



PROVINCIA AUTONOMA DI TRENTO

AGENZIA PROVINCIALE OPERE PUBBLICHE

SERVIZIO OPERE STRADALI E FERROVIARIE

UFFICIO PISTE CICLOPEDONALI

via Guardini 75 - 38121 TRENTO - TEL. 0461/496076 - FAX 0461/496055



OGGETTO:

C - 33 PERCORSO CICLOPEDONALE DELLA VALSUGANA Tratto Civezzano - San Cristoforo PERIZIA DI VARIANTE n. 3 2° STRALCIO (loc. Valcanover - Canale)



aggiornamento elaborati: Marcello Pallaoro

Relazione statica - Caratteristiche dei materiali		DATA:	13 novembre 2012
		SCALA:	
COORDINAMENTO	ESPROPRI:	COMUNI:	
ING. RENATA ALBERTINI	GEOM. IVAN GASPEROTTI	PERGINE VALSUGANA	
PROGETTISTA: ING. LUCA OSS EMER	RILIEVI - FRAZIONAMENTI GEOM. LEONARDO COMPER	PROTOCOLLO:	
TIMBRO: 	TIMBRO: 	FILE:	
GEOLOGO: ING. DANIELE SARTORELLI	RESPONSABILE PSC: ING. BRUNO MORATELLI	NUMERO TAVOLA:	
TIMBRO: 	TIMBRO: 	1.03	

Visto ! IL DIRETTORE DELL'UFFICIO:
arch. Marcello Pallaoro

Visto ! IL DIRIGENTE:
ing. Luciano Martorano

PROGETTO ESECUTIVO

INDICE

1	DESCRIZIONE DELLE OPERE	3
2	METODO DI CALCOLO	3
2.1	Codici di calcolo	3
2.1.1	Straus 7 (rel. 2.3.6)	4
2.1.2	VcaSlu (rel. 9.05a)	4
2.1.3	MAX90	4
3	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
3.1	Leggi, decreti e circolari:	4
3.2	Norme Europee :	4
4	BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO	4
5	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	5
5.1	Acciaio in profilati tubolari per armatura micropali	5
5.2	Acciaio autoprotetto CorTen S355J2WP	5
5.3	Legno lamellare incollato GL28c (BS14 k UNI EN 1995-1-1)	5
5.4	Acciaio per perni	5
6	CARATTERISTICHE GEOLOGICHE E GEOMECCANICHE	6
7	CARATTERIZZAZIONE DELL'AZIONE SISMICA	6
7.1	Parametri su sito di riferimento rigido orizzontale	6
7.2	Categoria del suolo di fondazione	6
7.3	Condizioni topografiche	7
7.4	Spettro di risposta elastico in accelerazione della componente orizzontale	7
7.5	Amplificazione stratigrafica	8
7.6	Amplificazione topografica	8
7.7	Spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale	9
7.8	Periodo di riferimento per la costruzione	9
7.9	Metodo di analisi per azioni sismiche	9
7.9.1	Spalla	9
8	PASSERELLA RIO MERDAR	10
8.1	Analisi dei carichi	10
8.1.1	Carichi permanenti	10
8.1.2	Distorsioni	10
8.1.3	Viscosità	10
8.1.4	Ritiro	10
8.1.5	Variazioni termiche	10
8.1.6	Cedimenti vincolari	11
8.1.7	Carichi mobili	11
8.1.8	Azione longitudinale di frenamento	11
8.1.9	Azione centrifuga	11
8.1.10	Azione del vento	11
8.1.11	Azione sismica	11
8.1.12	Resistenze parassite dei vincoli	11
8.2	Combinazioni di carico	11
8.3	Schema di calcolo	12
8.3.1	Modello di calcolo	12
8.4	Condizioni di carico	13
8.5	Combinazioni di carico	13
8.6	Verifiche impalcato	14
8.6.1	Stato limite ultimo	16
8.6.1.1	Travi di ripartizione in legno	16
8.6.1.2	Travi principali metalliche HE 450 B	17
8.6.1.3	Traversi	18

	8.6.1.4	Collegamento montante parapetto	18
	8.6.2	Stato limite di deformazione.....	18
	8.7	Verifiche spalle e fondazioni	19
	8.7.1	Analisi dei carichi.....	19
	8.7.1.1	Reazioni impalcato	19
	8.7.1.2	Azioni geomeccaniche.....	19
	8.7.2	Combinazioni di carico.....	19
	8.7.3	Schema di calcolo	20
	8.7.4	Verifiche geotecniche pali di fondazione	21
	8.7.4.1	Resistenze micropali di fondazione.....	21
	8.7.4.2	Verifica a scorrimento	22
	8.7.4.3	Verifica a capacità portante dei pali	22
	8.7.5	Verifiche strutturali	23
	8.7.5.1	Fondazione	23
	8.7.5.2	Base muro di spalla	25
	8.7.5.3	Paraghiaia	26
	8.8	Apparecchi di appoggio	28
	8.9	Giunti	29
9		MURO ZONA MAGAZZINO	30
	9.1	Analisi dei carichi	30
	9.2	Condizioni di carico.....	30
	9.3	Combinazioni di carico	31
	9.4	Verifiche geotecniche	32
	9.4.1	Verifica a ribaltamento	32
	9.4.2	Verifica a scorrimento	32
	9.4.3	Verifica capacità portante fondazione	33
	9.5	Verifiche strutturali.....	33
	9.5.1	Verifica strutturale fondazione.....	33
	9.5.2	Verifica strutturale muro	35
10		MURI IN GABBIONI RILEVATO DI ACCESSO PASSERELLA RIO MERDAR	37
	10.1	Analisi dei carichi	37
	10.2	Schema di calcolo	37
	10.3	Condizioni di carico.....	37
	10.4	Programma di calcolo MAX90.....	38
	10.5	Modello di calcolo	38
	10.6	Combinazioni di carico.....	39
	10.7	Verifiche geotecniche	40
	10.7.1	Verifica a ribaltamento	41
	10.7.2	Verifica a scorrimento	42
	10.7.3	Verifica capacità portante fondazione	42
	10.7.4	Verifica a stabilità globale.....	43

1 DESCRIZIONE DELLE OPERE

La presente relazione di calcolo riporta le verifiche strutturali attinenti ai progetti di costruzione dei seguenti manufatti:

- Passerella ciclo-pedonale sul Rio Merdar
- Muro di sostegno in c.a. zona magazzino
- Muri di sostegno in gabbioni zona passerella Rio Merdar

La *passerella ciclo-pedonale sul Rio Merdar* è costituita da una struttura portante in acciaio composta da 3 travi longitudinali (HE 450 B), 3 traversi di campata (IPE 450) e 2 traversi di testata (IPE 450). La struttura di ripartizione dei carichi è costituita da traversine in legno lamellare incollato di classe GL28c (BS14k) in legno di larice. Le spalle, il cui piano di fondazione è posto ad una profondità di ca. 1.50 dalla quota del letto del Rio Merdar, sono fondate su 16 micropali da 10.0 m rispettivamente. Gli appoggio delle travi longitudinali principali sono formati da elementi metallici mediante l'ausilio di perni metallici.

Il *muro di sostegno in c.a. zona magazzino* presenta una lunghezza complessiva di ca. 61 m ed un'altezza massima, dal piano di posa della fondazione, pari a 2.29 m. Il muro, con forma ad L, ha una larghezza della fondazione costante pari a 1.60 m. Il piano di posa è posto alla profondità di 1.20 m dal p.c.. Il muro ha la funzione di supporto della pista ciclabile.

I due *muri di sostegno in gabbioni zona passerella Rio Merdar* hanno la funzione di sostegno del rilevato di accesso alla passerella sul Rio Merdar e sono costituiti da due file di gabbioni delle dimensioni pari a 1.0 x 1.0 x 2.0 m.

2 METODO DI CALCOLO

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

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

La ricerca dei parametri di sollecitazione è stata fatta secondo le disposizioni di carico più gravose avvalendosi di metodologie di calcolo comprovate.

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

2.1 Codici di calcolo

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

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

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

2.1.1 *Straus 7 (rel. 2.3.6)*

Strand7 è un sistema di calcolo agli elementi finiti “general-purpose” costituito da un pre-processore, solutore and post-processore, progettato e sviluppato G+D Computing Pty Ltd (commercializzato in Italia con il nome di **Straus7**, e al di fuori dell’Italia con il nome di **Strand7**).

Esegue il calcolo di strutture spaziali composte da elementi mono- e/o bi- dimensionali anche con non linearità di materiale o con effetti dinamici. Tale software è fra i programmi strutturali ad elementi finiti più diffusi al mondo con svariate applicazioni e di comprovata affidabilità.

2.1.2 *VcaSlu (rel. 9.05a)*

VcaSlu è un programma freeware utilizzato per la verifica di sezioni in C.A. Esegue le verifiche di sezioni generiche, genericamente caricate, secondo i metodi degli stati limite, in accordo alle normative vigenti. E’ un programma di larga diffusione, presente ed utilizzato oramai da vari anni, sviluppato in ambito accademico sotto la guida del prof. P. Gelfi, dell’Università di Brescia.

2.1.3 *Max90*

MAX 90 è un programma per il calcolo di muri in sostegno. Esegue tutte le verifiche geotecniche e strutturali richieste dalla normativa vigente.

3 **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

Il progetto è stato sviluppato nell'osservanza della vigente normativa tecnica. Il progetto si richiama particolarmente alle seguenti normative:

3.1 *Leggi, decreti e circolari:*

- Ministero dei Lavori Pubblici. Decreto ministeriale 18 gennaio 2008: “*Norme tecniche per le costruzioni*”.

Per tutto quanto previsto dalle Norme Tecniche per le costruzioni (D.M. 14.01.2008 citato sopra) si è fatto riferimento a tale testo. Laddove su tale normativa sia lasciata libertà di adottare metodi di comprovata efficacia, si è fatto riferimento ai metodi illustrati negli Eurocodici, nelle versione più recente indicata sotto:

3.2 **Norme Europee :**

- UNI EN 1993-1-1 : “*Progettazione delle strutture di acciaio*”. Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- UNI EN 1993-2 : “*Progettazione delle strutture di acciaio*”. Parte 2: Ponti di acciaio.
- UNI EN 1995:1-1: “*Progettazione delle strutture di legno*”. Parte 1-1: Regole generali – regole comuni e regole per gli edifici.

4 **BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO**

Nel corso della progettazione, per valutazioni, analisi e metodi di verifica si è fatto riferimento ai seguenti testi:

- “*Progettazione e costruzione di ponti*” – Mario Paolo Petrangeli – Masson S.p.A. editore, Milano 1996;

- “*Progettare costruzioni in acciaio*” – Giulio Ballio, Claudio Bernuzzi – Hoepli editore, Milano 2004;
- “*Fondazioni*” – Carlo Viggiani, Helvelius Edizioni, 1999

5 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Nello specifico delle opere in oggetto si prevede l’utilizzo dei seguenti materiali, per i quali viene data descrizione delle caratteristiche meccaniche d’interesse, fermi restando i prerequisiti di cui al capitolato speciale d’appalto e la rispondenza dei materiali alle prescrizioni normative:

5.1 Acciaio in profilati tubolari per armatura micropali

Tipo di acciaio: S355J2H

Tensione caratteristica di snervamento:

$$f_{yk} \geq 355 \text{ MPa}$$

Tensione caratteristica di rottura:

$$f_{tk} \geq 510 \text{ MPa}$$

Resistenza di calcolo:

resistenza di calcolo a snervamento:

$$f_{sd} = 308 \text{ MPa}$$

5.2 Acciaio tipo S355J2 - verniciato

Tipo di acciaio: S355J2 (UNI EN 100025) - verniciato

Tensione caratteristica di snervamento:

$$f_{yk} \geq 355 \text{ MPa}$$

Tensione caratteristica di rottura:

$$f_{tk} \geq 510 \text{ MPa}$$

5.3 Legno Massaranbuda – equivalente GL24c (BS11 k UNI EN 1995-1-1)

Resistenza caratteristica a trazione in direzione parallela alle fibre:

$$f_{yk} \geq 14.0 \text{ MPa}$$

Resistenza caratteristica a trazione in direzione trasversale alle fibre:

$$f_{tk} \geq 0.4 \text{ MPa}$$

5.4 Acciaio per perni

Tensione caratteristica di snervamento

$$f_{yk} \geq 700 \text{ MPa}$$

Tensione caratteristica di rottura

$$f_{tk} \geq 1000 \text{ MPa}$$

6 CARATTERISTICHE GEOLOGICHE E GEOMECCANICHE

Le caratteristiche del terreno sono descrivibili come specificato nella relazione geologica allegata al progetto stesso. Nello specifico i terreni interessati dalle opere di fondazione delle strutture esaminate si possono suddividere in due categorie omogenee dal punto di vista geotecnico:

- terreno DL (deposito lacustri) di fondazione con presenza locale di sabbie fini

$$\phi = 24 \div 30 \text{ (secondo la componente sabbiosa)}$$

$$\gamma \text{ (tonn/m}^3\text{)} = 1.65 \div 1.85$$

$$c_u \text{ (kPa)} = 10 \div 30$$

classificazione sismica : terreno di tipo D

- terreno sabbioso di formazione dei rilevati:

$$\phi = 34^\circ$$

$$\gamma \text{ (tonn/m}^3\text{)} = 1.85$$

$$\gamma_{\text{sat}} \text{ (tonn/m}^3\text{)} = 2.00$$

$$c \text{ (kPa)} = 0.00$$

$$D_r \text{ (\%)} = 40$$

7 CARATTERIZZAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

Lo spettro di risposta elastico, necessario ai fini delle verifiche, viene determinato in accordo con il D.M. 14/01/2008 e descritto brevemente nei paragrafi successivi.

7.1 Parametri su sito di riferimento rigido orizzontale

Nella tabella 1 dell'allegato B del D.M. 14/01/2008 vengono forniti i parametri che definiscono l'azione sismica.

Come sito di riferimento per le opere oggetto della presente relazione di calcolo, a favore di sicurezza, viene considerato il comune di *Caldonazzo* (longitudine 11.2657°, latitudine 45.9959°). Per tale sito si hanno i seguenti parametri su suolo di riferimento rigido orizzontale per i diversi periodi di ritorno:

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_c^* [s]
SLO	30	0.031	2.559	0.209
SLD	50	0.038	2.591	0.245
SLV	475	0.090	2.625	0.316
SLC	975	0.118	2.546	0.325

7.2 Categoria del suolo di fondazione

Il suolo di fondazione è costituito da depositi lacustri con componente sabbiosa variabile. Risulta quindi ascrivibile alla *categoria D* (Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti).

7.3 Condizioni topografiche

Data la configurazione superficiale relativamente semplice si può adottare la classificazione proposta nella normativa nazionale vigente. Le condizioni topografiche sono ascrivibili alla categoria T1 (superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$).

7.4 Spettro di risposta elastico in accelerazione della componente orizzontale

Lo spettro di risposta elastico, che considera uno smorzamento convenzionale pari al 5%, è definito come segue:

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

dove:

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione

$$S = S_S \cdot S_T$$

essendo S_S il coefficiente di amplificazione stratigrafica e S_T il coefficiente di amplificazione topografica

η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%, mediante la relazione

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0.55$$

F_0 è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2.2

T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da

$$T_C = C_C \cdot T_C^*$$

Dove C_C è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo

T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante

$$T_B = T_C / 3$$

T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro

$$T_D = 4.0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1.6$$

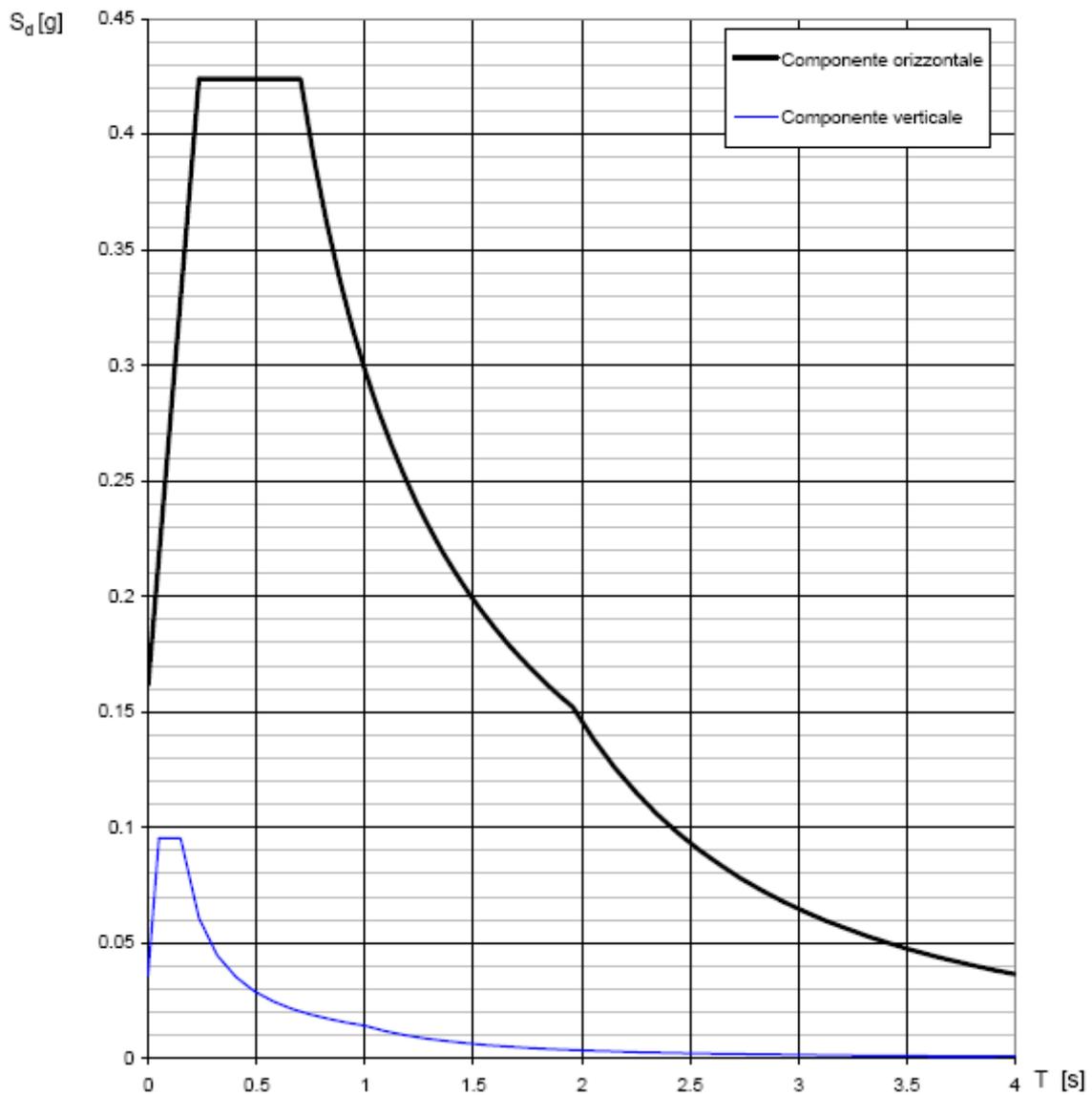


Figura 1: Spettro di risposta elastico per lo SLV

7.5 Amplificazione stratigrafica

Per sottosuoli di categoria D, i coefficienti S_S e C_C assumono i seguenti valori:

$$S_S : \quad 0.90 \leq 2.40 - 1.50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_{rg}}{g} \leq 1.80$$

$$C_C : \quad 1.25 \cdot (T_C^*)^{-0.50}$$

7.6 Amplificazione topografica

Essendo la zona di studio relativamente pianeggiante, vista la posizione in vallata delle opere oggetto della presente relazione di calcolo, viene assunto un coefficiente di amplificazione topografica unitario.

$$S_T = 1.0$$

7.7 Spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale

Nel caso specifico non viene preso in esame in quanto non risulta significativo.

7.8 Periodo di riferimento per la costruzione

La vita nominale dell'opera è assunta pari a $V_N = 50$ anni. Il coefficiente d'uso C_u , invece, ricadendo la struttura in classe d'uso II, è pari a $C_u = 1.0$.

Il periodo di riferimento della costruzione viene ad essere: $V_R = V_N \cdot C_U = 50$

Considerando le verifiche allo SLV (Stato Limite della salvaguardia della Vita), si ha una probabilità di superamento nel periodo di riferimento pari al 10%.

7.9 Metodo di analisi per azioni sismiche

Le disposizioni normative dettate dal D.M. 14/01/2008 coprono in modo esplicito e dettagliato il progetto di ponti a pile e travate, mentre ponti di tipologia diversa necessiterebbero di analisi e verifiche specifiche.

Nella struttura in esame, essendo le strutture di sostegno del ponte elementi decisamente rigidi, non si prevedono meccanismi di dissipazione. Inoltre l'impalcato e gli appoggi dovranno mantenere un comportamento elastico.

Sarà inoltre necessario limitare l'entità degli spostamenti relativi tra le diverse parti della struttura: gli spostamenti relativi e assoluti dovranno essere tali da escludere martellamenti e/o perdite di appoggio.

L'azione sismica viene combinata con le altre azioni come segue:

$$G_1 + G_2 + P + \sum_j \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

Gli effetti dell'azione sismica, inoltre, vengono valutati tenendo conto delle masse associate ai pesi propri strutturali, non strutturali e alla folla compatta (ridotta al 20%).

7.9.1 Spalla

L'analisi sismica della spalla viene eseguita mediante il metodo pseudostatico proposto nel D.M. 14/01/2008 (par. 7.11.6).

In questo tipo di analisi, l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Nelle verifiche allo stato limite ultimo, i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g}$$
$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

In cui a_{\max} è l'accelerazione massima attesa al sito

$$a_{\max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

Si suppone che il muro di spalla non sia in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno: $\beta_m = 1$. Inoltre, essendo il muro impedito di traslare e ruotare intorno al piede, si assume che l'incremento di spinta dovuto al sisma agisca a metà dell'altezza del muro.

Lo spostamento associato alle spinte del terreno si deve poter sviluppare senza che la spalla collassi. Questo requisito si ritiene soddisfatto se la spalla è in grado di sopportare le sollecitazioni sismiche di cui sopra incrementate del 30%.

Le verifiche agli stati limite ultimi devono essere effettuate ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e impiegando i parametri geotecnici e le resistenze di progetto indicate nel cap. 6 del D.M. 14/01/2008. Nel caso sismico per quanto riguarda i pali di fondazione, se le verifiche vengono effettuate con l'Approccio 1 Combinazione 2, si deve fare riferimento ai coefficienti R3 di cui alle Tabelle 6.4.II e 6.4.VI.

7.9.2 Muri di sostegno

Per la verifica sismica dei muri in sostegno vale quanto detto per il muro di spalla ad esclusione del coefficiente β_m che, essendo il terreno di fondazione di categoria D, assume un valore pari a 0.18.

8 PASSERELLA RIO MERDAR

8.1 Analisi dei carichi

8.1.1 Carichi permanenti

Fra i carichi permanenti vengono considerati quelli di seguito elencati:

pesi propri:

travature in acciaio: (secondo sezione, considerando un peso specifico di 78.5 kN/m^3)

pesi portati:

legno lamellare di larice: (secondo sezione, considerando un peso specifico di 8.00 kN/m^3)

8.1.2 Distorsioni

Non sono presenti distorsioni o presollecitazioni di progetto (ϵ_1).

8.1.3 Viscosità

Non vengono considerato fenomeni di viscosità, data la natura dei materiali impiegati.

8.1.4 Ritiro

Non vengono considerati fenomeni di ritiro, data la natura dei materiali impiegati.

8.1.5 Variazioni termiche

Essendo la struttura isostatica assialmente, una variazione termica omogenea non provoca sollecitazioni di alcun tipo nella struttura portante.

8.1.6 Cedimenti vincolari

Essendo la struttura isostatica, un possibile cedimento vincolare di uno o più appoggi non provoca distorsioni e quindi sollecitazioni.

8.1.7 Carichi mobili

Il ponte in esame è soggetto ai carichi previsti dalla normativa attualmente in vigore (D.M. 14 gennaio 2008) per i ponti di **III^a categoria (passerelle pedo-ciclabili)**. Per le verifiche globali viene considerato lo schema di carico 5 (folla), pari a 5.00 kN/m³ su tutta la estensione della passerella (3.00 x 5.00 m).

8.1.8 Azione longitudinale di frenamento

Non viene presa in considerazione una azione associata all'azione longitudinale di frenamento.

8.1.9 Azione centrifuga

Non vengono considerati effetti associati all'azione centrifuga, in quanto la passerella in esame presenta un asse a generatrice rettilinea.

8.1.10 Azione del vento

Per quanto riguarda l'analisi globale della struttura di impalcato, non vengono considerati gli effetti associati all'azione del vento, in quanto ritenuti di trascurabile entità. Gli effetti del vento verranno però considerati nella fase di progettazione tipologica del sistema di appoggio dell'impalcato sulle strutture verticali (spalle).

8.1.11 Azione sismica

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati in accordo a quanto disposto dal D.M. 18 gennaio 2008. L'azione sismica viene considerata solo per la progettazione delle strutture verticali di ripartizione dei carichi (spalle), in quanto risultanti di entità trascurabile per l'impalcato (visto il peso ridotto). La tipologia degli apparecchi di appoggio è scelta in dipendenza di una possibile azione sismica sussultoria.

8.1.12 Resistenze parassite dei vincoli

Non si considerano le resistenze passive dei vincoli.

8.2 Combinazioni di carico

Per quanto riguarda gli stati limite ultimi, la combinazione fondamentale di carico risulta genericamente espressa dalla seguente espressione:

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

dove i coefficienti parziali e i coefficienti di partecipazione per le azioni sono riportate in Tab. 2.6.I e Tab. 2.5.I rispettivamente.

Nelle verifiche agli stati limite ultimi si distinguono:

- Lo stato limite di equilibrio come corpo rigido: **EQU**
- Lo stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione: **STR**
- Lo stato limite di resistenza del terreno: **GEO**

Nelle verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) e geotecnica (GEO) si possono adottare, in alternativa, due diversi approcci. L'approccio seguito in questo progetto (Approccio 1) impiega due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definite per le azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e per la resistenza globale del sistema (R). Nella *Combinazione 1*

per le azioni si impiegano i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1 delle tabelle sopra citate. Nella *Combinazione 2* si impiegano invece i coefficienti γ_F riportati nella colonna A2.

Per quel che riguarda le verifiche agli stati limite di esercizio (tensioni, fessurazione, deformazione e fatica) vengono considerate le combinazioni di carico previste dal D.M del 18 gennaio 2008 sui ponti. La combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili risulta espressa dalla seguente espressione:

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

La combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili risulta espressa dalla seguente relazione:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

La combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine è espressa dalla seguente espressione:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

La combinazione sismica invece, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E risulta espressa da:

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

8.3 Schema di calcolo

La struttura di impalcato è costituita da un graticcio in acciaio, sul quale sono appoggiate delle traversine in legno, le quali hanno la sola funzione di ripartizione del carico sulle travi principali metalliche.

Lo schema di calcolo adottato per le analisi sulla struttura di impalcato è costituito da un modello di calcolo agli elementi finiti (F.E.M.), costituito come brevemente descritto ed illustrato.

8.3.1 Modello di calcolo

La geometria del modello è rappresentata dalle illustrazioni seguenti. La passerella in esame viene modellata con elementi monodimensionali di tipo "beam". Le traversine in legno vengono considerate allo solo scopo di ripartizione del carico.

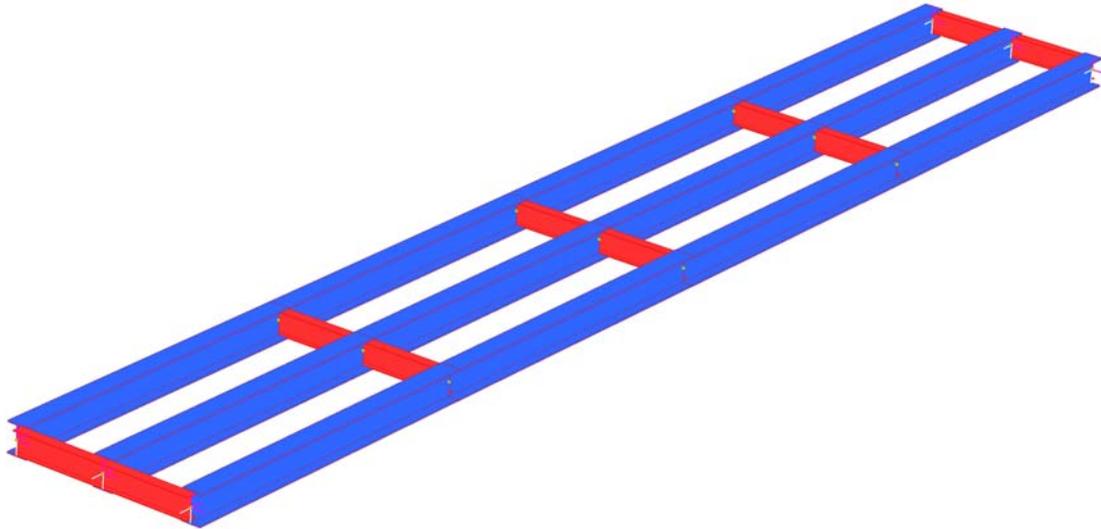


Figura 2: Vista modello F.E.M.

Per la definizione completa dei nodi e degli elementi, si rimanda ai file di modello, disponibili fra le minute di studio.

8.4 Condizioni di carico

In dettaglio i carichi che vengono applicati al modello sono:

Condizione di carico 1 (peso proprio):

E' un carico per unità di massa. Viene valutato in base al peso specifico definito nelle proprietà. Per l'acciaio è 78.50 kN/m^3 .

Condizione di carico 2 (permanenti portati):

Comprende il peso della pavimentazione costituita dalle traversine in legno lamellare di larice. E' un carico per unità di lunghezza distribuito sulle travature principali in dipendenza della superficie di influenza delle stesse.

travi laterali:	$q_{\text{lat}} = (8.0 \cdot 0.12) \cdot 1.38/2 = 66.2 \text{ kg/m}$
trave centrale:	$q_{\text{centr}} = (8.0 \cdot 0.12) \cdot 1.38 = 132.5 \text{ kg/m}$

Condizione di carico 3 (folla):

Comprende il carico accidentale stradale dovuto alla folla compatta (5 kN/m^2). E' un carico per unità di lunghezza distribuito sulle travature principali in dipendenza della superficie di influenza delle stesse.

travi laterali:	$q_{\text{lat}} = (5.0) \cdot 1.38/2 = 690.0 \text{ kg/m}$
trave centrale:	$q_{\text{centr}} = (5.0) \cdot 1.38 = 345.0 \text{ kg/m}$

8.5 Combinazioni di carico

I carichi elementari descritti al paragrafo precedente vengono applicati al modello secondo la tabella seguente.

17
55
92
30
58
06
43
81
00 [Bm:1]

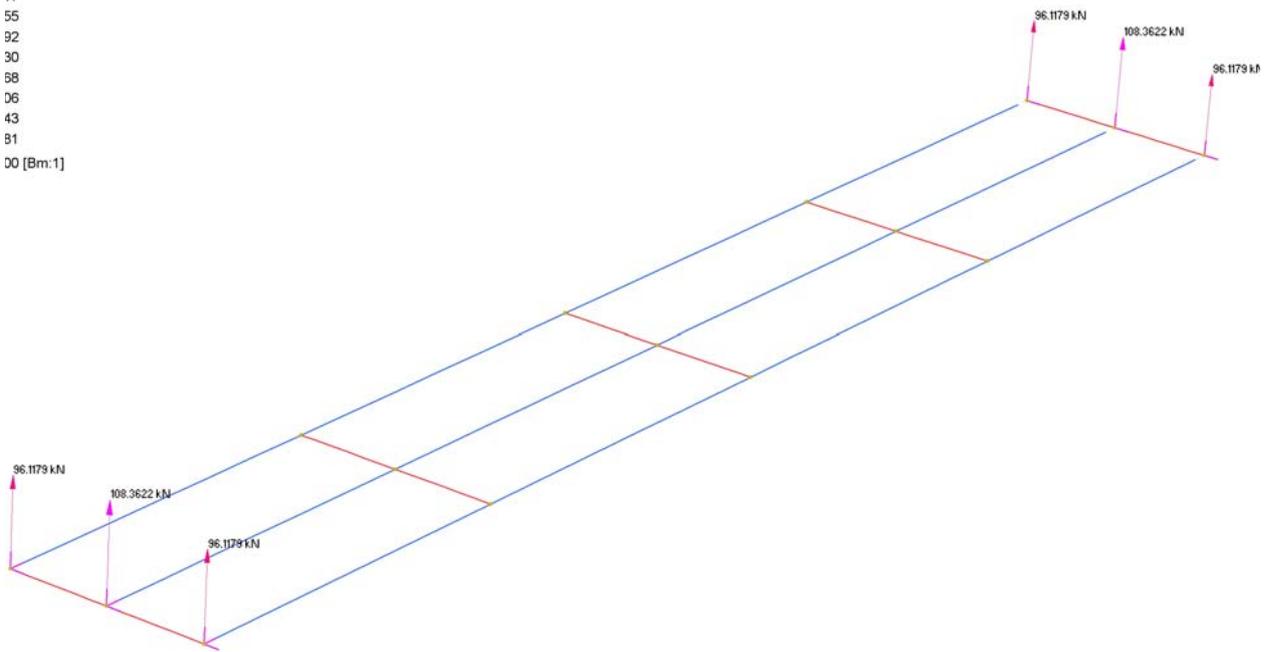


Figura 5: Modello F.E.M. - reazioni vincolari

1
4
5
5
5 [Bm:12]

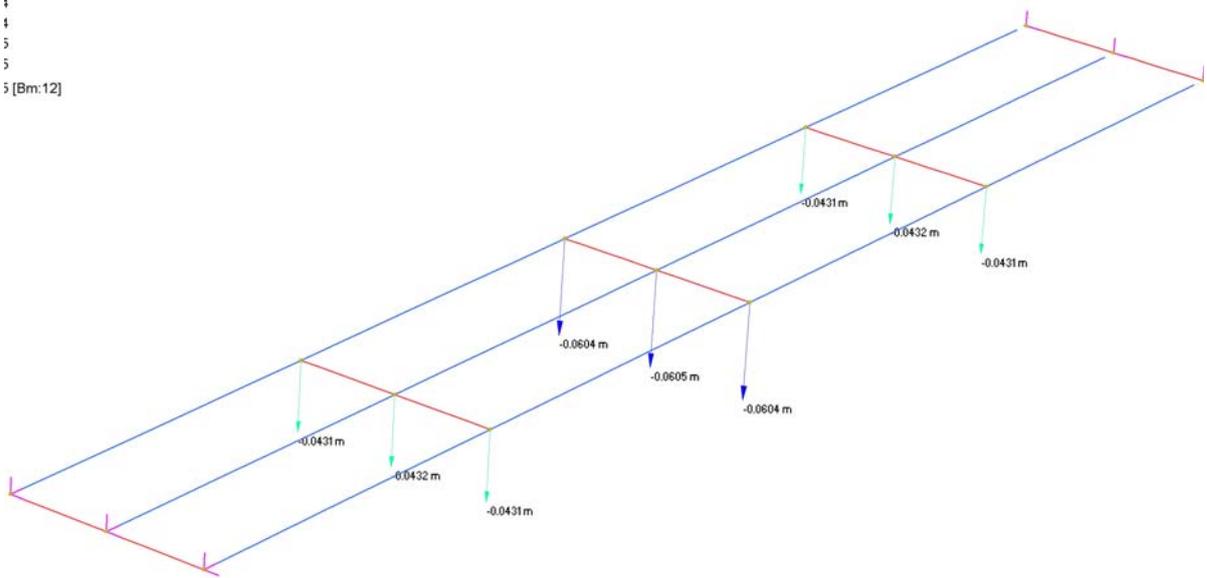


Figura 6: Modello F.E.M. - spostamenti per carico variabile (folla compatta)

8.6.1 Stato limite ultimo

8.6.1.1 Travi di ripartizione in legno

Le travi di ripartizione in legno sono costituite da travi in legno tipo Massaranduba (20 x 6 cm), le cui caratteristiche meccaniche, non disponendo delle reali caratteristiche del materiale impiegato ma comunque effettuando una scelta a favore di sicurezza, saranno ipotizzate uguali a quelle di un legno lamellare incollato di classe GL24c (BS11k).

I carichi agenti su tali travi sono il peso proprio delle travi stesse ($6.0 \cdot 0.20 \cdot 0.12 = 0.072$ kN/m) ed il carico da folla. Lo schema statico considerato ai fini della determinazione delle sollecitazioni è quello di trave su tre appoggi con carico disposto simmetricamente.

$$q_{sd} = 1.35 \cdot (5.00 \cdot 0.20 + 0.072) = 1.45 \text{ kN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_{sd} \cdot l^2}{8} = \frac{1.45 \cdot 1.38^2}{8} = 0.35 \text{ kNm}$$

$$V_{sd} = 0.625 \cdot q_{sd} \cdot l = 0.625 \cdot 1.45 \cdot 1.38 = 1.25 \text{ kN}$$

Le caratteristiche resistenti della sezione risultano essere pari a:

$$W = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{20 \cdot 6^2}{6} = 120 \text{ cm}^3$$

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{0.35 \cdot 10^6}{120 \cdot 10^3} = 2.92 \text{ MPa} < f_{t,0,d} = 6.3 \text{ MPa}$$

$$\tau_d = \frac{V_{sd}}{A} = \frac{1.25 \cdot 10^3}{(200 \cdot 60)} = 0.11 \text{ MPa} < f_{v,d} = 0.99 \text{ MPa}$$

Le caratteristiche resistenti di progetto del legno lamellare incollato sono determinati come segue:
resistenza a trazione in direzione ortogonale alle fibre

$$f_{t,0,k} = 14 \text{ MPa}$$

$$f_{v,k} = 2.2 \text{ MPa}$$

resistenza di progetto a trazione in direzione ortogonale alle fibre

$$f_{t,0,d} = \frac{f_{t,0,k} \cdot k_{mod}}{\gamma_M} = \frac{14 \cdot 0.65}{1.45} = 6.3 \text{ MPa}$$

Resistenza di progetto al taglio

$$f_{v,d} = \frac{f_{v,k} \cdot k_{mod}}{\gamma_M} = \frac{2.2 \cdot 0.65}{1.45} = 0.99 \text{ MPa}$$

La freccia massima in esercizio risulta essere pari a:

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{E \cdot J} = \frac{5}{384} \cdot \frac{1.072 \cdot 1380^4}{3867 \cdot 360 \cdot 10^4} = 3.64 \text{ mm} < \frac{l}{350} = 3.94 \text{ mm}$$

dove:

$$q_{SLE} = (5.00 \cdot 0.20 + 0.072) = 1.072 \text{ kN/m}$$

$$E_{\infty} = \frac{E_m}{1 + k_{def}} = \frac{11600}{1 + 2} = 3867 \text{ MPa}$$

$$J = \frac{20 \cdot 10^3}{12} = 360 \text{ cm}^4$$

8.6.1.2 Travi principali metalliche HE 450 B

Le sollecitazioni massime agenti sulle travi longitudinali (trave centrale), allo SLU, sono pari a:

$$M_{Sd} = 455.0 \text{ kNm}$$

$$V_{Sd} = 96.4 \text{ kN}$$

Essendo il profilato in esame appartenente alla classe delle sezioni compatte (sezioni di classe 1 e 2) è possibile valutare la capacità resistente della sezione mediante il metodo plastico, di cui al D.M. 14/01/2008.

Il momento resistente di calcolo a flessione retta della sezione risulta essere pari a:

$$M_{C,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{m0}} = 1346.3 \text{ kNm}$$

Il momento resistente di progetto nei confronti dell'instabilità flessio-torsionale è pari a:

$$M_{B,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_y \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{m1}} = 1241.5 \text{ kNm}$$

Il momento critico elastico per instabilità flessio-torsionale è stato valutato mediante un modello F.E.M. considerando una lunghezza libera pari all'interasse tra i traversi, pari a 5.06 m.

$$M_{cr} = 3386 \text{ kNm}$$

Il taglio resistente di calcolo della sezione risulta essere pari a:

$$V_{C,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}} = 1555.4 \text{ kN}$$

Essendo il taglio sollecitante inferiore a $0.5 \cdot V_{C,Rd}$ è possibile trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

Le verifiche sono riassunte nello schema seguente:

$$\text{verifica a flessione: } \Phi_s = \frac{\min(M_{C,Rd}, M_{B,Rd})}{M_{Sd}} = 2.73$$

$$\text{verifica a taglio: } \Phi_s = \frac{V_{C,Rd}}{V_{Sd}} = 16.13$$

Essendo $\frac{h_w}{t} = \frac{344}{14} = 24.6 < \frac{72}{\eta} \cdot \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}} = \frac{72}{1.00} \cdot \sqrt{\frac{235}{355}} = 58.6$ non è necessario verificare l'instabilità dell'anima della sezione soggetta a taglio.

8.6.1.3 Traversi IPE 450

I traversi, essendo di classe 1 per la sollecitazione da flessione, vengono verificati con il metodo plastico.

Le sollecitazioni massime agenti sul traverso maggiormente caricato, allo SLU, sono pari a:

$$M_{Sd} = 8.6 \text{ kNm}$$

$$V_{Sd} = 5.6 \text{ kN}$$

e risultano decisamente inferiori rispetto alle caratteristiche resistenti del profilato in esame (IPE 450).

8.6.1.4 Collegamento montante parapetto

L'altezza del parapetto è considerata pari a 1.10 m. Il parapetto è soggetto ad un'azione orizzontale pari a 1.50 kN/m applicata al corrimano.

I montanti del parapetto risultano essere collegati alla struttura di impalcato in corrispondenza dei traversi (5 sull'intera luce del ponte).

Le sollecitazioni di taglio e flessione agenti sul singolo collegamento del montante risultano essere pari a:

$$V_{Sd} = \frac{(1.5 \cdot 1.50 \text{ kN/m}) \cdot 20.0 \text{ m}}{5} = 9.0 \text{ kN / mon tan te}$$

$$M_{Sd} = V_{Sd} \cdot 1.10 \text{ m} = 9.9 \text{ kNm / mon tan te}$$

Il collegamento è costituito da 4 bulloni M16 ad alta resistenza (classe 10.9).

Il taglio totale agente sul bullone maggiormente sollecitato è pari a:

$$V_{Sd,i} = \sqrt{\left(\frac{V_{Sd}}{4}\right)^2 + \left(0.5 \cdot \frac{M_{Sd}}{0.20}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{9.0}{4}\right)^2 + \left(0.5 \cdot \frac{9.9}{0.20}\right)^2} = 24.9 \text{ kN} < F_{Rd} = 62.8 \text{ kN}$$

8.6.2 Stato limite di deformazione

Il D.M. 14.01.2008 non pone limiti alle deformazioni, limitandosi a specificare che non devono compromettere la funzionalità dell'opera. Per la passerella in esame viene considerato come limite di deformabilità quello relativo ai solai in generale, definito nella normativa italiana vigente pari a 1/250 per i soli carichi accidentali.

Lo spostamento massimo in corrispondenza della mezzera della trave centrale dovuto al solo carico accidentale di folla compatta, risulta essere pari a:

$$v_d = 60.5 \text{ mm}$$

Il limite ammissibile di deformabilità risulta essere pari a:

$$v_R = \frac{1}{300} = \frac{20000}{300} = 66.7 \text{ mm}$$

$$\Phi_S = \frac{V_R}{V_d} = 1.10$$

La deformazione per carichi permanenti viene recuperata con una contromonta in campata pari ai seguenti valori:

- travi laterali: 50 mm
- trave centrale: 50 mm

8.7 Verifiche spalle e fondazioni

8.7.1 Analisi dei carichi

I carichi agenti sulle spalle sono in parte provenienti dall'impalcato, e in parte causati dalla spinta delle terre (azioni geomeccaniche).

8.7.1.1 Reazioni impalcato

Vengono presi in considerazione solo le reazioni provenienti da azioni che abbiano una qualche influenza sulle spalle. Essi sono:

- Pesì propri strutturali
- Carichi permanenti portati
- Carichi mobili (folla compatta)

8.7.1.2 Azioni geomeccaniche

Per le opere di spalla e di fondazione in genere sono da considerarsi anche le azioni indotte dal terreno, quali le spinte delle terre, sia imputabili al peso del terreno, che ai sovraccarichi variabili e permanenti. Le spinte sulle pareti di spalla vengono valutate secondo il modello di *Rankine* e sono valutate considerando i seguenti parametri: $\phi = 27^\circ$, $c = 0$ kPa. Stanti le caratteristiche del terreno come descritte, e stante l'assenza di falda (trovandosi il livello medio di falda al di sotto del piano di imposta delle fondazioni, si ha:

coefficienti considerati	M1	M2
coefficiente di spinta attiva	$k_a = 0.38$	$k_a = 0.45$
coefficiente di spinta passiva	$k_a = 2.66$	$k_a = 2.21$

8.7.2 Combinazioni di carico

Viene considerate le seguenti combinazioni di carico. Ai fini delle verifiche viene considerata quella di volta in volta piú gravosa.

- A1-M1-R1
- A2-M2-R2
- SISMICA (M2-R3)

I coefficienti parziali sulle azioni sono riassunti nella seguente tabella:

Carichi	Effetto	Coefficiente parziale	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	favorevole		0.90	1.00	1.00
	sfavorevole		1.10	1.35	1.00
Permanenti non strutturali	favorevole		0.00	0.00	0.00
	sfavorevole		1.50	1.50	1.30
Variabili da traffico	favorevole		0.00	0.00	0.00
	sfavorevole		1.35	1.35	1.15

Le spinte del terreno sono considerate come carichi permanenti (pesi propri strutturali) in quanto il terreno nella modellazione considerata, contribuisce al comportamento dell'opera con le caratteristiche di peso, resistenza e rigidità.

I coefficienti parziali sui materiali sono riassunti nella seguente tabella:

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1.00	1.25
Coazione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{c_u}	1.00	1.40
Peso dell'unità di volume	γ	γ_{γ}	1.00	1.00

I coefficienti parziali γ_R considerati sono riassunti nella seguente tabella:

Resistenza per pali trivellati	Coefficiente parziale (R1)	Coefficiente parziale (R2)	Coefficiente parziale (R3)
Laterale in compressione	$\gamma_R = 1.00$	$\gamma_R = 1.45$	$\gamma_R = 1.15$
Laterali in trazione	$\gamma_R = 1.00$	$\gamma_R = 1.60$	$\gamma_R = 1.25$
Carichi trasversali	$\gamma_R = 1.00$	$\gamma_R = 1.60$	$\gamma_R = 1.30$

8.7.3 Schema di calcolo

Si considera la spalla come corpo rigido, soggetto alle azioni descritte sopra. Vengono pertanto imposti gli equilibri ai moti rigidi, desumendo da questi le azioni sui micropali di fondazione, supponendo una distribuzione di forze sui pali stessi lineare, giustificata dall'elevata rigidità della struttura di fondazione della spalla. Non viene considerata la spinta passiva a valle della spalla in quanto, per attivarsi, necessiterebbe di uno spostamento laterale che però non è consentito per la presenza dei micropali di fondazione.

Le due spalle della passerella sul Rio Merdar presentano la stessa geometria e le stesse condizioni di carico.

8.7.4 Verifiche geotecniche pali di fondazione

La fondazione della spalla è costituita da una serie di micropali a iniezione unica (metodo IGU) del diametro complessivo di 200 mm. La disposizione in pianta dei micropali è su due file con 8 pali per fila. L'interasse tra le due file è pari a 1.50 m. L'interasse tra i pali all'interno della singola fila risulta essere pari a 0.52 m. L'armatura dei micropali è costituita da un tubo di acciaio dello spessore di 8 mm e diametro di 139.7 mm.

Nei paragrafi seguenti sono riassunte le verifiche effettuate per la struttura in esame. Il dettaglio delle verifiche è contenuto nel foglio di calcolo allegato alla presente relazione.

8.7.4.1 Resistenze micropali di fondazione

La capacità portante dei micropali nei confronti di sollecitazioni verticali viene valutata secondo il modello di Bustamante e Doix (1985), ricavandole dai valori di N_{SPT} attinenti al terreno presente in sito. Il carico limite, trascurando la resistenza di punta, viene definito come:

$$Q_{lim} = s \cdot L_s \cdot \pi \cdot \alpha \cdot d = 500 \cdot 10.0 \cdot \pi \cdot 1.10 \cdot 0.20 = 345.6 \text{ kN}$$

dove:

$d = 0.20 \text{ m}$	di diametro della perforazione
$\alpha = 1.10$	coefficiente maggiorativo del diametro che dipende dalla tecnologia di esecuzione e dalla tipologia di terreni (nel caso in esame si considera la tipologia IGU, con il getto in un'unica soluzione)
$L_s = 10.0 \text{ m}$	lunghezza della zona iniettata
$s = 0.05 \text{ MPa}$	è la resistenza laterale, desunta empiricamente dal valore di N_{SPT} o dalle caratteristiche di consistenza del terreno in sito

La capacità portante dei micropali per azioni orizzontali è valutata in accordo con la teoria di Broms, considerando sia la condizione di breve che di lungo termine e scegliendo il valore inferiore di resistenza. In particolare lo schema di riferimento è quello di palo lungo impedito di ruotare in testa, la cui crisi avviene con la formazione di due cerniere plastiche.

La capacità portante, in terreni coesivi, è ricavabile dalla seguente relazione (per il terreno di fondazione, di tipo deposito lacustre, viene assunta una coesione non drenata pari a $c_u = 20 \text{ kPa}$):

$$\frac{H_{lim}}{c_u \cdot d^2} = -13.5 + \sqrt{182.25 + 36 \cdot \frac{M_y}{c_u \cdot d^3}}$$
$$H_{lim} = \left(-13.5 + \sqrt{182.25 + 36 \cdot \frac{M_y}{c_u \cdot d^3}} \right) \cdot c_u \cdot d^2 = 79.3 \text{ kN}$$

dove: $M_y = M_p = 47 \text{ kNm}$	momento plastico dell'armatura tubolare
$d = 1.5 \cdot d_0 = 1.5 \cdot 0.20 = 0.30 \text{ m}$	incremento dovuto alla forma delle tensioni di contatto

La capacità portante in terreni incoerenti è ricavabile dalla seguente relazione (considerando a favore di sicurezza la spinta passiva associata ai coefficienti M2):

$$\frac{H_{lim}}{k_p \cdot \gamma \cdot d^3} = \sqrt[3]{\left(3.676 \cdot \frac{M_y}{k_p \cdot \gamma \cdot d^4}\right)^2}$$

$$H_{lim} = \sqrt[3]{\left(3.676 \cdot \frac{M_y}{k_p \cdot \gamma \cdot d^4}\right)^2} \cdot k_p \cdot \gamma \cdot d^3 = 70.2 \text{ kN}$$

Riassumendo si hanno le seguenti caratteristiche di resistenza dei pali di fondazione per l'opera in esame:

resistenza per carichi verticali $F_{V,Rd} = 345.6 \text{ kN}$

resistenza per carichi orizzontali $F_{H,Rd} = 70.2 \text{ kN}$

8.7.4.2 Verifica a scorrimento

La verifica a scorrimento della spalla è riassunta nella tabella seguente.

	A1-M1-R1	A2-M2-R2	SISMICA-A2-R3
Forza resistente	<i>1123.2 kN</i>	<i>702.0 kN</i>	<i>864.0 kN</i>
Forza di scorrimento	<i>427.6 kN</i>	<i>387.0 kN</i>	<i>692.1 kN</i>
coeff. residuo Φ_s	2.63	1.81	1.25

I valori in tabella si riferiscono all'intera spalla con $n = 2 \cdot 8 = 16$ micropali

8.7.4.3 Verifica a capacità portante dei pali

Data la natura del terreno di fondazione di tipo coesivo, è necessario tenere conto della diminuzione della capacità portante del singolo palo dovuto all'effetto di gruppo del sistema di pali di fondazione. L'effetto di gruppo è valutato mediante la formula empirica di *Converse Labarre*:

$$E = 1 - \frac{\arctan(d/i)}{\pi/2} \cdot \frac{(m-1) \cdot n + (n-1) \cdot m}{m \cdot n} \cong 0.70$$

$$Q_{Glim} = N \cdot E \cdot Q_{lim}$$

dove:

d = diametro micropali di fondazione

i = interasse minimo pali

m = numero di file di pali

n = numero di pali per fila

N = numero totale di pali

La verifica a capacità portante dei pali di fondazione della spalla è riassunta nella tabella seguente:

	A1-M1-R1	A2-M2-R2	SISMICA-A2-R3
Momento totale sollecitante	<i>651.9 kNm</i>	<i>577.7 kNm</i>	<i>910.7 kNm</i>
Sforzo normale totale sollecitante	1197.7 kN	912.7 kN	837.4 kN
Carico di progetto palo compresso	<i>129.2 kN</i>	<i>105.2 kN</i>	<i>166.7 kN</i>
Capacità resistente palo compresso	241.9 kN	166.8 kN	210.4 kN
coeff. residuo Φ_S	1.87	1.59	1.26

8.7.5 Verifiche strutturali

Sono state eseguite verifiche strutturali sulla spalla come di seguito brevemente descritto.

8.7.5.1 Fondazione

Lo schema considerato per la determinazione delle sollecitazioni sulla fondazione è quello di una mensola, incastrata in asse muro di spalla e caricata in corrispondenza della connessione con i pali di fondazione.

Il momento sollecitante di progetto risulta essere pari a:

$$M_{sd} = 50.6 \text{ kNm/m} \quad (\text{combinazione sismica})$$

Il taglio sollecitante viene considerato pari al carico trasmesso dai pali di fondazione, riportato a una striscia di fondazione di larghezza unitaria (taglio valutato sul filo di valle del muro in elevazione).

$$V_{sd} = \frac{F_{sd} \cdot 8}{4.6 \text{ m}} = \frac{166.7 \cdot 8}{4.6 \text{ m}} = 289.9 \text{ kN/m} \quad (\text{combinazione sismica})$$

VERIFICA A FLESSIONE

Caratteristiche geometriche sezione:

larghezza	b = 1000 mm
altezza	h = 600 mm
copri ferro	c = 50 mm
armatura compressa	$A_{sup} = \phi 16 / 250 \text{ mm}$
armatura tesa	$A_{inf} = \phi 16 / 250 \text{ mm}$
armatura a taglio	$A_{trasv} = 2 \phi 10 / 250 \text{ mm}$

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

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. ?

TITOLO : _____

N* figure elementari Zoom N* strati barre Zoom

N*	b [mm]	h [mm]
1	1000	600

N*	As [mm²]	d [mm]
1	804	50
2	804	550

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Sd} kN
 M_{xSd} kNm
 M_{ySd} kNm

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

Tipo rottura
 Lato acciaio - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N* rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ mm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C		C25/30	
ε _{su}	10 ‰	ε _{cu}	3.5
f _{yd}	391.3 N/mm²	f _{cd}	14.16
E _s	210.000 N/mm²	α	1
E _s /E _c	15	f _{cc} /f _{cd}	1
ε _{syd}	1.863 ‰	σ _{c,adm}	9.75
σ _{s,adm}	0 N/mm²	τ _{co}	0.6
		τ _{c1}	1.829

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ε_c ‰
 ε_s ‰
 d mm
 x x/d
 δ

$$M_{Rd} = 167.2 \text{ kNm}$$

$$\Phi_s = \frac{M_{Rd}}{M_{Sd}} = \frac{167.2}{50.6} = 3.30$$

L'armatura disposta in fondazione costituisce anche un'armatura tridimensionale necessaria per assorbire il carico concentrato derivante dalla testa dei micropali.

VERIFICA AL TAGLIO

taglio resistente in assenza di armatura trasversale:

$$V_{Rd1} = 42.5 \text{ kN}$$

taglio massimo in presenza di armatura trasversale:

$$V_{Rd2} = 304.3 \text{ kN}$$

$$\Phi_s = \frac{V_{Rd2}}{V_{Sd}} = 1.05$$

8.7.5.2 Base muro di spalla

Al fine della determinazione delle sollecitazioni agenti sulla base del muro in elevazione della spalla vengono considerati i carichi agenti fino alla quota della sezione in esame (estradosso platea di fondazione).

Il momento massimo ed il taglio massimo sollecitante di progetto risultano essere pari a:

$$M_{Sd} = 253.1 \text{ kNm/m} \quad (\text{combinazione sismica})$$

$$V_{Sd} = 150.7 \text{ kN/m} \quad (\text{combinazione sismica})$$

VERIFICA A FLESSIONE

Caratteristiche geometriche sezione:

larghezza	b = 1000 mm
altezza	h = 900 mm
copri ferro	c = 50 mm
armatura compressa	$A_{sup} = \phi 16 / 250 \text{ mm}$
armatura tesa	$A_{inf} = \phi 16 / 250 \text{ mm}$
armatura a taglio	$A_{trav} = 2 \phi 14 / 500 \text{ mm}$

Verifica C.A. S.L.U. - File: spalla_muro base

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. ?

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [mm]	h [mm]
1	1000	900

N°	As [mm²]	d [mm]
1	804	50
2	804	850

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Sd} kN

M_{xSd} kNm

M_{ySd}

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[mm] xN yN

Tipo rottura

Lato acciaio - Acciaio snervato

Materiali

B450C		C25/30	
ϵ_{su}	10 ‰	ϵ_{cu}	3.5 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm²	f_{cd}	14.16 N/mm²
E_s	210,000 N/mm²	α	1
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	1
ϵ_{syd}	1.863 ‰	$\sigma_{c,adm}$	9.75 N/mm²
$\sigma_{s,adm}$	0 N/mm²	τ_{co}	0.6 N/mm²
		τ_{c1}	1.829 N/mm²

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ mm Col. modello

Precompresso

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

ϵ_c ‰

ϵ_s ‰

d mm

x x/d

δ

$$M_{Rd} = 260.0 \text{ kNm}$$

$$\Phi_S = \frac{M_{Rd}}{M_{Sd}} = \frac{260.0}{253.1} = 1.03$$

VERIFICA AL TAGLIO

taglio resistente in assenza di armatura trasversale:

$$V_{Rd1} = 41.9 \text{ kN}$$

taglio massimo in presenza di armatura trasversale:

$$V_{Rd2} = 460.8 \text{ kN}$$

$$\Phi_S = \frac{V_{Rd2}}{V_{Sd}} = 3.06$$

8.7.5.3 Paraghiaia

Al fine della determinazione delle sollecitazioni agenti sul paraghiaia della spalla, vengono considerati i carichi agenti fino alla quota della sezione in esame (estradosso pulvino di appoggio impalcato).

Il momento massimo ed il taglio massimo sollecitante di progetto risultano essere pari a:

$$M_{Sd} = 3.0 \text{ kNm/m} \quad (\text{combinazione sismica})$$

$$V_{Sd} = 8.6 \text{ kN/m} \quad (\text{combinazione sismica})$$

VERIFICA A FLESSIONE

Caratteristiche geometriche sezione:

larghezza	$b = 1000 \text{ mm}$
altezza	$h = 250 \text{ mm}$
copri ferro	$c = 50 \text{ mm}$
armatura compressa	$A_{sup} = \phi 14 / 250 \text{ mm}$
armatura tesa	$A_{inf} = \phi 14 / 250 \text{ mm}$
armatura a taglio	$A_{trasv} = 4 \phi 10 / 250 \text{ mm}$

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

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. ?

TITOLO : _____

N* figure elementari Zoom N* strati barre Zoom

N*	b [mm]	h [mm]
1	1000	250

N*	As [mm²]	d [mm]
1	616	50
2	616	200

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Sd} kN
 M_{xSd} kNm
 M_{ySd}

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

Tipo rottura
 Lato acciaio - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N* rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L_o mm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C	C30/37
ε _{su} <input type="text" value="10"/> ‰	ε _{cu} <input type="text" value="3.5"/>
f _{yd} <input type="text" value="391.3"/> N/mm²	f _{cd} <input type="text" value="17"/>
E _s <input type="text" value="210.000"/> N/mm²	α <input type="text" value="1"/> ?
E _s /E _c <input type="text" value="15"/>	f _{cc} /f _{cd} <input type="text" value="1"/> ?
ε _{syd} <input type="text" value="1.863"/> ‰	σ _{c,adm} <input type="text" value="11.5"/>
σ _{s,adm} <input type="text" value="0"/> N/mm²	τ _{co} <input type="text" value="0.6933"/>
	τ _{c1} <input type="text" value="2.029"/>

M_{xRd} kNm

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ε_c ‰
 ε_s ‰
 d mm
 x x/d
 δ

$$M_{Rd} = 50.2 \text{ kNm}$$

VERIFICA AL TAGLIO

taglio resistente in assenza di armatura trasversale:

$$V_{Rd1} = 43.2 \text{ kN}$$

taglio massimo in presenza di armatura trasversale:

$$V_{Rd2} = 221.3 \text{ kN}$$

8.8 Apparecchi di appoggio

Gli apparecchi di appoggio metallici sono costituiti a perno e, per la passerella, si compongono di un appoggio fisso ed un appoggio a carrello. Gli appoggi sono costituiti come segue:

La verifica del perno e delle piastre di collegamento costituenti l'appoggio in esame, sono stati progettati in accordi con le norme UNI EN 1993-1-8.

La verifica è riassunta nella tabella seguente:

<i>tensione di rottura perno</i>	$f_{up} =$	1000	MPa	
<i>tensione snervamento acciaio</i>	$f_{yk} =$	355	MPa	
<i>tensione snervamento perno</i>	$f_{yp} =$	700	MPa	
<i>modulo elastico acciaio</i>	$E =$	210000	MPa	
	$g_{M0} =$	1.05		
	$g_{M2} =$	1.25		
	$g_{M6,ser} =$	1.00		
<i>diametro perno</i>	$d =$	26	mm	
<i>diametro foro</i>	$d_0 =$	27	mm	
<i>spessore piastra di collegamento doppia</i>	$a =$	10	mm	
<i>spessore piastra di collegamento singola</i>	$b =$	20	mm	
<i>gioco fra le piastre</i>	$c =$	5	mm	
<i>area perno</i>	$A =$	531	mm ²	
<i>modulo di resistenza elastico</i>	$W_{el} =$	1726	mm ³	
<i>taglio sollecitante SLU</i>	$V_{Sd} =$	108.4	kN	
<i>momento sollecitante SLU</i>	$M_{Sd} =$	813.0	kNm	
<i>taglio sollecitante SLE</i>	$V_{Sd,ser} =$	79.2	kN	
<i>momento sollecitante SLE</i>	$M_{Sd,ser} =$	594.0	kNm	
<i>tensione di contatto SLE</i>	$s_{h,Ed} =$	655.5	MPa	
<i>resistenza al taglio del perno</i>	$F_{V,Rd} =$	254.8	kN	2.4
<i>resistenza a rifollamento piastra</i>	$F_{B,Rd} =$	263.7	kN	2.4
<i>momento resistente perno</i>	$M_{Rd} =$	1725.5	kNm	2.1
<i>forza di taglio resistente sul perno in esercizio</i>	$F_{B,Rd,ser} =$	110.8	kN	1.4
<i>momento resistente su perno in esercizio</i>	$M_{Rd,ser} =$	966.3	kN	1.6
<i>resistenza combinata flessione e taglio del perno</i>		0.4		OK 2.5
<i>limite tensioni di contatto</i>	$f_{h,Ed} =$	887.5	MPa	1.4

<i>limitazioni geometriche</i>	a >	26 mm
	c >	15 mm

Per la descrizione dei simboli si rimanda alla norma UNI EN 1993-1-8 (collegamento delle strutture in acciaio).

L'appoggio di tipo carrello deve permettere uno spostamento pari a 40 mm in entrambe le direzioni.

8.9 Giunti

Nel caso della passerella ciclo-pedonale sul Rio Merdar non sono presenti giunti, in quanto la pavimentazione sulla passerella è formata da traversine in legno. E' necessario però, che la distanza tra impalcato e paraghiaia sia tale da permettere gli spostamenti relativi tra questi due elementi.

Lo spostamento totale è formato da quello dovuto alla dilatazione termica della struttura di impalcato e lo spostamento massimo possibile in caso di sisma.

Per la dilatazione termica si considera un'escursione massima di temperatura da -15°C a +45°C. In tale range, la dilatazione è pari a:

$$\Delta l_{term} = 20000 \cdot 12 \cdot 10^{-6} \cdot (45 - (-15)) = 14.4 \text{ mm}$$

Per il caso sismico, lo spostamento assoluto orizzontale massimo al suolo è pari a:

$$d_{gi} = d_{gj} = 0.025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D = 0.025 \cdot 0.090g \cdot 1.8 \cdot 0.703 \cdot 1.959 = 54.7 \text{ mm (rif. par. 3.2.5.2)}$$

Data l'assenza di forti discontinuità orografiche, lo spostamento relative tra due punti a distanza x si può valutare con l'espressione:

$$d_{ij}(20.0 \text{ m}) = d_{ij0} + (d_{ijmax} - d_{ij0}) \cdot \left[1 - e^{-1.25 \cdot (x/v_s)^{0.7}} \right] = 22.8 \text{ mm}$$

$$d_{ijmax} = 1.25 \sqrt{d_{gi}^2 + d_{gj}^2} = 96.7 \text{ mm}$$

$$d_{ij0} = 1.25 \cdot |d_{gi} - d_{gj}| = 0 \text{ mm}$$

$$x = 20.0 \text{ m}$$

$$v_s = 180 \text{ m/s}$$

Lo spostamento relativo totale tra impalcato e paraghiaia deve essere pari a minimo:

$$d = 14.4 + 22.8 = 37.2 \text{ mm} \approx 40 \text{ mm}$$

9 MURO ZONA MAGAZZINO

9.1 Analisi dei carichi

Pesi propri:

I pesi propri sono valutati in base alle dimensioni geometriche della sezione considerate. Alla fine della valutazione dei pesi e delle spinte del terreno sono stati considerati le seguenti grandezze:

peso specifico c.a.: $\gamma_{CLS} = 25 \text{ kN/m}^3$
peso specifico terreno: $\gamma_{TERRENO} = 17.5 \text{ kN/m}^3$
angolo di attrito terreno: $\phi = 27^\circ$

Permanenti portati:

Non vengono considerati carichi permanenti portati.

Carichi accidentali:

Il solo carico accidentale agente è quello relativo alla folla, considerato pari a 5 kN/m^2 , agente sulla pista ciclabile.

9.2 Condizioni di carico

Condizione di carico 1: peso proprio fondazione

Condizione di carico 2: peso proprio muro in elevazione

Condizione di carico 3: peso proprio terreno a tergo

Condizione di carico 4: peso proprio terreno davanti

Condizione di carico 5: spinta attiva del terreno a tergo

Condizione di carico 6: spinta dovuta al sovraccarico da folla

Condizione di carico 7: spinta passiva del terreno davanti

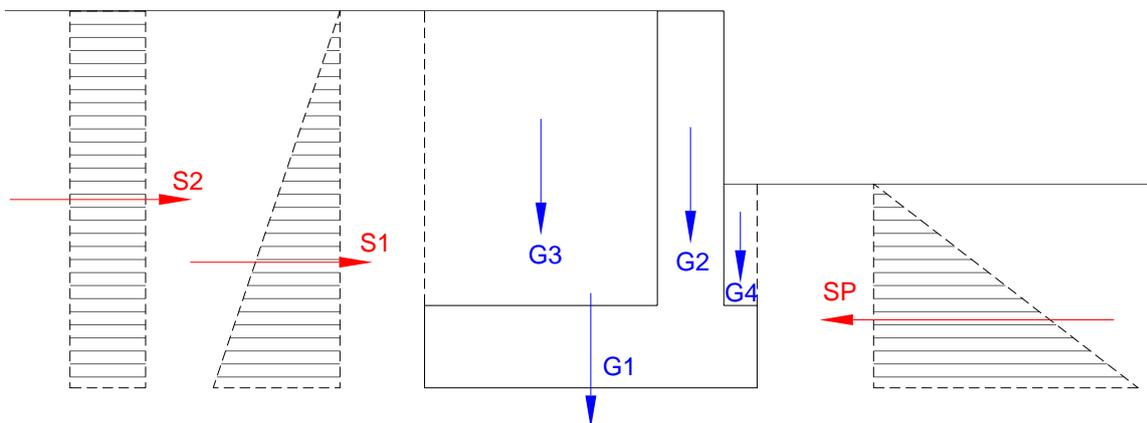


Figura 7: Schema dei carichi sul muro

9.3 Combinazioni di carico

Viene considerate le seguenti combinazioni di carico. Ai fini delle verifiche viene considerata quella di volta in volta più gravosa.

- A1-M1-R1
- A2-M2-R2
- SISMICA (M2-R3)

I coefficienti parziali sulle azioni sono riassunti nella seguente tabella:

Carichi	Effetto	Coefficiente parziale	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	favorevole		0.90	1.00	1.00
	sfavorevole		1.10	1.35	1.00
Permanenti non strutturali	favorevole		0.00	0.00	0.00
	sfavorevole		1.50	1.50	1.30
Variabili da traffico	favorevole		0.00	0.00	0.00
	sfavorevole		1.35	1.35	1.15

Le spinte del terreno sono considerate come carichi permanenti in quanto il terreno nella modellazione considerata, contribuisce al comportamento dell'opera con le caratteristiche di peso, resistenza e rigidità.

I coefficienti parziali sui materiali sono riassunti nella seguente tabella:

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1.00	1.25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1.00	1.40
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1.00	1.00

I coefficienti parziali γ_R considerati sono riassunti nella seguente tabella:

Verifica	Coefficiente parziale (R1)	Coefficiente parziale (R2)	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.1$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.4$

9.4 Verifiche geotecniche

In seguito sono riportate le verifiche geotecniche relative al muro in esame. Per maggiori dettagli si veda il fogli di calcolo allegato al paragrafo corrente.

9.4.1 Verifica a ribaltamento

Lo stato limite di ribaltamento non prevede la mobilitazione della resistenza del terreno di fondazione e deve essere trattato come uno stato limite di equilibrio come corpo rigido (EQU) , adoperando i coefficienti parziali del gruppo (M2) per il calcolo delle spinte. A favore di sicurezza viene considerata una percentuale della spinta passiva davanti al muro pari al 50 %.

Momento ribaltante:

Comprende il momento dovuto al peso delle strutture in c.a., al peso del terreno gravante sulla fondazione e il momento dovuto alla spinta passiva.

Momento stabilizzante:

Comprende il momento dovuto alla spinta attiva del terreno a tergo del muro e della spinta dovuta al sovraccarico accidentale.

La verifica è riassunta nella tabella sottostante:

Tabella 2: Verifica a ribaltamento muro in c.a.

Combinazione considerata	Momento ribaltante M_{rib}	Momento stabilizzante M_{stab}	$\Phi_S = \frac{M_{stab}}{M_{rib}}$
EQU-M2	45.4 kN	55.4 kN	1.22
SISMICA	22.6 kN	60.6 kN	2.68

9.4.2 Verifica a scorrimento

L'angolo di attrito fra terreno e fondazione è considerato pari all'angolo di attrito interno del terreno. A favore di sicurezza viene considerata una percentuale della spinta passiva davanti al muro pari al 50 %.

Forza stabilizzante

Comprende la forza di attrito dovuta al peso delle strutture ed al peso di terreno gravante sulla fondazione e la spinta passiva.

Forza destabilizzante

Comprende la spinta del terreno a tergo del muro e la spinta del sovraccarico accidentale.

La verifica è riassunta nella tabella sottostante:

Combinazione considerata	Forza destabilizzante F_{dest}	Forza stabilizzante F_{stab}	$\Phi_S = \frac{F_{stab}}{F_{rib}}$
A1-M1	43.6 kN	65.8 kN	1.51
A2-M2	41.6 kN	43.3 kN	1.04
SISMICA	42.5 kN	27.0 kN	1.49

9.4.3 Verifica capacità portante fondazione

La capacità portante del terreno è valutata secondo la formula di Hansen, correggendo il valore in dipendenza dell'eccentricità della risultante, inclinazione della risultante e della profondità del piano di posa. La verifica, trovandosi il piano di fondazione sopra falda, viene eseguita considerando la condizione a breve termine. A favore di sicurezza viene considerata una percentuale della spinta passiva davanti al muro pari al 50 %.

Combinazione considerata	Tensione massima agente sul piano di fondazione σ_d	Capacità portante fondazione σ_r	$\Phi_S = \frac{\sigma_r}{\sigma_d}$
A1-M1	0.14 MPa	0.33 MPa	2.32
A2-M2	0.04 MPa	0.16 MPa	1.14
SISMICA	0.09 MPa	0.21 MPa	2.37

9.5 Verifiche strutturali

In seguito sono riportate le verifiche strutturali relative al muro in esame. Per maggiori dettagli si veda il fogli di calcolo allegato al paragrafo corrente.

9.5.1 Verifica strutturale fondazione

Le sollecitazioni di progetto agenti sulla fondazione sono calcolati sulla base dello schema seguente, assumendo la combinazione A1-M1 (in quando risultante quella più gravosa) e uno schema di calcolo a mensola (punto di incastro in asse al muro in elevazione).

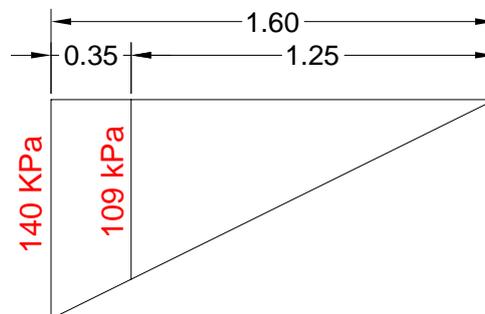


Figura 8: Andamento delle tensioni sulla fondazione per il calcolo delle sollecitazioni di progetto

Momento di progetto parte sx (parte di valle):

$$M_{sx} = (109 \cdot 0.35) \cdot 0.175 + \left(\frac{31 \cdot 0.35}{2} \right) \cdot \frac{2}{3} \cdot 0.35 = 7.9 \text{ kNm}$$

Momento di progetto parte dx (parte di monte)

$$M_{dx} = \left(\frac{109 \cdot 1.25}{2} \right) \cdot \frac{1.25}{3} = 28.4 \text{ kNm}$$

Il momento sollecitante viene assunto pari al massimo fra i momenti calcolati.

$$M_{sd} = \max(M_{sx}, M_{dx}) = 28.4 \text{ kNm}$$

VERIFICA A FLESSIONE

Caratteristiche geometriche sezione:

larghezza	$b = 1000 \text{ mm}$
altezza	$h = 400 \text{ mm}$
copri ferro	$c = 50 \text{ mm}$
armatura compressa	$A_{\text{sup}} = \phi 14 / 250 \text{ mm}$
armatura tesa	$A_{\text{inf}} = \phi 14 / 250 \text{ mm}$
armatura a taglio	$A_{\text{trav}} = 2 \phi 8 / 275 \text{ mm}$

$$M_{Rd} = 82.5 \text{ kNm}$$

$$\Phi_s = \frac{M_{Rd}}{M_{sd}} = 2.91$$

VERIFICA AL TAGLIO

Il taglio viene calcolato sul filo di monte del muro in elevazione, essendo questa la sezione maggiormente sollecitata e risulta essere pari a:

tensione agente sul filo muro lato monte: $\sigma_d = 109 \text{ kPa}$

taglio massimo di progetto: $V_{sd} = \frac{110 \cdot 1.25}{2} = 68.8 \text{ kN}$

taglio resistente in assenza di armatura trasversale:

$$V_{Rd1} = 27.9 \text{ kN}$$

taglio massimo in presenza di armatura trasversale:

$$V_{Rd2} = 176.0 \text{ kN}$$

$$\Phi_S = \frac{V_{Rd2}}{V_{Sd}} = 2.56$$

9.5.2 Verifica strutturale muro

Viene considerato la combinazione A1-M1, in quanto risulta essere quella più gravosa per la verifica strutturale del muro.

Il momento ed il taglio agente sulla base del muro in c.a. risulta essere pari a:

$$M_{Sd} = 25.8 \text{ kNm}$$

$$V_{Sd} = 32.6 \text{ kN}$$

VERIFICA A FLESSIONE

Caratteristiche geometriche sezione:

larghezza	$b = 1000 \text{ mm}$
altezza	$h = 300 \text{ mm}$
copri ferro	$c = 50 \text{ mm}$
armatura compressa	$A_{sup} = \phi 14 / 250 \text{ mm}$
armatura tesa	$A_{inf} = \phi 14 / 250 \text{ mm}$
armatura a taglio	$A_{trasv} = 6 \phi 8 / \text{m}^2$

Verifica C.A. S.L.U. - File: parete base

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. ?

Titolo : _____

N* figure elementari Zoom N* strati barre Zoom

N*	b [mm]	h [mm]
1	1000	300

N*	As [mm²]	d [mm]
1	616	50
2	616	250

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Sd} kN
 M_{xSd} kNm
 M_{ySd} kNm

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

Tipo rottura
 Lato acciaio - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N* rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ mm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C		C25/30	
ε _{su}	<input type="text" value="10"/> ‰	ε _{cu}	<input type="text" value="3.5"/>
f _{yd}	<input type="text" value="391.3"/> N/mm²	f _{cd}	<input type="text" value="14.16"/>
E _s	<input type="text" value="210.000"/> N/mm²	α	<input type="text" value="1"/> ?
E _s /E _c	<input type="text" value="15"/>	f _{cc} /f _{cd}	<input type="text" value="1"/> ?
ε _{syd}	<input type="text" value="1.863"/> ‰	σ _{c,adm}	<input type="text" value="9.75"/>
σ _{s,adm}	<input type="text" value="0"/> N/mm²	τ _{co}	<input type="text" value="0.6"/>
		τ _{c1}	<input type="text" value="1.829"/>

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ε_c ‰
 ε_s ‰
 d mm
 x x/d
 δ

$$M_{Rd} = 59.9 \text{ kNm}$$

$$\Phi_S = \frac{M_{Rd}}{M_{Sd}} = 2.32$$

VERIFICA AL TAGLIO

Il taglio viene calcolato sul filo di monte del muro in elevazione, essendo questa la sezione maggiormente sollecitata e risulta essere pari a:

taglio resistente in assenza di armatura trasversale:

$$V_{Rd1} = 40.9 \text{ kN}$$

Viene disposta l'armatura minima pari a $6 \phi 8 / m^2$.

10 MURI IN GABBIONI

Il muro in gabbioni in esame è posizionato in corrispondenza del rilevato di accesso alla passerella pedonale sopra al Rio Merdar. Il muro oggetto di studio è costituito da gabbioni 1.0 x 1.0 x 2.0 m (maglia a doppia torsione 8 x 10 cm, filo 2.7 mm). Il muro in gabbioni presenta, per la sua intera estensione, due corsi di gabbioni con diaframma interno sfalsati in orizzontale di 10 cm (fila superiore sfalsato verso monte).

10.1 Analisi dei carichi

Pesi propri:

Tra i pesi propri vengono considerati il peso dei gabbioni e le spinte del terreno, in quanto il terreno contribuisce al funzionamento dell'opera in termini di peso e di rigidezza. I pesi propri sono valutati in base alle dimensioni geometriche della sezione trasversali considerate. Alla fine della valutazione dei pesi e delle spinte del terreno sono stati considerati le seguenti grandezze:

$$\text{peso specifico gabbioni.:} \quad \gamma_{\text{GABB}} = 20 \cdot (1 - 0.25) = 15 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{peso specifico terreno di fondazione:} \quad \gamma_{\text{TERRENO}} = 17.5 \text{ kN/m}$$

$$\text{angolo di attrito terreno di fondazione:} \quad \phi = 29^\circ$$

$$\text{coesione:} \quad c = 10 \text{ kPa}$$

$$\text{peso specifico terreno di rilevato:} \quad \gamma_{\text{TERRENO}} = 18.0 \text{ kN/m}$$

$$\text{peso specifico terreno di rilevato immerso:} \quad \gamma_{\text{TERRENO}} = 20.0 \text{ kN/m}$$

$$\text{angolo di attrito terreno di rilevato:} \quad \phi = 34^\circ$$

Permanenti portati:

Tra i carichi permanenti portati viene considerato il peso del terreno al di sopra della quota del ciglio dei muri in gabbioni, trattato nella modellazione come un carico permanenti portato.

$$q_{\text{TERR}} = 20.0 \cdot 0.86 = 17.2 \text{ kN/m}$$

Carichi accidentali:

Il solo carico accidentale agente è quello relativo alla folla, considerato pari a 5 kN/m², agente sulla pista ciclabile.

La quota media della falda risulta essere, nella zona considerata, pari a 448.92 m. Tale livello risulta essere sempre inferiore rispetto al piano di posa del muro di sostegno in gabbioni metallici.

10.2 Schema di calcolo

Il muro in gabbioni è verificato nella sezione presentante la massima altezza libera pari a 1.48 m (SEZ 36). La profondità del piano di posa rispetto al piano di campagna, nella sezione di verifica, risulta essere pari a 0.40 m.

Le spinte sono calcolate con il metodo di Culman. L'inclinazione della fondazione e dei paramenti è assunta pari a 6°.

La spinta passiva al piede del muro viene considerata in una sua quota parte pari al 50%.

10.3 Condizioni di carico

Condizione di carico 1: peso proprio gabbioni (G_1 , G_2)

Condizione di carico 2: spinta attiva del terreno a tergo (S_1)

Condizione di carico 4: spinta dovuta al sovraccarico da folla (S_2)

Condizione di carico 5: spinta dovuta al terreno al di sopra della quota ciglio muro (S_3)

Condizione di carico 6: spinta passiva del terreno al piede (S_p)

Condizione di carico 7: sismica (per quanto riguarda la verifica sismica è stato fatto riferimento ai valori ed ai coefficienti ricavati nel paragrafo dedicato)

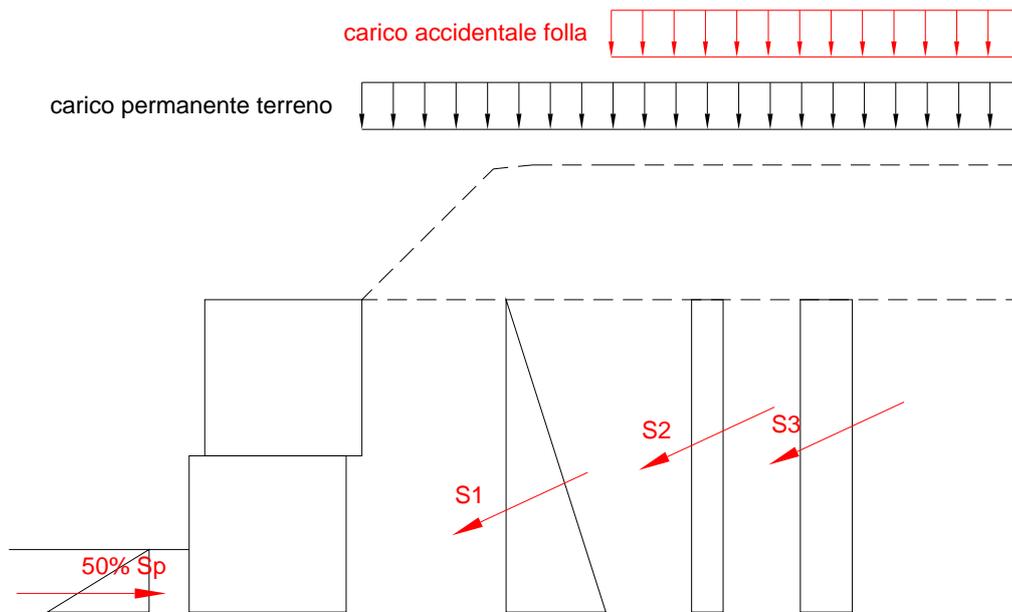


Figura 9: Schema dei carichi per la verifica muro in gabbioni

10.4 Programma di calcolo MAX90

Ai fini delle verifiche sul muro in gabbioni è stato utilizzato il programma commerciale MAX90 (Aztec Informatica), nella versione 9.05b.

10.5 Modello di calcolo

Il modello di calcolo considerato è raffigurato nella figura sottostante:

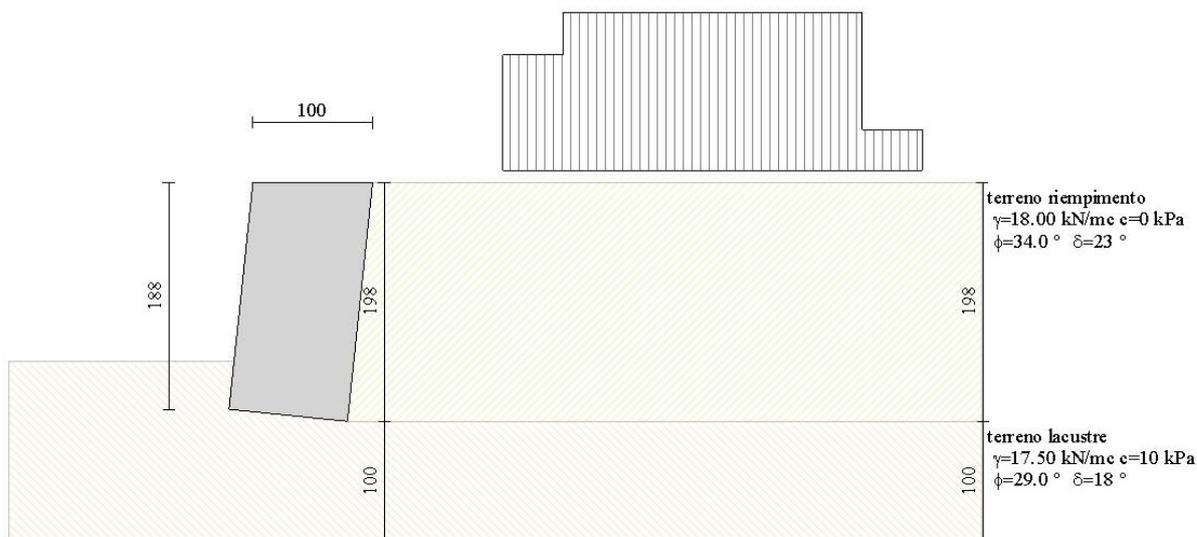


Figura 10: Modello di calcolo (sezione 36)

10.6 Combinazioni di carico

Viene considerate le seguenti combinazioni di carico. Ai fini delle verifiche viene considerata quella di volta in volta più gravosa.

- A1-M1-R1
- A2-M2-R2
- SISMICA (M2-R3)

I coefficienti parziali sulle azioni sono riassunti nella seguente tabella:

Carichi	Effetto	Coefficiente parziale	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	favorevole		0.90	1.00	1.00
	sfavorevole		1.10	1.35	1.00
Permanenti non strutturali	favorevole		0.00	0.00	0.00
	sfavorevole		1.50	1.50	1.30
Variabili da traffico	favorevole		0.00	0.00	0.00
	sfavorevole		1.35	1.35	1.15

Le spinte del terreno sono considerate come carichi permanenti in quanto il terreno nella modellazione considerata, contribuisce al comportamento dell'opera con le caratteristiche di peso, resistenza e rigidità.

I coefficienti parziali sui materiali sono riassunti nella seguente tabella:

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1.00	1.25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1.00	1.40
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1.00	1.00

I coefficienti parziali γ_R considerati sono riassunti nella seguente tabella:

Verifica	Coefficiente parziale (R1)	Coefficiente parziale (R2)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.0$
Scorrimento	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.0$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.0$

10.7 Verifiche geotecniche

In seguito sono riportate le verifiche geotecniche relative al muro in esame, per le quali sono state considerate le seguenti grandezze ricavate dal codice di calcolo:

Per quanto riguarda le verifiche geotecniche vengono considerate le combinazioni di seguito elencate, in quanto risultanti quelle più gravose.

Combinazione EQU-M2 (solo verifica a ribaltamento):

spinta statica:	$S_{tot} = S_1 + S_2 + S_3 = 14.1 \text{ kN}$
incremento sismico:	$\Delta S_{sismico} = 1.72 \text{ kN}$
componente orizzontale:	$S_H = 13.8 + 1.7 \text{ kN}$
componente verticale:	$S_V = 3.1 + 0.4 \text{ kN}$
inclinazione spinta:	12.5°
resistenza passiva a valle:	$S_p = 1.8 \text{ kN}$

Combinazione A2-M2:

spinta statica:	$S_{tot} = S_1 + S_2 + S_3 = 16.6 \text{ kN}$
incremento sismico:	$\Delta S_{sismico} = 1.72 \text{ kN}$
componente orizzontale:	$S_H = 13.8 + 1.7 \text{ kN}$
componente verticale:	$S_V = 3.1 + 0.4 \text{ kN}$
inclinazione spinta:	12.5°
resistenza passiva a valle:	$S_p = 1.8 \text{ kN}$

I diagrammi delle sollecitazioni sul muro e delle pressioni all'interfaccia terreno fondazione sono rappresentati nella tabella sottostante:

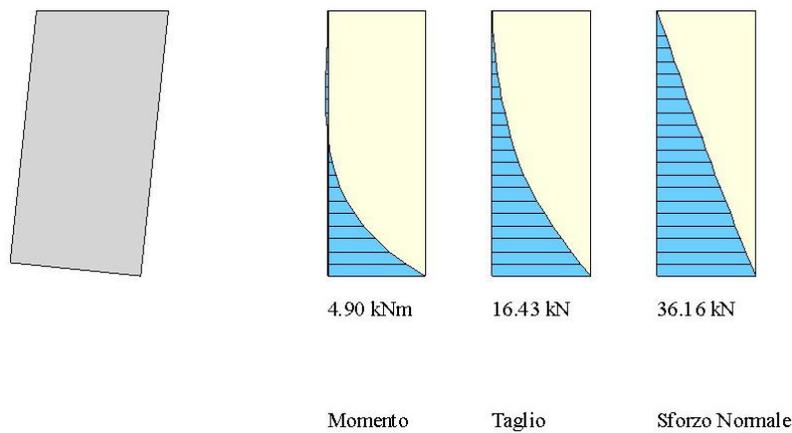


Figura 11: Sollecitazioni sul muro in gabbioni (comb EQU-M2 + sismica)

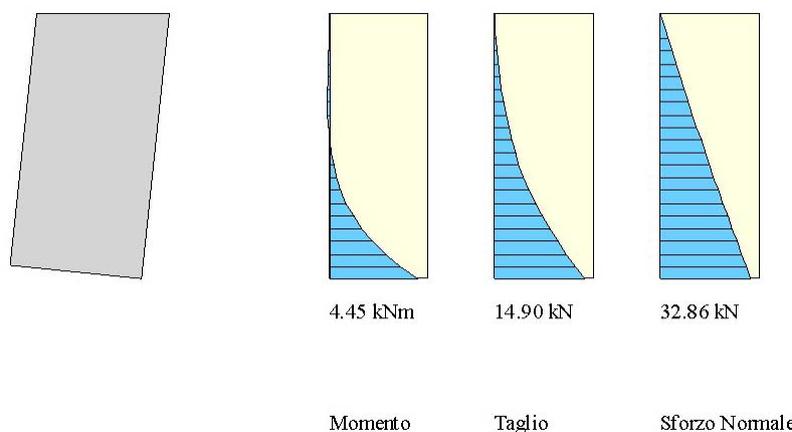


Figura 12: Sollecitazioni sul muro in gabbioni (comb A2-M2 + sismica)

10.7.1 Verifica a ribaltamento

Lo stato limite di ribaltamento non prevede la mobilitazione della resistenza del terreno di fondazione e deve essere trattato come uno stato limite di equilibrio come corpo rigido (EQU) , adoperando i coefficienti parziali del gruppo (M2) per il calcolo delle spinte. A favore di sicurezza viene considerata una percentuale della spinta passiva davanti al muro pari al 50 %.

Momento ribaltante:

Comprende il momento dovuto al peso delle gabbionate ed il momento dovuto alla spinta passiva.

Momento stabilizzante:

Comprende il momento dovuto alla spinta attiva del terreno a tergo del muro e della spinta dovuta al sovraccarico accidentale (peso del terreno e carico di folla).

La verifica è riassunta nella tabella sottostante, considerando la combinazione maggiormente gravosa (comb A2-M2 + sismica).

Momento ribaltante: $M_{rib} = 8.33 \text{ kNm}$

Momento stabilizzante: $M_{stab} = 21.28 \text{ kNm}$

$$\Phi_s = \frac{21.3}{8.3} = 2.57$$

10.7.2 Verifica a scorrimento

L'angolo di attrito fra terreno e fondazione è considerato pari all'angolo di attrito interno del terreno. A favore di sicurezza viene considerata una percentuale della spinta passiva davanti al muro pari al 50 %.

Forza stabilizzante

Comprende la forza di attrito dovuta al peso delle strutture ed al peso di terreno gravante sulla fondazione e la spinta passiva.

Forza destabilizzante

Comprende la spinta del terreno a tergo del muro e la spinta del sovraccarico accidentale.

Data la presenza, sul piano di fondazione, di uno strato di magrone in calcestruzzo, viene considerato un coefficiente di aderenza fra gabbioni e terreno pari a 0.64.

La verifica è riassunta nella tabella sottostante:

forza resistente:	$F_R = 32.5 \cdot 0.64 = 20.8 \text{ kN}$
forza di scorrimento:	$F_S = 14.9 \text{ kN}$

$$\Phi_s = \frac{F_R}{F_S} = \frac{20.8}{14.9} = 1.40$$

10.7.3 Verifica capacità portante fondazione

La capacità portante del terreno è valutata secondo la formula di Hansen, correggendo il valore in dipendenza dell'eccentricità della risultante, inclinazione della risultante e della profondità del piano di posa. La verifica, trovandosi il piano di fondazione sopra falda, viene eseguita considerando la condizione a breve termine. A favore di sicurezza viene considerata una percentuale della spinta passiva davanti al muro pari al 50 %.

Le pressioni all'interfaccia fondazione-terreno sono riassunte nella schema sottostante:

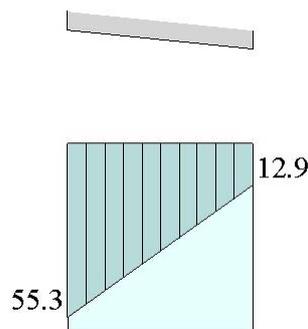


Figura 13: Pressioni sul terreno (comb A2-M2 + sismica)

La capacità portante del terreno di fondazione in esame risulta essere pari a 140 kPa, valutato secondo la teoria di Hansen.

$$\Phi_s = \frac{140}{55.3} = 2.53$$

10.7.4 Verifica a stabilità globale

Il coefficiente relativo al cerchio di scivolamento critico risulta essere pari a $\Phi_S = 1.55$.

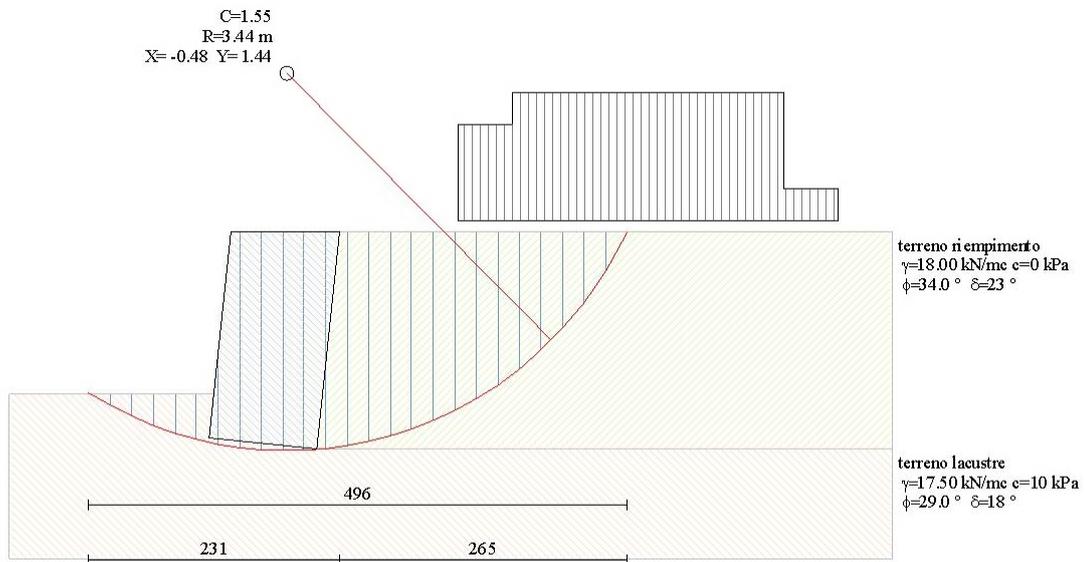


Figura 14: Cuneo di stabilità critica (comb A2-M2 + sismica)