\left(\frac{p_2}{p_1}\right) \times \log\left(\frac{T_R}{T_{R1}}\right) \times \left[+ \log\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right) \right]^{-1}$$

Nel caso in esame si utilizzano i valori dei quattro punti del reticolo, sopra definiti, all'interno del quale si trova il punto considerato. Di seguito si riporta l'interpolazione e il calcolo dei differenti parametri principali:

Parametri sismici

	T_R [anni]	a_g [m/s ²]	F_0 [--]	T_C^* [s]
SLO	30	0.394	2.488	0.236
SLD	50	0.532	2.471	0.249
SLV	475	1.455	2.434	0.283
SLC	975	1.887	2.474	0.285

☒ ID Punto 1 = 10958
☐ ID Punto 2 = 10957
☐ ID Punto 3 = 11179
☐ ID Punto 4 = 11180
Dati sismici rilevati correttamente.

< Indietro Avanti >

Informazioni azienda **Esegui nuovo calcolo >>** Chiudi

Aztec Informatica s.r.l. * Corso Umberto, 43 * 87050 Casole Bruzio (CS) * www.aztec.it

4.3.6.5 Categoria di sottosuolo

In base alla natura del terreno e ai parametri individuati, il suolo presente è classificabile in E: "Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m".

Da ciò si ricava il parametro $S = S_S \times S_T$ che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche, essendo S_S il coefficiente di amplificazione stratigrafica ed S_T il coefficiente di amplificazione topografica.

$S_S = 1.20$ per una categoria topografica T2

4.3.7 Calcolo dell'azione sismica – spettri di risposta

Nei metodi pseudostatici l'azione sismica è definita mediante un'accelerazione equivalente costante nello spazio e nel tempo.

4.3.8 Masse sismiche

Le masse considerate sono quelle relative ai soli pesi propri e carichi permanenti del ponte.

4.3.9 Metodo di analisi

Si effettua l'analisi statica equivalente essendo lo stesso metodo da considerarsi quale metodo normale ovvero usuale per l'analisi sismica di strutture analoghe a quella in questione.

4.3.10 Combinazione sisma con altre azioni

Si combina l'azione sismica con i soli carichi permanenti delle opere: il D.M. 17/01/2018 consente al progettista di valutare l'opportunità di considerare quale massa sismica oltre alle masse permanenti, anche una quota parte di quelli accidentali da traffico. Tuttavia viste le assunzioni conservative già assunte si trascura tale opportunità.

4.3.11 Fattore di struttura

Si assume un fattore di struttura, per la definizione dello spettro orizzontale di progetto per lo stato limite ultimo, pari a 1, di conseguenza nel proseguo si parlerà indifferentemente di spettro di risposta elastico e spettro di progetto per lo stato limite ultimo, essendo di fatto coincidenti.

4.3.12 Spettri di progetto

Spettri di progetto: assumendo il coefficiente di struttura pari a 1 si caratterizza l'azione sismica utilizzando gli spettri elastici proposti dal D.M. 17/01/2018.

Le formule considerate per l'implementazione dello spettro della componente orizzontale sono:

Spettro di risposta elastico delle componenti orizzontali

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Spettro di risposta elastico delle componenti verticali

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

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

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

Nel caso in esame si considera un valore dello spettro elastico compreso nei tratti $T_B < T < T_C$. Si ottiene, per lo SLV, un valore di $S_e(T)/g = 0.82$.

4.3.13 Combinazioni di carico

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 geotecnico (GEO), facente riferimento ai coefficienti A2.

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

Le combinazioni di carico considerate sono le seguenti:

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

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

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

$$\text{SLE QUASI PERMANENTE: } G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \Psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

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

4.3.14 Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, vengono considerate le combinazioni riportate nella tabella 5.1.IV del DM 17.01.18.

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

	Carichi sulla superficie carrabile					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili non sormontabili
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
Gruppo di azioni	Modello principale (schemi di carico 1, 2, 3, 4 e 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura	Forza centrifuga	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5KN/m ²
2a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0KN/m ²
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0KN/m ²			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0KN/m ²
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				
(*) Ponti pedonali						
(**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)						
(***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali						

I coefficienti parziali di sicurezza γ e i coefficienti di combinazione Ψ assegnati ai gruppi di azioni da traffico sono desunti dalle tab. 5.1.V e 5.1.VI del DM 17.01.18.

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

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli sfavorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90	1,00	1,00
			1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾ g_2	favorevoli sfavorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
			1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli sfavorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
			1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli sfavorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
			1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
			1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
			1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

⁽²⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio carichi permanenti portati), sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota 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

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

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 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 (folia)	–	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

5. CALCOLO E VERIFICA

5.1 METODO DI CALCOLO UTILIZZATO

I calcoli sono stati eseguiti secondo i principi della scienza e della tecnica delle costruzioni e utilizzando il metodo degli stati limite (D.M. 17/01/2018). Le verifiche sono condotte agli stati limite ultimi.

L'analisi condotta sul modello è del tipo statica lineare per quanto riguarda le azioni di carico applicate in modo statico alla struttura; per quanto riguarda l'analisi sismica, la stessa è stata condotta con un'analisi statica equivalente applicando le forze orizzontali generati dalle forze di inerzia come carichi statici equivalenti. Entrambe i metodi di analisi sono del tipo analisi elastica lineare.

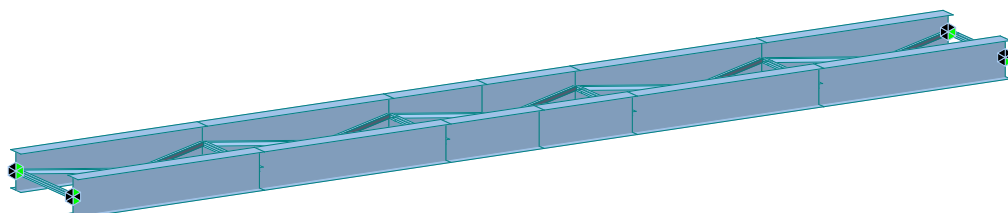
5.2 ANALISI STRUTTURALE IMPALCATO

5.2.1 Modello fem

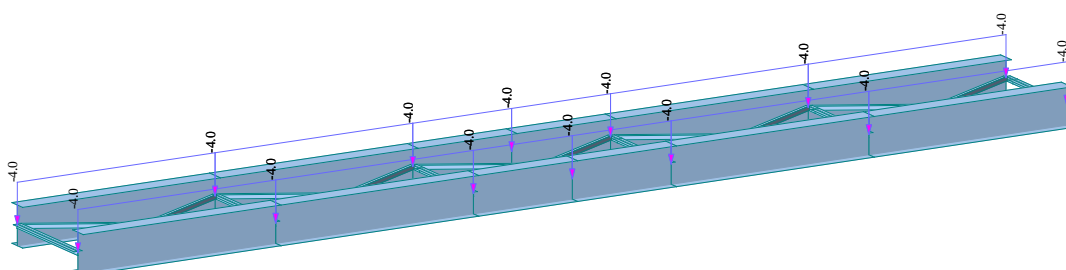
L'analisi tridimensionale delle strutture sotto le azioni statiche e sismiche viene effettuata mediante il programma di calcolo agli elementi finiti MIDAS GEN.

La struttura è costituita da elementi tipo travi modellati con elementi tipo "beam".

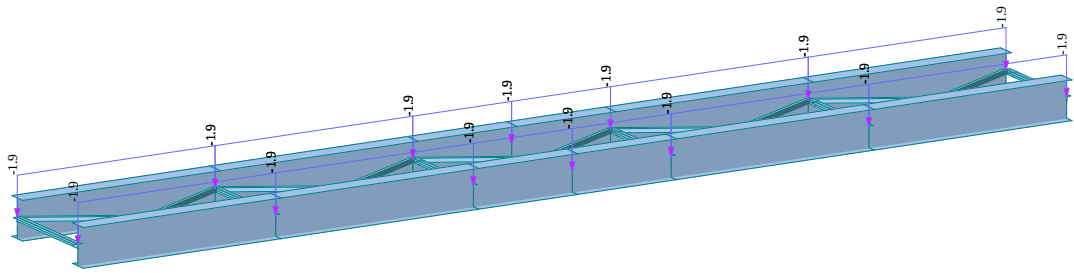
I carichi applicati sono di tipo lineare uniforme, assegnati rispettivamente alla trave mediante le aree di carico dell'impalcato.



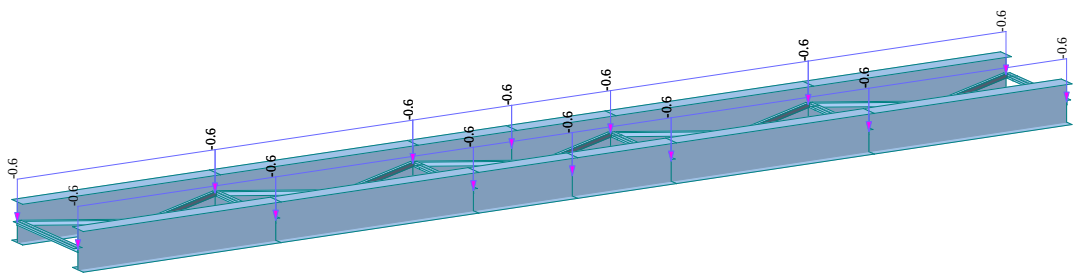
Modello fem solido – vista 3d



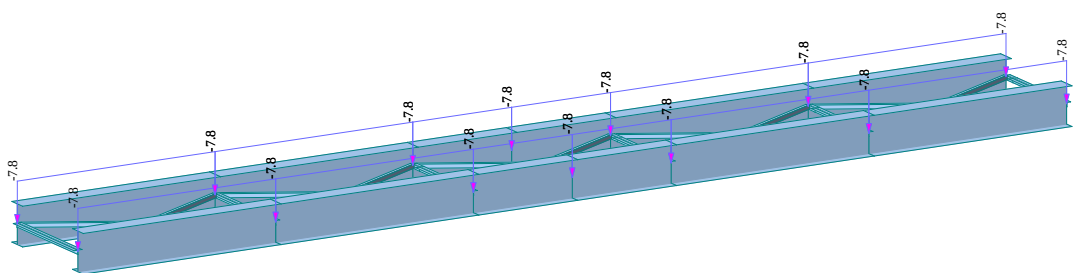
Carico verticale permanente soletta



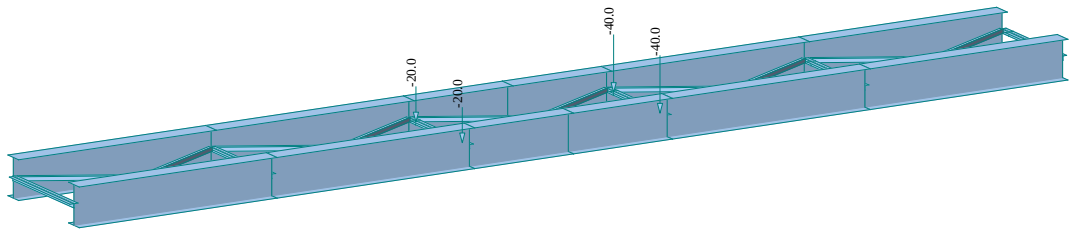
Carico verticale permanente pavimentazione



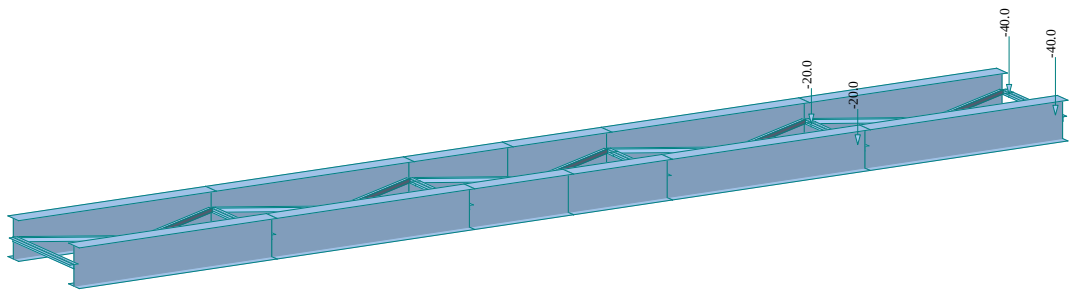
Carico verticale permanente parapetto



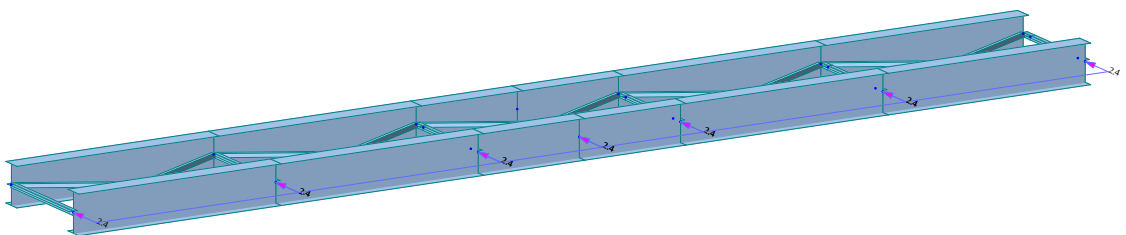
Carico verticale variabile folla



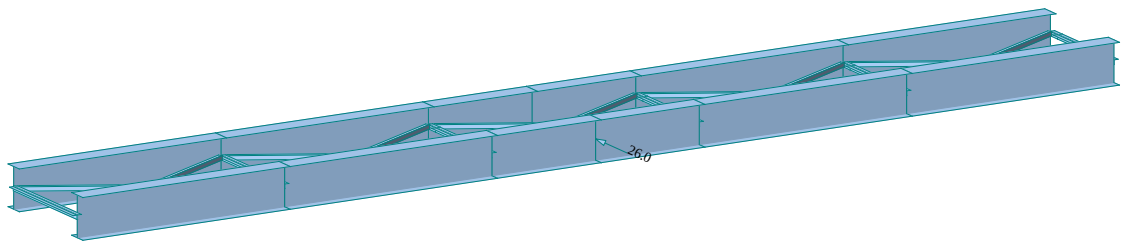
Carico verticale variabile mezzo di soccorso momento massimo



Carico verticale variabile mezzo di soccorso taglio massimo



Carico da vento



Urto con tronco

5.2.2 Verifica speditiva dei carichi agenti

Si compie una verifica speditiva per verificare l'entità dei carichi inseriti nel modello di calcolo.

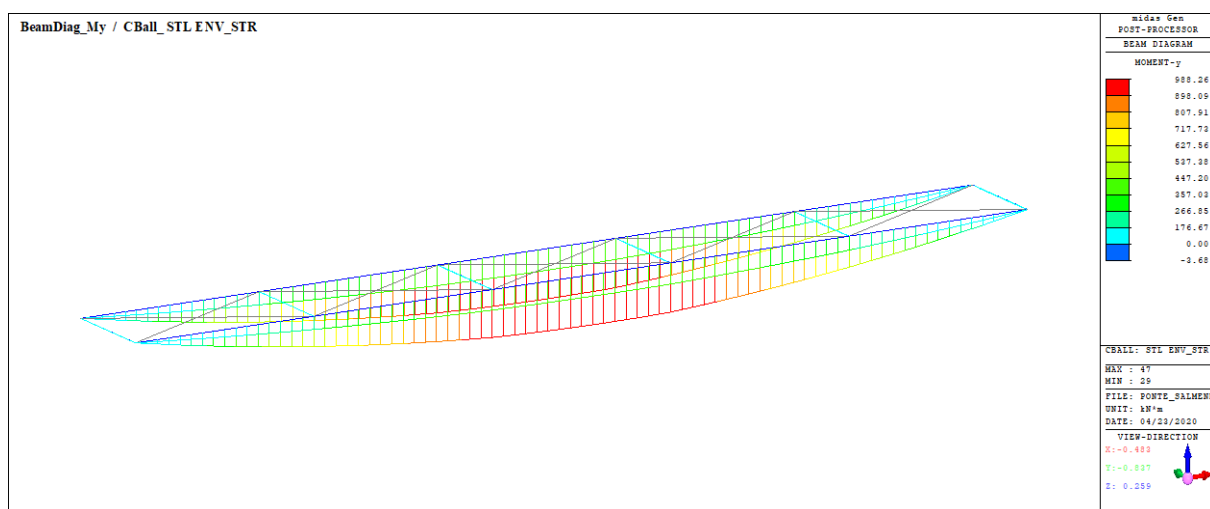
Carichi derivanti da calcolo speditivo:

	n°	A	B	H	VOLUME	PESO SPECIFICO	PESO TOTALE
		m	m	m	m ³	kN/m ³	kN
PESO PROPRIO G1							
TRAVI IN ACCIAIO	2	16		1.25		1.78	71
TRAVERSI	6	1.2		1.25		0.491	4
						G1	76
PESO PERMANENTE G2,1							
PESO SOLETTA	1	16	3.1			2.5	124
						G2,1	124
PESO PERMANENTE G2,2							
PESO PAVIMENTAZIONE	1	16	3.1			1.2	60
						G2,2	60
PESO PERMANENTE G2,3							
PESO PARAPETTO	2	16				0.6	19.2
						G2,4	19
CARICO VARIABILE Q1,1							
FOLLA	1	16	3.1			5	248
						Q1,1	248
PESO VARIABILE Q1,2							
MEZZO SOCCORSO							120
						Q1,2	120
PESO VARIABILE Q1,3							
MEZZO SOCCORSO							120
						Q1,3	120
CARICO VENTO Q2							
VENTO	1	16				2.4	38
						Q2	38
CARICO URTO Q3							
URTO						26	26
						Q3	26

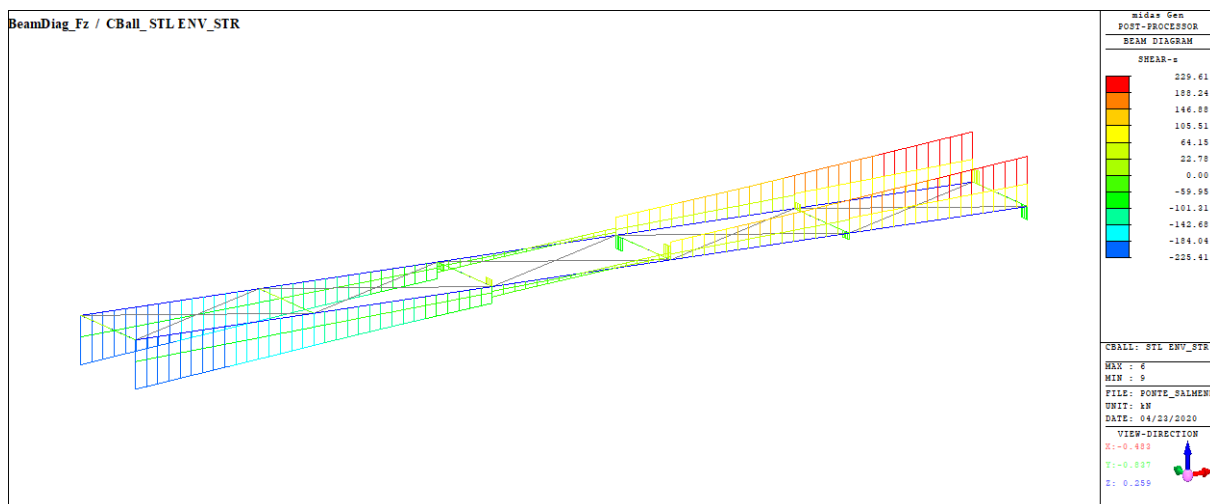
Carichi derivanti da modello di calcolo:

	Node	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)	MZ (kN*m)
SUMMATION OF REACTION FORCES PRINTOUT								
		Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)			
		G1	0.000000	0.000000	75.584629			
		G2,1	0.000000	0.000000	128.000000			
		G2,2	0.000000	0.000000	60.800000			
		G2,3	0.000000	0.000000	19.200000			
		Q1,1	0.000000	0.000000	248.000000			
		Q1,2	0.000000	0.000000	120.000000			
		Q1,3	0.000000	0.000000	120.000000			
		Q2	0.000000	-38.400000	0.000000			
		Q3	0.000000	-26.000000	0.000000			

5.2.3 Parametri di sollecitazione



Parametro di sollecitazione momento flettente SLU



Parametro di sollecitazione taglio SLU

5.2.4 Analisi delle frequenze di vibrazione.

Viene infine eseguito un calcolo delle frequenze di vibrazione delle prime forme modali (p.to C 5.1.8.1 della Circ. 21/01/2019 n. 7 C.S.LL.PP.) allo scopo di controllare che le frequenze principali ricadano al di fuori degli intervalli tipici dei sovraccarichi in movimento riportati dalla

norma ($1 \text{ Hz} \leq f \leq 3 \text{ Hz}$ per le azioni verticali e $0.5 \text{ Hz} \leq f \leq 1.5 \text{ Hz}$ per le azioni orizzontali trasversali).

Si riportano di seguito periodi e frequenze di vibrazione relativamente alla 1a e 2a forma modale corrispondenti rispettivamente alle oscillazioni verticale e orizzontale.

I° modo di vibrare $T_1 = 0.227 \text{ sec}$ $f_1 = 4.39 \text{ Hz}$

II° modo di vibrare $T_2 = 0.147 \text{ sec}$ $f_2 = 6.78 \text{ Hz}$

5.2.5 Verifica delle sezioni

Si riporta di seguito la verifica della trave principale:

Si riporta di seguito la verifica della trave principale:

$M_{Ed} = 990 \text{ kNm}$

$V_{Ed} = 230 \text{ kN}$

La sezione ha le seguenti caratteristiche:

Doppio T Laminati - F1 per aiuto

File Tipo Profilo Collegamenti Giunto Flangiato AcciaioCl Normativa: NTC ?

☐ IPE ☐ IPN ☐ HEAA ☐ HL ☐ Ordina per ☒ Wy ☐ ly ☐ g

☒ HEA ☐ IPEA ☐ HEX ☐ UB

☐ HEB ☐ IPEO ☐ HD ☐ UC

☐ HEM ☐ IPEX ☐ HP ☐ W

Acciaio: S355 (Fe510) f_y [N/mm2] 355 f_u 510

Lunghezze di libera inflessione [m]: l_{0y} 0 l_{0z} 0

N_{Ed} [kN] 0

Aggiorna Tabella

designation	g (Kg/m)	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r1 (mm)
HE 360 A	112.0	350	300	10.00	17.50	27.00
HE 400 A	125.0	390	300	11.00	19.00	27.00
HE 450 A	140.0	440	300	11.50	21.00	27.00
HE 500 A	155.0	490	300	12.00	23.00	27.00
HE 550 A	166.0	540	300	12.50	24.00	27.00
HE 600 A	178.0	590	300	13.00	25.00	27.00
UC 600 A	180.0	600	300	13.00	26.00	27.00

Plotta

HE 600 A

$N_{by,Rd}$ [kN] 7 448 $M_{cy,Rd}$ [kNm] 1 809

$N_{bz,Rd}$ [kN] 7 448 $M_{cz,Rd}$ [kNm] 390.8

$V_{ply,Rd}$ [kN] 1 820 $V_{plz,Rd}$ [kN] 2 928

g (Kg/m): 178

h (mm): 590 r2 (mm): 0

b (mm): 300 A (cm2): 226.5 i_y (cm): 24.97 i_z (cm): 7.05

tw (mm): 13 I_y (cm4): 141 200 I_z (cm4): 11 270 I_T (cm4): 397.8

tf (mm): 25 W_y (cm3): 4 787 W_z (cm3): 751.4 I_w (cm6): 8 978 000

r1 (mm): 27 $W_{pl,y}$ (cm3): 5 350 $W_{pl,z}$ (cm3): 1 156

Classe Sezione

Compressione 4

Flessione My 1

Flessione Mz 1

Presso-Flessione 1

Verifiche

Presso Flessione

Svergolamento

5.2.6 Verifica del giunto

Si dimensiona il giunto utilizzando il diagramma di sollecitazione che porta a snervamento la trave.

Momento M_{Rd} : 1458 kNm

Taglio V_{Rd} = 486 kN

Il giunto è realizzato con 10 bulloni M24 in corrispondenza delle ali e con 8 bulloni M24 in corrispondenza dell'anima.

Giunto sulle ali

La distanza tra le due ali è pari a 540 mm

Il taglio assorbito dai bulloni delle ali è pari a:

$$T = M/b = 1458000/540 = 2700 \text{ kN}$$

Il taglio assorbito dal singolo bullone (due superfici di contatto) delle ali è pari a:

$$F_{VEd} = 2700/10/2 = 135 \text{ kN}$$

Giunto sull'anima

Il taglio assorbito dal singolo bullone (due superfici di contatto) dell'anima è pari a:

$$F_{VEd} = 486/8/2 = 31 \text{ kN}$$

Verifica a taglio del bullone:

DATI INGRESSO				
Classe del bullone	10.9			
Tensione di snervamento bullone	f_{yb}	900	N/mm ²	
Tensione di rottura bullone	f_{ub}	1000	N/mm ²	
Azione di taglio di calcolo	$F_{V,Ed}$	135.00	kN	
Coefficiente resistenza bulloni	γ_{M2}	1.25		
Coefficiente resistenza scorrimento (SLU)	γ_{M3}	1.25		
Coefficiente resistenza scorrimento (SLE)	γ_{M3}	1.1		
Coefficiente precarico bulloni alta resistenza	γ_{M7}	1.1		
Diametro del bullone	d_b	24		
Diametro della sezione nominale (gambo)	d_b	24	mm	
Diametro della sezione resistente (filettatura)	d_{res}	21.19	mm	
Area sezione resistente della vite (gambo)	A	452.39	mm ²	
Area sezione resistente della vite (filettatura)	A_{res}	352.50	mm ²	
VERIFICA A TAGLIO DEL BULLONE				
Coefficiente (0.6 per 4.6-5.6-8.8 - 0.5 per 6.8 10.9)	α_v	0.5		
Resistenza di calcolo a taglio dei bulloni (gambo)	$F_{V,Rd}$	180.96	kN	
Resistenza di calcolo a taglio dei bulloni (filettatura)	$F_{V,Rd}$	141.00	kN	
Rapporto	$F_{V,Ed} / F_{V,Rd}$	0.746	<	1
Rapporto	$F_{V,Ed} / F_{V,Rd}$	0.957	<	1

Verifica a rifollamento della lamiera:

DATI INGRESSO				
Classe del bullone	10.9			
Tensione di snervamento bullone	f_{yb}	900	N/mm ²	
Tensione di rottura bullone	f_{tb}	1000	N/mm ²	
Tensione nominale di snervamento materiale piastra	f_{tk}	355	N/mm ²	
Azione di taglio di calcolo	$F_{V,Ed}$	270.00	kN	
Coefficiente resistenza bulloni	γ_{M2}	1.25		
Coefficiente resistenza scorrimento (SLU)	γ_{M3}	1.25		
Coefficiente resistenza scorrimento (SLE)	γ_{M3}	1.1		
Coefficiente precarico bulloni alta resistenza	γ_{M7}	1.1		
Diametro del bullone	d_b	24		
Diametro della sezione nominale (gambo)	d_b	24	mm	
Diametro della sezione resistente (filettatura)	d_{res}	21.19	mm	
Area sezione resistente della vite (gambo)	A	452.39	mm ²	
Area sezione resistente della vite (filettatura)	A_{res}	352.50	mm ²	
Spessore della piastra collegata	t	25	mm	
Distanza	e_1	55	mm	
Distanza	e_2	55	mm	
Distanza	p_1	80	mm	
Distanza	p_2	80	mm	
Diametro nominale del bullone	d	24	mm	
Diametro del foro	d_0	25.5	mm	
VERIFICA A RIFOLLAMENTO DELLA LAMIERA				
Bulloni di bordo				
Direzione del carico applicato	α	0.719		
Direzione perpendicolare al carico applicato	k	2.500		
Bulloni interni				
Direzione del carico applicato	α	0.796		
Direzione perpendicolare al carico applicato	k	2.500		
Resistenza di calcolo a rifollamento del piatto dell'unione				
Resistenza di calcolo a rifollamento (bulloni di bordo)	$F_{b,Rd}$	306.27	kN	
Resistenza di calcolo a rifollamento (bulloni interni)	$F_{b,Rd}$	338.99	kN	
Rapporto	$F_{V,Ed} / F_{b,Rd}$	0.88	<	1
Rapporto	$F_{V,Ed} / F_{b,Rd}$	0.80	<	1

5.2.7 Calcolo delle frecce

La freccia per peso proprio trave e travesi risulta pari a 7 mm

La freccia per peso proprio soletta risulta pari a 12 mm

La freccia per peso proprio pavimentazione risulta pari a 6 mm

La freccia per peso proprio parapetto risulta pari a 2 mm

La freccia totale per pesi propri risulta pari a 27 mm ovvero 1/592 L

La freccia per soli carichi variabili è pari a 23 mm ovvero 1/695 L

5.2.8 Verifica della soletta impalcato

Per il calcolo della soletta di impalcato si fa riferimento alle tabelle fornite dal produttore della lamiera.

Per il modello adottato HI BOND TIPO A55-P600 10/10 con soletta in calcestruzzo spessore 12 centimetri si può raggiungere, con il carico variabile previsto in progetto di 5 kN/m², una luce pari a 3.19 m. Nel nostro caso la luce di calcolo è pari a 1.80 metri.

TIPO A 55/P 600 - HI-BOND

HI-BOND TYPE A 55/P 600

Luce massima in metri per solai HI-BOND - Max spans in meters - Max entr'axes en metres -
Max spannweite in metern

H Soletta Slab Dalle Decke mm	Spessore Thickness Epaisseur Stärke mm	Sovraccarico utile uniformemente distribuito KN/m ² - Useful overload evenly distributed KN/m ² Surcharge utile uniformement repartie KN/m ² - Nutzlast gleichmassig verteilt KN/m ²													
		1,50	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50	5,00	5,50	6,00	7,00	8,00	10,00	12,00
10	0,70	3,30	3,18	3,07	2,97	2,88	2,79	2,72	2,64	2,58	2,52	2,41	2,31	2,15	1,88
	0,80	3,55	3,42	3,29	3,18	3,08	2,99	2,91	2,83	2,76	2,69	2,56	2,44	2,26	1,88
	1,00	4,01	3,85	3,70	3,57	3,39	3,24	3,12	3,01	2,91	2,83	2,69	2,57	2,26	1,88
	1,20	4,41	4,23	3,94	3,71	3,53	3,37	3,24	3,13	3,03	2,95	2,80	2,68	2,26	1,88
11	0,70	3,20	3,10	3,01	2,93	2,85	2,78	2,72	2,65	2,60	2,54	2,44	2,36	2,21	2,08
	0,80	3,44	3,34	3,24	3,15	3,06	2,98	2,91	2,85	2,78	2,73	2,62	2,52	2,36	2,08
	1,00	3,89	3,76	3,64	3,54	3,44	3,35	3,27	3,19	3,12	3,05	2,93	2,80	2,50	2,08
	1,20	4,29	4,14	4,01	3,89	3,78	3,67	3,53	3,41	3,30	3,21	3,04	2,91	2,50	2,08
12	0,70	3,09	3,02	2,94	2,87	2,81	2,75	2,70	2,64	2,59	2,55	2,46	2,38	2,24	2,13
	0,80	3,33	3,25	3,17	3,09	3,02	2,96	2,89	2,84	2,78	2,73	2,64	2,55	2,40	2,27
	1,00	3,77	3,66	3,57	3,48	3,40	3,33	3,25	3,19	3,13	3,07	2,96	2,86	2,69	2,27
	1,20	4,15	4,04	3,93	3,83	3,74	3,65	3,57	3,50	3,43	3,36	3,24	3,13	2,72	2,27
13	0,70	2,99	2,93	2,87	2,81	2,76	2,71	2,66	2,62	2,58	2,53	2,46	2,39	2,27	2,16
	0,80	3,22	3,15	3,09	3,03	2,91	2,91	2,86	2,81	2,77	2,72	2,64	2,56	2,43	2,31
	1,00	3,65	3,56	3,49	3,41	3,35	3,28	3,22	3,16	3,11	3,06	2,96	2,88	2,72	2,43
	1,20	4,03	3,93	3,84	3,76	3,68	3,61	3,54	3,48	3,42	3,36	3,25	3,15	2,92	2,43

5.2.9 Reazione sugli appoggi

Valori caratteristici reazioni verticali

		PROPRIO	SOLETTA	PAVIMENTAZIONE	PARAPETTO	FOLLA	MEZZO
		G1	G2,1	G2,2	G2,3	Q1,1	Q1,2
APPOGGIO 1	kN	18.8	32	15.2	4.8	62	56
APPOGGIO 2	kN	18.8	32	15.2	4.8	62	56
TOTALE	kN	37.6	64	30.4	9.6	124	112

Azione del vento

La pressione del vento è pari a 2.4 kN/m

Sulla singola spalla si ha un carico orizzontale trasversale pari a:

$$F = 2.4 \times 16 / 2 = 19.2 \text{ kN}$$

Azione sismica

Il ponte è costituito da una singola campata in semplice appoggio su spalle, indipendenti le une dalle altre. La campata è vincolata, in senso orizzontale, con un vincolo fisso alla spalla di appoggio da un lato e con uno scorrevole in corrispondenza dell'altra spalla.

Per tale motivo (spalle rigidamente connesse all'impalcato) il fattore di struttura è assunto pari a $q = 1.0$ (par. 7.9.2.1 e 7.9.5.4.2 del D.M. 17/01/1'8), e l'accelerazione spettrale vale S_{ag} (struttura che si muove con il terreno).

$$S = 1.2$$

$$a_g = 0.1455 \text{ g}$$

$$S_e(t) = 1.2 \times 0.1455 = 0.18$$

Il peso totale dell'impalcato è pari a 283.2 kN

L'azione sismica orizzontale longitudinale totale è pari a:

$$E_x = 283.2 \times 0.18 = 51 \text{ kN}$$

Tale azione verrà assorbita completamente dalla spalla fissa. Sul singolo appoggio si esercita un'azione pari a:

$$E_x = 51 / 2 = 26 \text{ kN}$$

L'azione sismica orizzontale trasversale totale è pari a:

$$E_y = 51 \text{ kN}$$

Tale azione verrà assorbita da entrambe le spalle. Sul singolo ritegno trasversale si esercita un'azione pari a:

$$E_x = 51 / 2 = 26 \text{ kN}$$

5.3 ANALISI STRUTTURALE DELLE SPALLE

Analisi dei carichi

Oltre ai carichi derivanti dall'impalcato precedentemente calcolati sulla spalla agisce la spinta del terreno, la spinta del sovraccarico a tergo del muro paraghiaia, l'incremento della spinta dovuto al sisma, la forza sismica dovuta all'inerzia della spalla.

Spinta delle terre

Caratteristiche meccaniche del terreno:

Peso di volume del terreno: 18 kN/m^3

Angolo di attrito del terreno: 35°

Coesione: 0 kN/m^3

Spinte del terreno:

Si considera una spinta a riposo del terreno sulle pareti. Il coefficiente di spinta a riposo è pari a $K_0 = 1 - \sin\phi = 0.42$

La spinta sul muro vale:

$$S = 18 \times 0.42 \times 1.9^2/2 = 14 \text{ kN/m}$$

Spinta del sovraccarico

$$S_s = 20 \times 0.42 = 8.4 \text{ kN/m}$$

Spinta sismica del terreno sulle pareti

Nel caso di strutture rigide che sono completamente vincolate, la forza dinamica dovuta all'incremento di spinta del terreno può essere preso uguale a (cf. EC8 - Wood):

$$\Delta E_d = \alpha \cdot S \cdot \gamma \cdot H^2$$

dove $\alpha = a_g/g = 0.1455$

$$S = 1.2$$

Peso di volume del terreno: 18 kN/m^3

Altezza della parete: $H = 1.9 \text{ m}$

$$\text{Incremento di pressione } \Delta E_d = 0.1455 \times 1.2 \times 18 \times 1.9^2 = 12 \text{ kN/m}$$

Forza sismica sull'inerzia sulla spalla:

la massa della spalla è pari a 40 kN/m

L'azione orizzontale dovuta al sisma sull'inerzia della spalla è pari a:

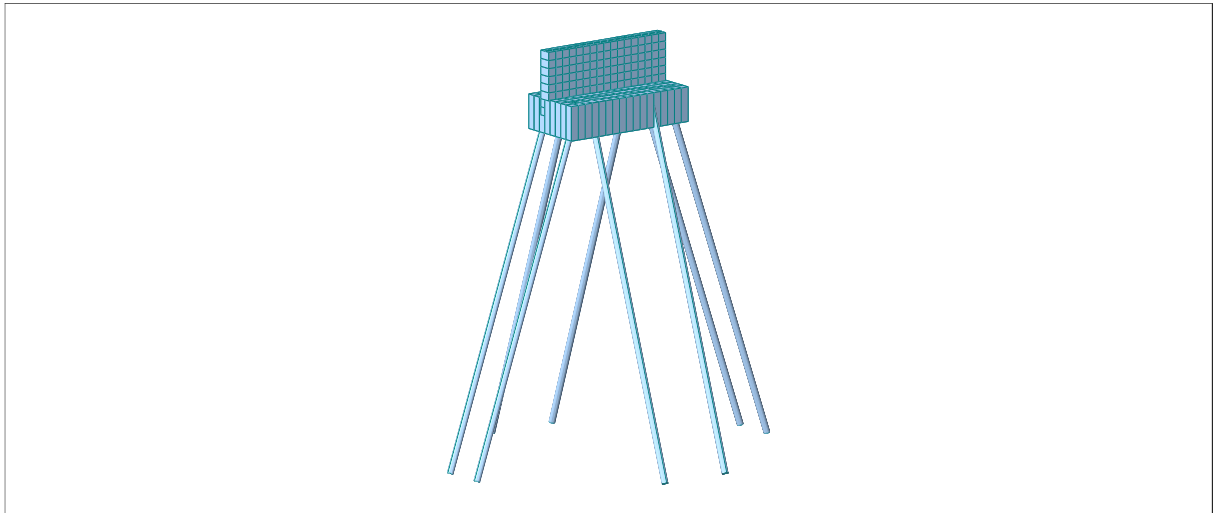
$$F = 40 \times 0.18 = 7.2 \text{ kN/m}$$

Modello di calcolo

L'analisi tridimensionale delle strutture sotto le azioni statiche e sismiche viene effettuata mediante il programma di calcolo agli elementi finiti MIDAS.

La struttura è costituita da elementi tipo "plate" per le parti in calcestruzzo e tipo "truss" per i micropali che possono trasmettere solo sforzi di trazione e compressione.

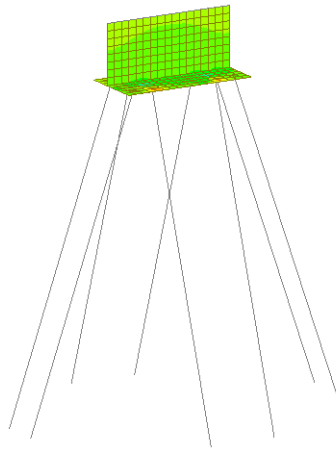
I carichi applicati sono di tipo concentrato assegnati ai nodi di appoggio delle travi.



Modello fem solido – vista 3d

Parametri di sollecitazione

PltForc_Mxx / CBall_RC ENV_STR

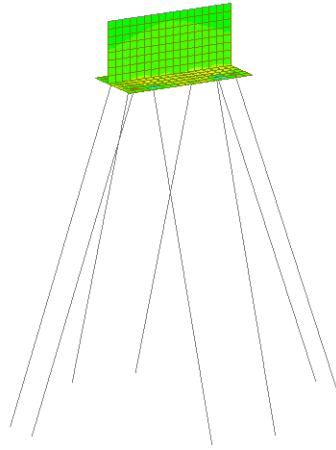


Widas Gen POST-PROCESSOR
PLATE FORCE
MOMENT-Max
85.81
68.38
50.96
33.53
16.11
0.00
-18.74
-36.16
-53.59
-71.01
-88.44
-105.86

CBALL: RC ENV_STR
AVG MODAL
MAX : 237
MIN : 233
FILE: SPALLA
UNIT: KN*m/m
DATE: 08/02/2020
VIEW-DIRECTION
X: -0.483
Y: -0.837
Z: 0.259

Momento flettente Mxx SLU

PltForc_Mxx / CBall_RC ENV_SER

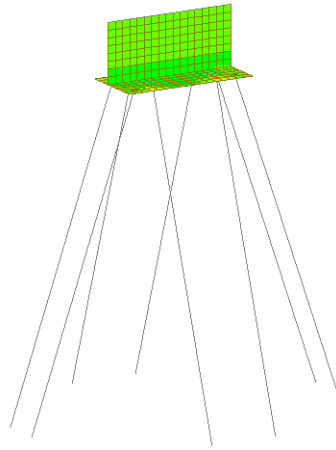


Widas Gen POST-PROCESSOR
PLATE FORCE
MOMENT-Max
57.20
49.17
41.13
33.09
25.05
17.02
8.98
0.00
-7.10
-15.14
-23.17
-31.21

CBALL: RC ENV_SER
AVG MODAL
MAX : 237
MIN : 243
FILE: SPALLA
UNIT: KN*m/m
DATE: 08/02/2020
VIEW-DIRECTION
X: -0.483
Y: -0.837
Z: 0.259

Momento flettente Mxx SLE Combinazione RARA

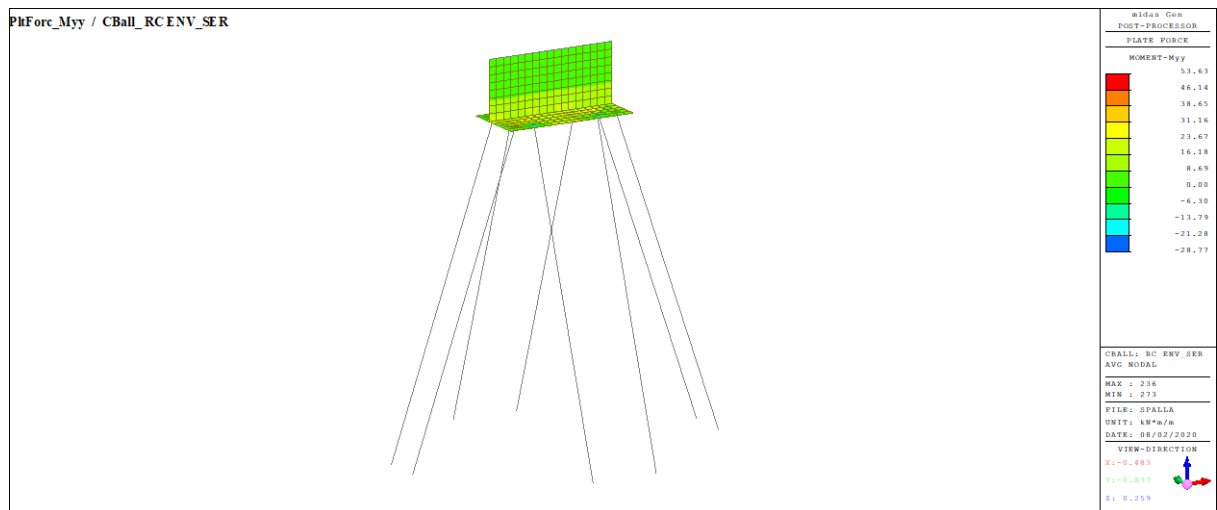
PltForc_Myy / CBall_RC ENV_STR



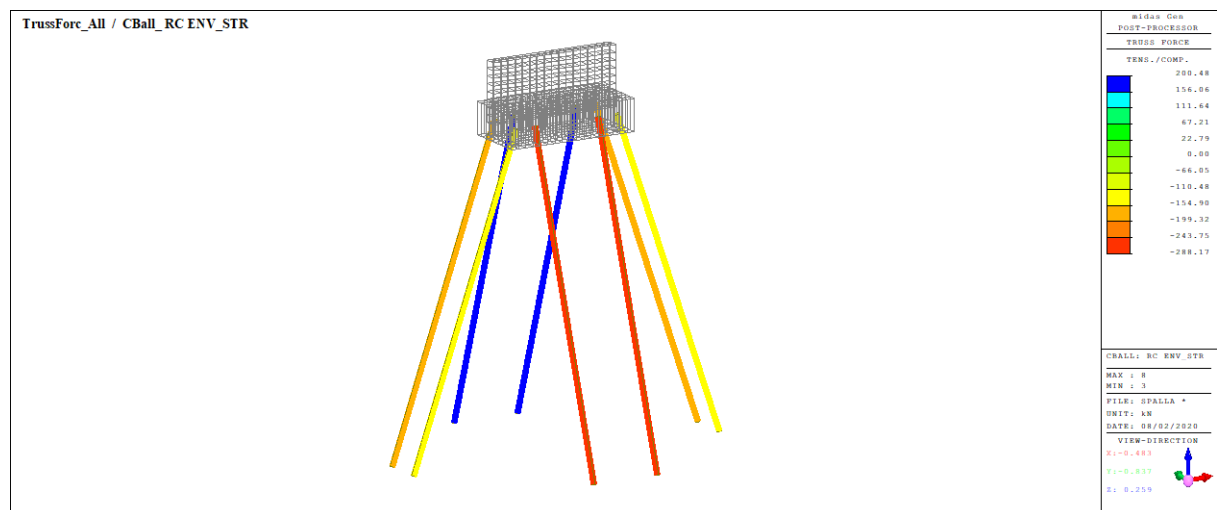
Widas Gen POST-PROCESSOR
PLATE FORCE
MOMENT-Myy
80.44
64.64
48.84
33.03
17.23
0.00
-14.38
-30.18
-45.98
-61.78
-77.59
-93.39

CBALL: RC ENV_STR
AVG MODAL
MAX : 236
MIN : 243
FILE: SPALLA
UNIT: KN*m/m
DATE: 08/02/2020
VIEW-DIRECTION
X: -0.483
Y: -0.837
Z: 0.259

Momento flettente Myy SLU



Momento flettente Myy SLE Combinazione RARA



Sforzo normale nei micropali di fondazione SLU

Verifica delle sezioni

Fondazione - Direzione XX

Verifica della sezione allo SLU

$$M_{\max} = 106 \text{ kNm}$$

$$H = 80 \text{ cm}$$

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

$$A_s = 5 \phi 20$$

$$A'_s = 5 \phi 20$$

Verifica C.A. S.L.U. - File: Fondazione_Mxx_SLU

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO: Fondazione Mxx SLU

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	80	1	15.71	5
			2	15.71	75

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{Ed} 0 kNm
M_{yEd} 0

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
S.L.U. + Metodo n S.L.U.
Tipo flessione
Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C C25/30

ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 14.17 N/mm²
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 9.75 N/mm²
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6
τ_{c1} 1.829

M_{xRd} 447.1 kNm
σ_c -14.17 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 47.79 ‰
d 75 cm
x 5.118 x/d 0.06824
ξ 0.7

Verifica: M_{Ed} = 106 kNm < M_{Rd} = 447.1 kNm

Verifica a punzonamento

Si verifica la piastra a punzonamento esercitato dal tubo metallico del micropalo

N_{max} = 288 kN

DATI DI INGRESSO		
Tipo di appoggio (I = interno ; B = bordo ; A = angolo)	INTERNO	I
Diametro pilastro	m	0.127
Altezza piastra	m	0.8
Reazione di appoggio per carichi permanenti Q _p	kN	288
Reazione di appoggio per carichi variabili Q _a	kN	0
Reazione di appoggio totale Q _t	kN	288
Coefficiente amplificativo carichi permanenti γ _p		1.5
Coefficiente amplificativo carichi variabili γ _v		0
Resistenza caratteristica cubica del cls R _{ck}	N/mm²	30
Valore caratteristico della resistenza a trazione del cls f _{ctk}	N/mm²	1.824774937
Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio f _{yk}	N/mm²	450
Coefficiente di riduzione γ _c		1.5
Coefficiente di riduzione γ _s		1.15
Angolo tra l'armatura a punzonamento e il piano della lastra	deg	90
Diametro delle staffe	mm	0
Diametro dei ferri piegati	mm	0
Numero braccia delle staffe che intersecano la linea di rottura		0
ELABORAZIONE		
Valore di calcolo della reazione di appoggio V _d = Q _p ·γ _p +Q _a ·γ _a	N	432000
Perimetro del contorno di verifica U	m	2.91225639
Valore di calcolo della resistenza a trazione del cls f _{ctd} = f _{ctk} /γ _c	N/mm²	1.216516625
F _{rd1} = 0.5·U·h·f _{ctd}	N	1417123.325
NON SERVE ARMATURA PER PUNZONAMENTO		F _{rd1} > V _d
F _{rd2} = 2·F _{rd1}	N	2834246.651
NON SERVE CAMBIARE ALTEZZA DELLA PIASTRA		F _{rd2} > V _d

Verifica SLE tensioni

M_{max} = 57 kNm (comb. Rara)

H = 80 cm

B = 100 cm

As = 5 ϕ 20
A's = 5 ϕ 20

Verifica C.A. S.L.U. - File: Fondazione_Mxx_Tensioni

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : Fondazione Mxx Tensioni

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	80

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15.71	5
2	15.71	75

Tipo Sezione
☒ Rettang. ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Diagramma di sezione:

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{Ed} 0 kNm
M_{yEd} 0

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm]
xN 0
yN 0

Metodo di calcolo
☐ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☒ Metodo n

Materiali
B450C C25/30

ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 14.17 N/mm²
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 9.75 N/mm²
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6
τ_{c1} 1.829

σ_c -0.8842 N/mm²
σ_s 51.89 N/mm²
ε_s 0.2594 ‰
d 75 cm
x 15.27 x/d 0.2036
ξ 0.7

Verifica
N° iterazioni: 5

☐ Precompresso

Verifica

$$\sigma_{c,ad} = 0.88 \text{ MPa} < \sigma_{c,ad} = 0.60 f_{ck} = 14.94 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 51.89 \text{ MPa} < \sigma_{y,ad} = 0.80 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$$

Verifica SLE fessurazione

$M_{\max} = 57 \text{ kNm}$ (comb. Rara)

$H = 80 \text{ cm}$

$B = 100 \text{ cm}$

$A_s = 5 \phi 20$

$A's = 5 \phi 20$

DATI DI INGRESSO				
Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	R_{ck}	30	N/mm^2	
Coefficiente di sicurezza	γ_d	1.5		
Modulo di elasticità acciaio	E_a	210000	N/mm^2	
Momento sollecitante	M	57	kNm	
Altezza sezione	h	80	cm	
Larghezza della sezione	b	100	cm	
Copriferro	C	5	cm	
Diametro barre 1	ϕ_1	20	mm	
Diametro barre 2	ϕ_2	0	mm	
n° delle barre 1	n_1	5		
n° delle barre 2	n_2	0		
Durata del carico	Lunga durata			
Tipologia barre	Barre aderenza migliorata			
Tipologia sollecitazione	Flessione semplice			
Valore limite di apertura delle fessure	ω_{lim}	0.2	mm	
ELABORAZIONE				
Calcestruzzo				
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 0.83 R_{ck} =$	24.9	N/mm^2	
Resistenza caratteristica cilindrica media	$f_{cm} = f_{ck} + 8 =$	32.9	N/mm^2	
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.30 f_{cm}^{2/3}$	2.56	N/mm^2	
Resistenza media di calcolo a trazione	f_{ctd}	1.71	N/mm^2	
Modulo elastico	$E_{cm} = 22.000 [f_{cm}/10]^{0.3}$	31447	N/mm^2	
Acciaio per cemento armato				
	B450C			
Tensione nominale di snervamento	$f_{y \text{ nom}}$	450	N/mm^2	
Tensione nominale di rottura	$f_{t \text{ nom}}$	540	N/mm^2	
Coefficiente di sicurezza	γ_s	1.15		
Resistenza di calcolo acciaio	$f_{yk} = f_{yk} / \gamma_s =$	391.30	N/mm^2	
Tensione di calcolo acciaio	$\sigma_s = 0.80 f_{yk} =$	360.00	N/mm^2	
Distanza d		75	cm	
Rapporto	E_a / E_{cm}	6.68		
Diametro equivalente	ϕ_{eq}	20	mm	
Area barre 1	$n \cdot A_{s1}$	1570.80	mm^2	
Area barre 2	$n \cdot A_{s2}$	0.00	mm^2	
Area dell'acciaio a trazione	A_s	1570.80	mm^2	
Tensione dell'acciaio	σ_s	53.759003	N/mm^2	
Altezza della sezione	h	80	cm	
Baricentro della sezione	d	75	cm	
Distanza asse neutro	x	32	cm	
Altezza di contenimento ferri	h_c	12.5	cm	
Area efficace di calcestruzzo teso	$A_{c,eff}$	1250	cm^2	
Percentuale di armatura in zona tesa	ρ_{eff}	0.0125664		
Coefficiente	k_t	0.4		
Dilatazione media tra le fessure	ϵ_{sm}	-0.000164	%	
Dilatazione media limite tra le fessure	$\epsilon_{sm,lim}$	0.0001536	%	
Calcolo del coefficiente $\Delta_{s,max}$				
Ricoprimento dell'armatura	c	40	mm	
Coefficiente	k_1	0.8		
Coefficiente	k_2	0.5		
Coefficiente	k_3	3.4		
Coefficiente	k_4	0.425		
Distanza massima tra le fessure	$\Delta_{s,max}$	406.5634	mm	
Valore di calcolo di apertura delle fessure	w_d	0.062447	mm	Verificato

Fondazione - Direzione YY

Verifica della sezione allo SLU

$M_{\max} = 95 \text{ kNm}$

$H = 80 \text{ cm}$

$B = 100 \text{ cm}$

$A_s = 5 \phi 16$

$A's = 5 \phi 16$

Verifica C.A. S.L.U. - File: Fondazione_Myy_SLU

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : Fondazione Myy SLU

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	80

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10.05	5
2	10.05	75

Tipo Sezione
☒ Rettang. ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
M_{xEd} 0 0 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☐ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

Materiali
B450C C25/30
ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 14.17
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 9.75
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6
τ_{c1} 1.829

M_{xRd} 291.2 kN m
σ_c -14.17 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 57.01 ‰
d 75 cm
x 4.338 x/d 0.05784
ξ 0.7

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
☐ Precompresso

Verifica: M_{Ed} = 95 kNm < M_{Rd} = 291.2 kNm

Verifica SLE tensioni

$M_{\max} = 53 \text{ kNm}$ (comb. Rara)

$H = 80 \text{ cm}$

$B = 100 \text{ cm}$

$A_s = 5 \phi 16$

$A's = 5 \phi 16$

Verifica C.A. S.L.U. - File: Fondazione_Myy_Tensioni

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : Fondazione Myy Tensioni

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	80

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10.05	5
2	10.05	75

Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
M_{xEd} 0 53 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo
☐ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☒ Metodo n

Materiali
B450C C25/30
ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 14.17
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 9.75
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6
τ_{c1} 1.829

σ_c -1.025 N/mm²
σ_s 74.66 N/mm²
ε_s 0.3733 ‰
d 75 cm
x 12.81 x/d 0.1707
δ 0.7

Verifica
N° iterazioni: 5
☐ Precompresso

Verifica

$$\sigma_{c,ad} = 1.025 \text{ MPa} < \sigma_{c,ad} = 0,60f_{ck} = 14.94 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 74.66 \text{ MPa} < \sigma_{y,ad} = 0,80f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$$

Verifica SLE fessurazione

$M_{\max} = 53 \text{ kNm}$ (comb. Rara)

$H = 80 \text{ cm}$

$B = 100 \text{ cm}$

$A_s = 5 \phi 16$

$A's = 5 \phi 16$

DATI DI INGRESSO				
Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	R_{ck}	30	N/mm ²	
Coefficiente di sicurezza	γ_d	1.5		
Modulo di elasticità acciaio	E_a	210000	N/mm ²	
Momento sollecitante	M	53	kNm	
Altezza sezione	h	80	cm	
Larghezza della sezione	b	100	cm	
Copriferro	C	5	cm	
Diametro barre 1	ϕ_1	16	mm	
Diametro barre 2	ϕ_2	0	mm	
n° delle barre 1	n_1	5		
n° delle barre 2	n_2	0		
Durata del carico	Lunga durata			
Tipologia barre	Barre aderenza migliorata			
Tipologia sollecitazione	Flessione semplice			
Valore limite di apertura delle fessure	w_{lim}	0.2	mm	
ELABORAZIONE				
Calcestruzzo				
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 0.83 R_{ck} =$	24.9	N/mm ²	
Resistenza caratteristica cilindrica media	$f_{cm} = f_{ck} + 8 =$	32.9	N/mm ²	
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.30 f_{cm}^{2/3}$	2.56	N/mm ²	
Resistenza media di calcolo a trazione	f_{ctd}	1.71	N/mm ²	
Modulo elastico	$E_{cm} = 22.000 [f_{cm}/10]^{0.3}$	31447	N/mm ²	
Acciaio per cemento armato				
B450C				
Tensione nominale di snervamento	$f_{y \text{ nom}}$	450	N/mm ²	
Tensione nominale di rottura	$f_{t \text{ nom}}$	540	N/mm ²	
Coefficiente di sicurezza	γ_s	1.15		
Resistenza di calcolo acciaio	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s =$	391.30	N/mm ²	
Tensione di calcolo acciaio	$\sigma_s = 0.80 f_{yk} =$	360.00	N/mm ²	
Distanza d		75	cm	
Rapporto	E_a / E_{cm}	6.68		
Diametro equivalente	ϕ_{eq}	16	mm	
Area barre 1	$n^* A_{s1}$	1005.31	mm ²	
Area barre 2	$n^* A_{s2}$	0.00	mm ²	
Area dell'acciaio a trazione	A_s	1005.31	mm ²	
Tensione dell'acciaio	σ_s	78.103815	N/mm ²	
Altezza della sezione	h	80	cm	
Baricentro della sezione	d	75	cm	
Distanza asse neutro	x	32	cm	
Altezza di contenimento ferri	h_c	12.5	cm	
Area efficace di calcestruzzo teso	$A_{c,eff}$	1250	cm ²	
Percentuale di armatura in zona tesa	ρ_{eff}	0.0080425		
Coefficiente	k_t	0.4		
Dilatazione media tra le fessure	ϵ_{sm}	-0.000266	%	
Dilatazione media limite tra le fessure	$\epsilon_{sm,lim}$	0.0002232	%	
Calcolo del coefficiente $\Delta_{s,max}$				
Ricoprimento dell'armatura	c	42	mm	
Coefficiente	k_1	0.8		
Coefficiente	k_2	0.5		
Coefficiente	k_3	3.4		
Coefficiente	k_4	0.425		
Distanza massima tra le fessure	$\Delta_{s,max}$	481.00425	mm	
Valore di calcolo di apertura delle fessure	w_d	0.1073379	mm	Verificato

Micropali di fondazione

Si riportano di seguito gli sforzi assiali nei micropali (Combinazione A1+M1+R3)

Nmax = 201 (Trazione)

Nmin = 288 (Compressione)

Verifica micropalo teso

Verifica strutturale tubo in acciaio

ANALISI STRUTTURALE ARMATURA DEI MICROPALI		
Tipo di acciaio		355
Diametro esterno tubo metallico d _{est}	mm	127.00
Spessore tubo metallico s	mm	10
Diametro di eventuali fori	mm	20
Numero dei fori		0
Diametro perforazione dp	mm	220
Sezione Compressa o Tesa		T
Diametro interno tubo metallico dint	mm	107.00
Area lorda tubo metallico	mm ²	3675.66
Area netta in corrispondenza dei fori	mm ²	3675.66
Momento d'inerzia tubo metallico	mm ⁴	6335465.34
ANCORAGGIO DEL MICROPALO ALLA STRUTTURA SUPPORTATA		
Classe del calcestruzzo	MPa	30
Lunghezza di aderenza	mm	500
Carico massimo sul tubo in acciaio	kN	201
Resistenza di progetto di taglio τ _{RD} (0.3*2.5) EC4	MPa	0.75
Carico assorbito per aderenza sul tubo in acciaio	kN	149.62
VERIFICA		NON VERIFICATO
SERVE ARMATURA DI ANCORAGGIO		
Diametro barre di ancoraggio	mm	20
N° barre disposte		4
Lunghezza attiva della barra	mm	1000
Condizioni di aderenza armatura aggiuntiva	B/C	B
Resistenza a compressione f _{ck}	MPa	24.90
Resistenza caratteristica a trazione f _{ctk}	MPa	1.79
Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza f _{bk}	MPa	4.03
Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo f _{bd}	MPa	2.69
Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo f _{bd} in cattiva aderenza	MPa	1.79
Superficie laterale della barra	mm ²	62831.85
Superficie laterale totale delle barre	mm ²	251327.41
Carico massimo per aderenza sul palo	kN	149.62
Carico da portare con le armature aggiuntive	kN	51.38
Carico portato per aderenza con le barre aggiunte	kN	675.07
VERIFICA		VERIFICATO

ANALISI DELLA RESISTENZA DELLA SEZIONE		
Carico ultimo agente	kN	201.00
Area lorda della sezione	mm ²	3675.66
Area netta della sezione	mm ²	3675.66
Tensione di snervamento caratteristica	f _{yk}	355.00
Tensione di rottura caratteristica	f _{tk}	510.00
Coefficiente di sicurezza per la resistenza delle membrature	γ ₀	1.05
Coefficiente di sicurezza per la resistenza delle membrature	γ ₂	1.25
Resistenza plastica della sezione lorda N _{pl,Rd}	kN	1242.72
Resistenza a rottura della sezione netta N _{u,Rd}	kN	1349.70
Resistenza di calcolo a trazione N _{t,Rd}	kN	1242.72
Resistenza di calcolo a compressione N _{c,Rd}	kN	1242.72
Palo Teso	T	
Resistenza di calcolo della sezione N _{t,Rd}	kN	1242.72
Azione assiale di calcolo E _d	kN	201.00
VERIFICA		VERIFICATO

Verifica della capacità portante della fondazione

Si determina la capacità portante della fondazione del micropalo. Nel calcolo della portata non si considera il contributo offerto della punta del micropalo. La portata ammissibile per solo attrito laterale vale:

$$T_{\max} = \pi \times \varnothing_{\text{fond}} \times L_{\text{fond}} \times \tau_{\text{lim}}$$

dove:

T_{max} = carico massimo sul micropalo,

ϕ_{fond} = diametro della fondazione;

L_{fond} = lunghezza della fondazione;

τ_{lim} = tensione tangenziale limite della fondazione;

Il diametro della fondazione viene valutato mediante la relazione:

$$\Phi_{\text{fond}} = \alpha \cdot \Phi_{\text{perf}}$$

dove ϕ_{perf} è il diametro di perforazione ed α è un coefficiente maggiorativo ricavabile in funzione della litologia del terreno e della tecnologia di iniezione adottata. Nel caso specifico è stata prevista una iniezione di tipo IGU (iniezione unica) e, cautelativamente, è stato utilizzato un coefficiente α pari a 1.2 e un diametro di perforazione ϕ_{perf} pari a 220 mm.

Per quanto concerne la tensione all'interfaccia del micropalo, essa è funzione della profondità di installazione del bulbo e della pressione di iniezione. Si considera una tensione tangenziale per il micropalo: 150 kPa.

La portata ammissibile vale:

DATI							
		1° Strato	2° Strato	3° Strato	4° Strato	5° Strato	6° Strato
Lunghezza micropalo nello strato	m	8.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Coefficiente di incremento del diametro α dello strato		1.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Attrito laterale limite q_s dello strato	kg/cm ²	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Diametro nominale micropalo	mm	220.00					
N° Prove in sito	1						
Palo Compresso - Teso	T						
APPROCCIO 2							
Carico massimo agente	kN	201					
ELABORAZIONE - STATO LIMITE ULTIMO							
Diametro esterno	mm	264	0	0	0	0	0
Resistenza laterale limite dello strato	kN	995	0	0	0	0	0
Resistenza laterale limite totale	kN	995					
Palo teso							
Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche di pali soggetti a carichi assiali.							
Resistenza	Simbolo	Pali trivellati					
	γ_R			R3			
Laterale in compressione	γ_s			1.15			
Laterale in trazione	γ_{st}			1.25			
Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.							
Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1.7	1.65	1.6	1.55	1.5	1.45	1.4
ξ_4	1.7	1.65	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21
	ξ_3	1.70					
	ξ_4	1.70					
RESISTENZA CALCOLATA		$R_{cs,calc}$	995	kN			
RISULTATI							
RESISTENZA DI PROGETTO PER APPROCCIO 1 - COMBINAZIONE 1							
Resistenza caratteristica laterale			$R_{cs,calc}/\xi_4$		R_{ck}		kN
Coefficiente parziale			γ_s				
RESISTENZA DI PROGETTO LATERALE					R_{cd}		kN
CARICO MASSIMO AGENTE							kN
VERIFICA							
RESISTENZA DI PROGETTO PER APPROCCIO 1 - COMBINAZIONE 2							
Resistenza caratteristica laterale			$R_{cs,calc}/\xi_4$		R_{ck}		kN
Coefficiente parziale			γ_s				
RESISTENZA DI PROGETTO LATERALE					R_{cd}		kN
CARICO MASSIMO AGENTE							kN
VERIFICA							
RESISTENZA DI PROGETTO PER APPROCCIO 2							
Resistenza caratteristica laterale			$R_{cs,calc}/\xi_4$		R_{ck}	585	kN
Coefficiente parziale			γ_s			1.25	
RESISTENZA DI PROGETTO LATERALE					R_{cd}	468	kN
CARICO MASSIMO AGENTE						201	kN
VERIFICA							
						VERIFICATO	

Verifica micropalo compresso

Verifica strutturale tubo in acciaio

ANALISI STRUTTURALE ARMATURA DEI MICROPALI		
Tipo di acciaio		355
Diametro esterno tubo metallico d_{est}	mm	127.00
Spessore tubo metallico s	mm	10
Diametro di eventuali fori	mm	20
Numero dei fori		0
Diametro perforazione d_p	mm	220
Sezione Compressa o Tesa		C
Diametro interno tubo metallico d_{int}	mm	107.00
Area lorda tubo metallico	mm ²	3675.66
Area netta in corrispondenza dei fori	mm ²	3675.66
Momento d'inerzia tubo metallico	mm ⁴	6335465.34
ANCORAGGIO DEL MICROPALO ALLA STRUTTURA SUPPORTATA		
Classe del calcestruzzo	MPa	30
Lunghezza di aderenza	mm	500
Carico massimo sul tubo in acciaio	kN	288
Resistenza di progetto di taglio τ_{RD} (0.3*2.5) EC4	MPa	0.75
Carico assorbito per aderenza sul tubo in acciaio	kN	149.62
VERIFICA		NON VERIFICATO
SERVE ARMATURA DI ANCORAGGIO		
Diametro barre di ancoraggio	mm	20
N° barre disposte		4
Lunghezza attiva della barra	mm	1000
Condizioni di aderenza armatura aggiuntiva	B/C	B
Resistenza a compressione f_{ck}	MPa	24.90
Resistenza caratteristica a trazione f_{ctk}	MPa	1.79
Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza f_{bk}	MPa	4.03
Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo f_{bd}	MPa	2.69
Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo f_{bd} in cattiva aderenza	MPa	1.79
Superficie laterale della barra	mm ²	62831.85
Superficie laterale totale delle barre	mm ²	251327.41
Carico massimo per aderenza sul palo	kN	149.62
Carico da portare con le armature aggiuntive	kN	138.38
Carico portato per aderenza con le barre aggiunte	kN	675.07
VERIFICA		VERIFICATO

ANALISI DELLA RESISTENZA DELLA SEZIONE		
Carico ultimo agente	kN	288.00
Area lorda della sezione	mm ²	3675.66
Area netta della sezione	mm ²	3675.66
Tensione di snervamento caratteristica	f _{yk}	355.00
Tensione di rottura caratteristica	f _{tk}	510.00
Coefficiente di sicurezza per la resistenza delle membrature	γ ₀	1.05
Coefficiente di sicurezza per la resistenza delle membrature	γ ₂	1.25
Resistenza plastica della sezione lorda N _{pl} ,Rd	kN	1242.72
Resistenza a rottura della sezione netta N _u ,Rd	kN	1349.70
Resistenza di calcolo a trazione N _t ,Rd	kN	1242.72
Resistenza di calcolo a compressione N _c ,Rd	kN	1242.72
Palo compresso	C	
Resistenza di calcolo della sezione N _c ,Rd	kN	1242.72
Azione assiale di calcolo Ed	kN	288.00
VERIFICA		VERIFICATO

Verifica della capacità portante della fondazione

Si determina la capacità portante della fondazione del micropalo. Nel calcolo della portata non si considera il contributo offerto della punta del micropalo. La portata ammissibile per solo attrito laterale vale:

$$T_{\max} = \pi \times \varnothing_{\text{fond}} \times L_{\text{fond}} \times \tau_{\text{lim}}$$

dove:

T_{max} = carico massimo sul micropalo,

ϕ_{fond} = diametro della fondazione;

L_{fond} = lunghezza della fondazione;

τ_{lim} = tensione tangenziale limite della fondazione;

Il diametro della fondazione viene valutato mediante la relazione:

$$\Phi_{\text{fond}} = \alpha \cdot \Phi_{\text{perf}}$$

dove ϕ_{perf} è il diametro di perforazione ed α è un coefficiente maggiorativo ricavabile in funzione della litologia del terreno e della tecnologia di iniezione adottata. Nel caso specifico è stata prevista una iniezione di tipo IGU (iniezione unica) e, cautelativamente, è stato utilizzato un coefficiente α pari a 1.2 e un diametro di perforazione ϕ_{perf} pari a 220 mm.

Per quanto concerne la tensione all'interfaccia del micropalo, essa è funzione della profondità di installazione del bulbo e della pressione di iniezione. Si considera una tensione tangenziale per il micropalo: 150 kPa.

La portata ammissibile vale:

DATI							
		1° Strato	2° Strato	3° Strato	4° Strato	5° Strato	6° Strato
Lunghezza micropalo nello strato	m	8.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Coefficiente di incremento del diametro α dello strato		1.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Attrito laterale limite q_s dello strato	kg/cm ²	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Diametro nominale micropalo	mm	220.00					
N° Prove in sito	1						
Palo Compresso - Teso	C						
APPROCCIO 2							
Carico massimo agente	kN	288					
ELABORAZIONE - STATO LIMITE ULTIMO							
Diametro esterno	mm	264	0	0	0	0	0
Resistenza laterale limite dello strato	kN	995	0	0	0	0	0
Resistenza laterale limite totale	kN	995					
Palo compresso							
Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche di pali soggetti a carichi assiali.							
Resistenza	Simbolo	Pali trivellati					
	γ_R			R3			
Laterale in compressione	γ_s			1.15			
Laterale in trazione	γ_{st}			1.25			
Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.							
Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1.7	1.65	1.6	1.55	1.5	1.45	1.4
ξ_4	1.7	1.65	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21
	ξ_3	1.70					
	ξ_4	1.70					
RESISTENZA CALCOLATA		$R_{cs,calc}$	995	kN			
RISULTATI							
RESISTENZA DI PROGETTO PER APPROCCIO 1 - COMBINAZIONE 1							
Resistenza caratteristica laterale			$R_{cs,calc}/\xi_4$		R_{ck}		kN
Coefficiente parziale			γ_s				
RESISTENZA DI PROGETTO LATERALE					R_{cd}		kN
CARICO MASSIMO AGENTE							kN
VERIFICA							
RESISTENZA DI PROGETTO PER APPROCCIO 1 - COMBINAZIONE 2							
Resistenza caratteristica laterale			$R_{cs,calc}/\xi_4$		R_{ck}		kN
Coefficiente parziale			γ_s				
RESISTENZA DI PROGETTO LATERALE					R_{cd}		kN
CARICO MASSIMO AGENTE							kN
VERIFICA							
RESISTENZA DI PROGETTO PER APPROCCIO 2							
Resistenza caratteristica laterale			$R_{cs,calc}/\xi_4$		R_{ck}	585	kN
Coefficiente parziale			γ_s			1.15	
RESISTENZA DI PROGETTO LATERALE					R_{cd}	509	kN
CARICO MASSIMO AGENTE						288	kN
VERIFICA							
						VERIFICATO	

Si verifica inoltre l'instabilità dell'equilibrio del micropalo nel tratto immerso in terreno sciolto superficiale, per una lunghezza di 2 metri:

DATI DI INGRESSO			
Diametro esterno colonna		127	mm
Spessore tubo in acciaio		10	mm
Altezza colonna	I	4000	mm
Condizione di vincolo (AA=appoggio; AI=appoggio-incastro; II=incastro; IL=incastro-libero)		II	
Fattore di imperfezione (Tabella 4.3.III)	α	0.21	
CALCESTRUZZO			
Resistenza caratteristica cubica	R_{ck}	30	N/mm ²
Coefficiente riduttivo per resistenza di lunga durata	α_{cc}	0.85	
Coefficiente parziale di sicurezza Stati Limite Ultimi	γ_c	1.5	
Coefficiente parziale di sicurezza Stati Limite Esercizio	γ_c	1	
ACCIAIO			
Tensione nominale di snervamento	$f_{y\ nom}$	450	N/mm ²
Tensione nominale di rottura	$f_{t\ nom}$	540	N/mm ²
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s	1.15	
ACCIAIO CARPENTERIA CAMICIA ESTERNA			
Resistenza caratteristica del materiale f_{yk}	S355	355	
Coefficiente parziale di sicurezza Stati Limite Ultimi	γ_m	1.05	
ELABORAZIONE			
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI			
CALCESTRUZZO			
Modulo elastico	$E_{cm} = 22\ 000[f_{cm}/10]^{0.3}$	31447	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck}$	24.9	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica media	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	32.9	N/mm ²
Valore medio della resistenza a trazione assiale del calcestruzzo	$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$	2.56	N/mm ²
Resistenza a trazione per flessione	$f_{ctfm} = 1.2 \cdot f_{ctm}$	3.07	N/mm ²
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale del calcestruzzo	$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm}$	1.79	N/mm ²
Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza	$f_{bk} = 2.25 \cdot f_{ctk}$	4.03	N/mm ²
RESISTENZE DI CALCOLO SLU			
Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	14.11	N/mm ²
Resistenza di progetto a trazione del calcestruzzo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$	1.19	N/mm ²
Resistenza di progetto tangenziale di aderenza	$f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c$	2.69	N/mm ²
Resistenza di progetto tangenziale di aderenza armatura in zona tesa	$f_{bd} = f_{bd} / 1.5$	1.79	N/mm ²
RESISTENZE DI CALCOLO SLE			
Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo	$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$	24.90	N/mm ²
Resistenza di progetto a trazione del calcestruzzo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$	1.79	N/mm ²
Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo - combinazione rara	$\sigma_c = 0.60 \cdot f_{ck}$	14.94	N/mm ²
Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo - combinazione quasi permanente	$\sigma_c = 0.45 \cdot f_{ck}$	11.21	N/mm ²
ACCIAIO			
Valore di progetto della tensione di snervamento	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$	391.304	N/mm ²
Resistenza di progetto SLE	$\sigma_y = 0.80 \cdot f_{yk}$	360.000	N/mm ²
ACCIAIO CARPENTERIA			
Valore di progetto della tensione di snervamento	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$	338.095	N/mm ²

CALCOLO DELLA LUNGHEZZA LIBERA DI INFLESSIONE			
Coefficiente β		0.7	
Lunghezza libera d' inflessione	$L_0 = l \cdot \beta$	2800	m
CALCOLO DELLA RESISTENZA PLASTICA DELLA SEZIONE			
Diametro riempimento in calcestruzzo		107	mm
Area acciaio della camicia esterna		3675.66	mm ²
Area calcestruzzo		8992.02	mm ²
Resistenza plastica a compressione camicia in acciaio		1242.72	kN
Resistenza plastica a compressione calcestruzzo		126.88	kN
Resistenza plastica a compressione totale	N_{pl,Rd}	1369.60	kN
CALCOLO RIGIDEZZA FLESSIONALE Istantanea SEZIONE COMPOSTA			
Momento di inerzia camicia in acciaio		6335465.34	mm ⁴
Momento di inerzia calcestruzzo		6436008.41	mm ⁴
Modulo elastico acciaio camicia in acciaio		210000.00	MPa
Modulo elastico calcestruzzo		31447.16	MPa
Rigidezza flessionale istantanea sezione composta	$(EJ)_e$	1451884237826.37	Nmm ²
CALCOLO DEL VALORE CARATTERISTICO DELLA RESISTENZA A COMPRESSIONE			
Valore caratteristico della resistenza a compressione della camicia in acciaio		1304860.51	kN
Valore caratteristico della resistenza a compressione del calcestruzzo		190316.18	kN
Valore caratteristico della resistenza a compressione totale	N_{pl,Rk}	1495.18	kN
CALCOLO DEL CARICO CRITICO EURELIANO			
Carico critico eurliano	$N_{cr} = \pi^2 (EJ)_e / L_0^2$	1827.75	kN
VERIFICA SEMPLIFICATA DELLA STABILITA'			
Rapporto	δ	0.86	
VERIFICA	$0.2 < \delta < 0.9$	OK	
Snellezza	$\lambda = \pi \cdot \sqrt{N_{pl,Rk} / N_{cr}}$	0.90	
VERIFICA	L < 2	OK	
Valore	ϕ	0.98	
Coefficiente riduttivo	χ	0.73	
Resistenza all'instabilità della colonna	N_{b,Rd}	1001.18	kN
VERIFICA DELLA STABILITA' LOCALE			
Rapporto	d/t	12.70	
Per colonne circolari riempite	$90 \cdot 235 / f_y$	62.56	
VERIFICA	d/t < 90 · 235 / f_y	OK	

6. DICHIARAZIONI DI CUI § 10.2 DM 17/01/2018

Analisi e verifiche svolte con l'ausilio di codici di calcolo

Il seguente paragrafo riporta il giudizio di accettabilità relativa all'utilizzo dei codici di calcolo automatico utilizzati per il progetto in esame. In particolare, in osservanza al § 10.2 del D.M. 17/01/2018, si dichiara quanto di seguito:

Tipo di analisi svolta

Come riportato al § "METODO DI CALCOLO", 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 secondo quanto riportato nel D.M. 17.01.2018 "Norme Tecniche per le costruzioni".

Le verifiche di resistenza delle sezioni sono state eseguite secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite secondo quanto riportato nel D.M. 17.01.2018 "Norme Tecniche per le costruzioni".

I coefficienti di sicurezza adottati sui materiali risultano concordi con il D.M. 17/01/2018.

Affidabilità dei Codici di Calcolo

Tutti i codici di calcolo di cui sopra sono stati utilizzati dopo un attento esame della documentazione a corredo del software, che ha consentito di valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico. La documentazione, fornita dal produttore e distributore del software, contiene inoltre una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, corredati dei file di input necessari a riprodurre l'elaborazione.

La società produttrice ha inoltre verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

Validazione dei Codici di Calcolo

Ad ulteriore verifica di validazione dei programmi utilizzati, gli svariati anni di utilizzo hanno permesso di verificare internamente la bontà dei vari codici di calcolo, confrontando fra loro i risultati ricavati in base a soluzioni teoriche, calcolo manuale diretto, utilizzo di diversi software, arrivando ad un giudizio positivo di affidabilità ed accuratezza.

Modalità di presentazione dei risultati

Le verifiche riportate nella presente costituiscono un estratto dei calcoli principali condotti sulle strutture principali presenti nell'opera in oggetto. In particolare, solo per alcune tipologie strutturali si riporta 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.

All'interno della relazione vengono per lo più omessi i tabulati prodotti con i programmi di calcolo automatico, riportando eventualmente solo alcune tabelle e schemi grafici riepilogativi. Per alcuni elementi, per completezza, essi sono riportati in allegato alla relazione di calcolo; in ogni caso essi risultano disponibili presso lo Studio per eventuale consultazione.

Informazioni generali sull'elaborazione

I programmi di calcolo utilizzati prevedono una serie di controlli automatici che consentono l'individuazione di eventuali errori di modellazione, del non rispetto delle limitazioni

geometriche e di armatura, della presenza di elementi non verificati, dell'inosservanza di alcuni requisiti previsti dal DM18. Al termine di ciascuna analisi viene effettuato un controllo generale che identifica la correttezza degli spostamenti ottenuti, il rispetto dell'equilibrio fra azioni imposte e reazioni vincolari, ecc.

Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabulare, la quasi totalità dei dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale con le schematizzazioni assunte nella modellazione.

Giudizio motivato di accettabilità dei risultati.

I risultati delle elaborazioni sono stati infine sottoposti a controlli che ne comprovano l'attendibilità e la correttezza. Tale valutazione ha compreso, fra l'altro:

Verifiche di equilibrio tra reazioni vincolari e carichi applicati

Comparazioni tra i risultati delle analisi e quelli di valutazioni semplificate, confronto con i risultati di modelli teorici, ecc Il confronto con i risultati di semplici calcoli manuali diretti (es. trave in semplice appoggio, trave continua, mensola a sbalzo, ecc

Il confronto dei risultati ottenuti in fase di primo proporzionamento della struttura

Il confronto fra calcolazioni effettuate con programmi differenti

Inoltre, sulla base delle procedure di qualità interne previste, i risultati sono stati controllati da un soggetto diverso che non ha preso direttamente parte alla progettazione, validandone così la correttezza.

In base a quanto detto, si può quindi asserire che la progettazione condotta è risultata corretta ed idonea al caso specifico, ritenendo validi ed accettabili i risultati di calcolo ottenuti.