

Indice

1	PREMESSA	4
2	DESCRIZIONE DELL'OPERA	5
3	NORMATIVA E SPECIFICHE TECNICHE DI RIFERIMENTO	6
4	ELABORATI DI RIFERIMENTO	6
5	MATERIALI	7
5.1	CALCESTRUZZI	7
5.1.1	CALCESTRUZZO MAGRONE DI SOTTOFONDAZIONE	7
5.1.2	CARATTERISTICHE CALCESTRUZZI PER USI STRUTTURALI	7
5.1.3	ACCIAIO PER CALCESTRUZZO ARMATO	8
6	INQUADRAMENTO GEOTECNICO	10
7	CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO	12
8	CRITERI GENERALI DI VERIFICA DELLE OPERE	13
8.1	VERIFICHE GEOTECNICHE (SLU) IN CONDIZIONI STATICHE	13
8.1.1	VERIFICHE A SCORRIMENTO	15
8.1.2	VERIFICHE A RIBALTAMENTO	16
8.1.3	VERIFICHE A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE	16
8.1.4	VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE	17
8.2	VERIFICHE GEOTECNICHE (SLE) IN CONDIZIONI STATICHE	17
8.2.1	CALCOLO DEI CEDIMENTI (SLE)	18
8.3	VERIFICHE STRUTTURALI	18
8.3.1	CRITERI DI VERIFICA DELLE SEZIONI IN C.A.	19

MU14 – MURI DI SOSTEGNO PROVVISORI DA PK 6+924

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	MU 14 00 001	A	3 di 56

RELAZIONE DI CALCOLO

8.3.2	VERIFICHE PER GLI STATI LIMITE ULTIMI A FLESSIONE - PRESSOFLESSIONE	19
8.3.3	VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI A TAGLIO	19
8.3.4	VERIFICHE STRUTTURALI SLE	21
9	ANALISI DEI CARICHI	24
9.1	PESO PROPRIO MURO	24
9.2	PERMANENTI PORTATI A TERGO DEL MURO.....	24
9.3	AZIONE DEL SOVRACCARICO A TERGO DEL MURO.....	24
9.4	FORZE INERZIALI	26
10	COMBINAZIONI DI CARICO	27
11	GEOMETRIA E DATI DI PROGETTO	29
11.1	VERIFICHE GEOTECNICHE	31
11.1.1	VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE.....	39
11.2	VERIFICHE STRUTTURALI	42
11.2.1	VERIFICHE SLU A PRESSO-FLESSIONE E TAGLIO	43
11.2.2	VERIFICHE A FESSURAZIONE	47
11.2.3	VERIFICHE TENSIONALI	52
12	INCIDENZE	56

MU14 – MURI DI SOSTEGNO PROVVISORI DA PK 6+924

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	MU 14 00 001	A	4 di 56

RELAZIONE DI CALCOLO

1 PREMESSA

Contestualmente alla Progettazione Definitiva del “Nodo di Bari: Bari Nord – Variante di tracciato tra Santo Spirito e Palese” è prevista anche la realizzazione di un muro di sostegno in corrispondenza della progressiva pk 6+924.

Scopo della presente relazione è il dimensionamento e la verifica delle opere di sostegno in esame.

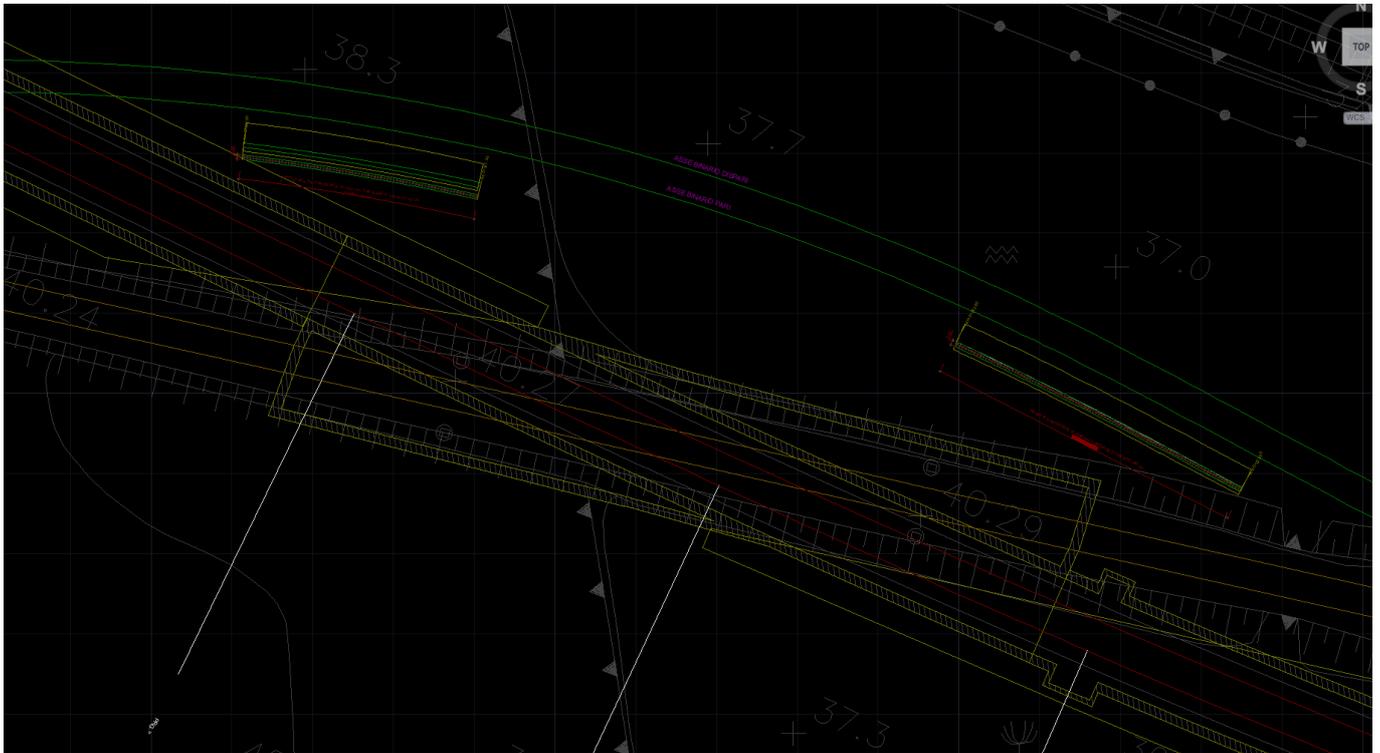


Figura 1-1: estratto planimetria di progetto

MU14 – MURI DI SOSTEGNO PROVVISORI DA PK 6+924

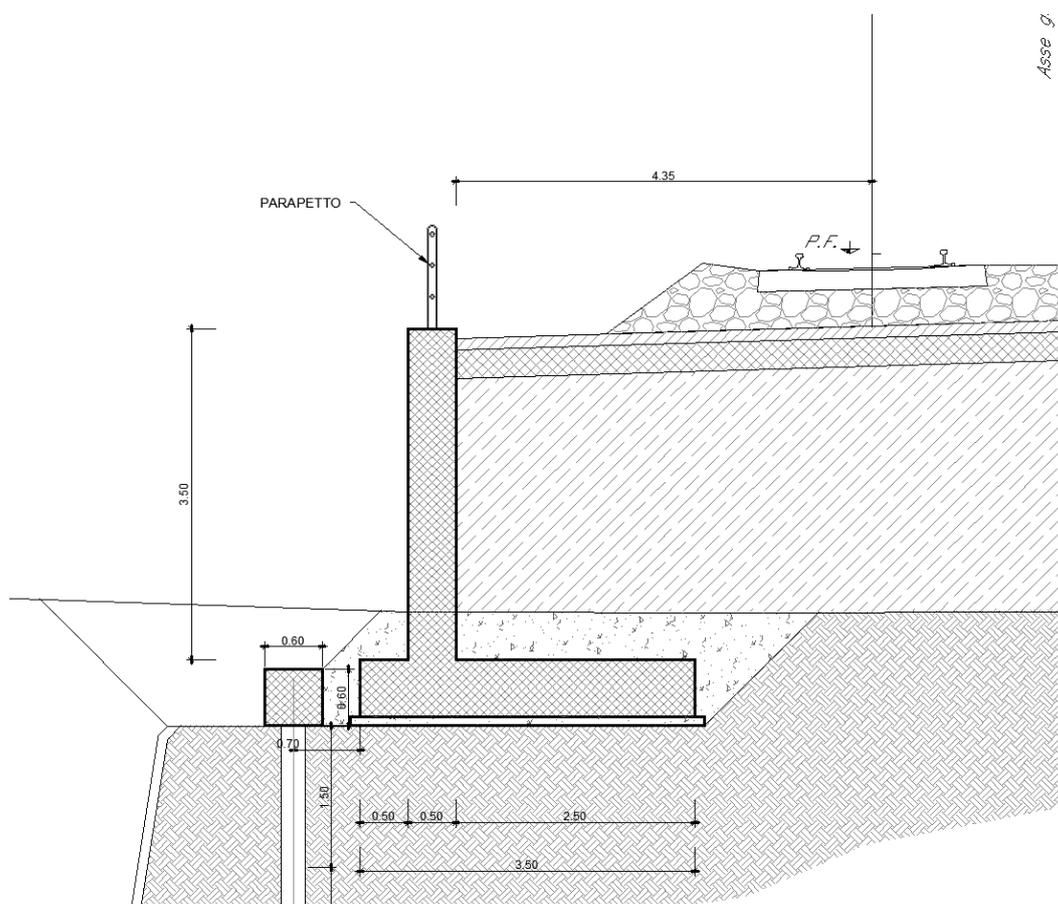
COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	MU 14 00 001	A	5 di 56

RELAZIONE DI CALCOLO

2 DESCRIZIONE DELL'OPERA

L'opera consiste in un muro di sostegno su fondazione diretta realizzato in c.a.

Si riporta di seguito la geometria adottata per il tratto verificato: si rimanda al capitolo specifico per ulteriori approfondimenti.



MU14 – MURI DI SOSTEGNO PROVVISORI DA PK 6+924

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	MU 14 00 001	A	6 di 56

RELAZIONE DI CALCOLO

3 **NORMATIVA E SPECIFICHE TECNICHE DI RIFERIMENTO**

[N.1]. Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17-01-18 (NTC-2018);

[N.2]. Circolare n. 7 del 21 gennaio 2019 - Istruzioni per l'Applicazione dell'aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018;

[N.3]. Regolamento (UE) N.1299/2014 del 18 novembre 2014 della Commissione Europea. Relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema "infrastruttura" del sistema ferroviario dell'Unione Europea, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) n.2019/776 della commissione del 16 maggio 2019.

[N.4]. RFI DTC SI MA IFS 001 F del 31-12-22 - Manuale di Progettazione delle Opere Civili.

4 **ELABORATI DI RIFERIMENTO**

Costituiscono parte integrante di quanto esposto nel presente documento, l'insieme degli elaborati di progetto specifici relativi all'opera in esame e riportati in elenco elaborati.

MU14 – MURI DI SOSTEGNO PROVVISORI DA PK 6+924

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	MU 14 00 001	A	7 di 56

RELAZIONE DI CALCOLO

5 MATERIALI

In riferimento ai materiali costituenti le strutture in progetto, si riportano nel seguito le principali caratteristiche meccaniche assunte nei calcoli (rif. punti 4.1.2.1.1, 11.2.10 e 11.3.2 delle NTC18).

5.1 CALCESTRUZZI

5.1.1 CALCESTRUZZO MAGRONE DI SOTTOFONDAZIONE

- Classe di resistenza C12/15

- Classe di esposizione ambientale: X0

5.1.2 CARATTERISTICHE CALCESTRUZZI PER USI STRUTTURALI

Elemento strutturale: muro gettato in opera

Classe di resistenza = C32/40

Classe di esposizione = XC4

γ_c = peso specifico = 25.00 kN/m³

R_{ck} = resistenza cubica = 40.00 N/mm²

f_{ck} = resistenza cilindrica caratteristica = $0.83 \cdot R_{ck} = 33.2$ N/mm²

f_{cm} = resistenza cilindrica media = $f_{ck} + 8 = 41.2$ N/mm²

f_{ctm} = resistenza a trazione media = $0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3.10$ N/mm²

f_{ctm} = resistenza a traz. per flessione media = $1.20 \cdot f_{ctm} = 3.72$ N/mm²

f_{ctk} = resistenza a traz. per flessione caratt. = $0.70 \cdot f_{ctm} = 2.60$ N/mm²

E_{cm} = modulo elastico tra 0 e $0.40 \cdot f_{cm} = 22000 \cdot (f_{cm}/10)^{0.3} = 33643$ N/mm²

CALCOLO COPRIFERRO – secondo MdP §2.5.2.2.3.2

- 40 mm;
- 10 mm in condizioni ambientali aggressive;
- $c=50$ mm

MU14 – MURI DI SOSTEGNO PROVVISORI DA PK 6+924

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	MU 14 00 001	A	8 di 56

RELAZIONE DI CALCOLO

Per copriferro delle armature si intende la distanza tra la superficie esterna dell'armatura, inclusi collegamenti e staffe, e la superficie di calcestruzzo più vicina.

L'armatura di forza deve essere interna rispetto a quella di ripartizione.

5.1.3 ACCIAIO PER CALCESTRUZZO ARMATO

L'acciaio per cemento armato B450C è caratterizzato dai seguenti valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento e rottura da utilizzare nei calcoli:

Tabella 1: Tensioni caratteristiche acciaio

$f_{y\ nom}$	450 N/mm ²
$f_{t\ nom}$	540 N/mm ²

E deve rispettare i requisiti indicati nella seguente tabella:

Tabella 2: Requisiti acciaio

CARATTERISTICHE	REQUISITI	FRATTILE (%)
Tensione caratteristica di snervamento f_{yk}	$\geq f_{y\ nom}$	5.0
Tensione caratteristica di rottura f_{tk}	$\geq f_{t\ nom}$	5.0
$(f_t/f_y)_k$	$\geq 1,15$	10.0
$(f_y/f_{y\ nom})_k$	$< 1,35$	10.0
$(f_y/f_{y\ nom})_k$	$\leq 1,25$	10.0
Allungamento $(A_{gt})_k$	$\geq 7,5\ %$	10.0
Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90 ° e successivo raddrizzamento senza cricche:		
$\phi < 12\ mm$	4 ϕ	
$12 \leq \phi \leq 16\ mm$	5 ϕ	
per $16 < \phi \leq 25\ mm$	8 ϕ	
per $25 < \phi \leq 40\ mm$	10 ϕ	

Inoltre si ha:

- $E_s = 210000\ N/mm^2$
- Sovrapposizioni barre $\geq 40\phi$

MU14 – MURI DI SOSTEGNO PROVV DA PK 6+924

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	MU 14 00 001	A	9 di 56

RELAZIONE DI CALCOLO

- Resistenza di calcolo dell'acciaio per la verifica agli SLU ($\gamma_s=1.15$):
- Resistenza di calcolo a rottura per trazione e deformazione corrispondente:
- $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 391.3 \text{ N/mm}^2$
- $\varepsilon_{yd} = f_{yd}/E_s = 0.186\%$

6 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Il modello geotecnico di calcolo è stato definito sulla base di quanto riportato nella Relazione Geotecnica e nel Profilo Geotecnico, allegati al presente progetto e ai quali si rimanda per le trattazioni di dettaglio. Si riporta a seguire uno stralcio del citato profilo in cui ricade l'opera qui esaminata e la tabella che riassume i parametri geotecnici caratteristici assunti nel calcolo.

Unità Geotecnica	γ	φ'	c'	GSI	σ_{ci}	m_i	E_{op}	k
	(kN/m ³)	(°)	(kPa)		(MPa)		(MPa)	(m/s)
TC	19.0	28-30	0-5				10	
CAL Calt	20.0	35-37	0-10				50	1E-03 ÷ 1E-05
C1a (da inizio a 5+000 da 8+000 a fine)	24.0	43	40	30	40	9	500	1E-04 ÷ 1E-6
C1b (da 5+500 a 8+000)	24.0	41	20	20	40	9	500	1E-04 ÷ 1E-6
C2	24.0	43	100	35	70	9	1000	1E-04 ÷ 1E-6

La falda si trova ad una quota di circa 0 m s.l.m. e non interferisce con le opere in progetto.

Il terreno di fondazione è costituito dall'unità CAL.

Per il materiale di riempimento a tergo del muro, si prevede la messa in opera di calcare fratturato per il quale si assumono i seguenti parametri:

- peso volume, $\gamma = 22 \text{ kN/m}^3$;
- angolo d'attrito, $\varphi' = 33^\circ$;
- coesione efficace $c' = 0 \text{ kPa}$.

Per l'inquadramento geotecnico si rimanda alla "Relazione geotecnica generale" e ai relativi profili geotecnici.

MU14 – MURI DI SOSTEGNO PROVVISORI DA PK 6+924

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	MU 14 00 001	A	11 di 56

RELAZIONE DI CALCOLO

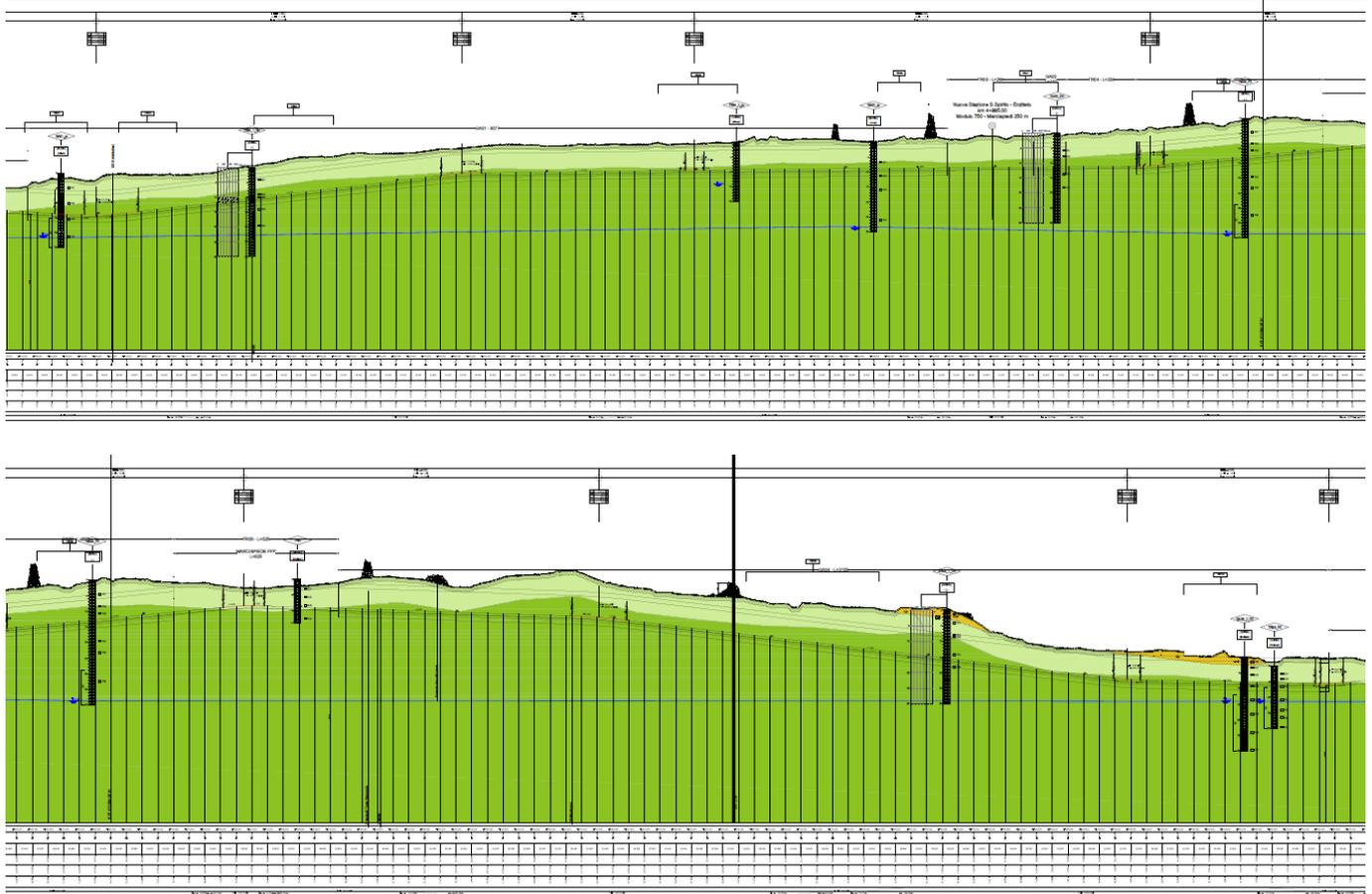


Figura 6-1: profilo geotecnico



NODO DI BARI

BARI NORD - VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE

PROGETTO DEFINITIVO

MU14 – MURI DI SOSTEGNO PROVV DA PK 6+924

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	MU 14 00 001	A	12 di 56

RELAZIONE DI CALCOLO

7 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO

L'opera in oggetto è del tipo "provvisorio".

Si omettono, di conseguenza, le verifiche sismiche, in quanto ritenute non dimensionanti.

8 CRITERI GENERALI DI VERIFICA DELLE OPERE

Nel seguente capitolo si riporta una descrizione riguardante procedure e criteri di calcolo adottati per l'effettuazione di tutte le verifiche prescritte dalla normativa vigente.

8.1 VERIFICHE GEOTECNICHE (SLU) IN CONDIZIONI STATICHE

Nelle verifiche di sicurezza si è preso in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo sia a breve termine sia a lungo termine. Gli stati limite ultimi delle opere di sostegno si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno, e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono le opere stesse.

Per i muri di sostegno su fondazione diretta si considerano i seguenti Stati Limite Ultimi:

SLU di tipo geotecnico (GEO)

- Scorrimento sul piano di posa;
- Collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno;
- Ribaltamento;
- Stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno.

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno – terreno deve essere effettuata, analogamente a quanto previsto al §6.8 delle NTC2018, secondo l'Approccio 1 – Combinazione 2 (A2+M2+R2), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I delle NTC18.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 2 con la combinazione (A1+M1+R3), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle 6.2.I, 6.2.II, 6.4.II e 6.4.VI delle NTC18.

Il progetto e la verifica dei muri di sostegno sono stati effettuati con l'ausilio di un apposito foglio di calcolo.

Muri a mensola

Per ogni tipologia di muro di sostegno studiata, si è verificato che le caratteristiche geometriche siano tali che il muro possa essere considerato a mensola con suola lunga (vedere Figura 2), così come previsto al §3.10.3.3. del Manuale di Progettazione delle Opere Civili (RFI DTC SI MA IFS 001 F).

Si è considerato, pertanto, che la spinta sull'opera di sostegno agisca sul piano verticale cd, assunto come il paramento virtuale del muro.

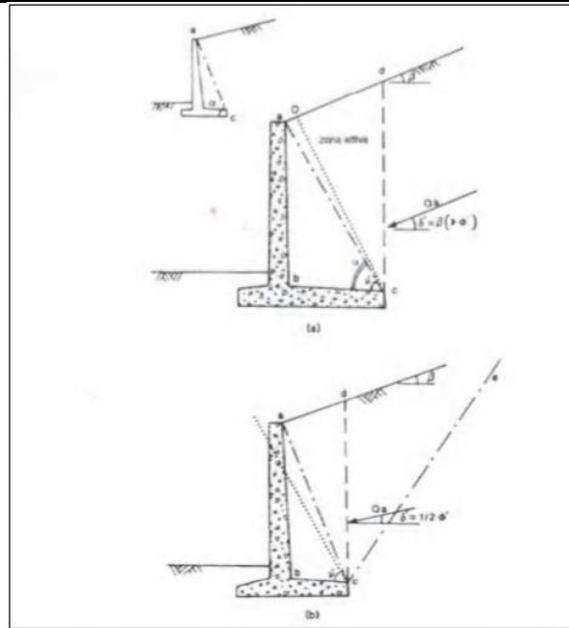


Figura 2: Spinta sui muri di sostegno a mensola con suola lunga (a) e suola corta (b).

Su tale paramento l'angolo di inclinazione δ della risultante della spinta (applicata ad $1/3$ dell'altezza del paramento virtuale) si potrà assumere uguale all'angolo di inclinazione β del terrapieno, a meno che β non sia superiore all'angolo di resistenza al taglio del terreno φ' , nel qual caso si potrà assumere $\delta = \varphi'$.

Il terreno al di sopra della suola (abcd) è stato considerato stabilizzante nelle verifiche, e ad esso sono da applicarsi le forze d'inerzia in fase sismica.

Inoltre nella verifica a scorrimento e a ribaltamento dei muri di sostegno viene trascurata la resistenza passiva antistante il muro.

NOTA: L'angolo di attrito fondazione-terreno nelle verifiche a scorrimento è pari a φ'_{cv} . In mancanza di quest'ultimo potrà essere utilizzato $2/3 \varphi'_{picco}$.

Le caratteristiche geometriche sono riportate sinteticamente nel seguente schema:

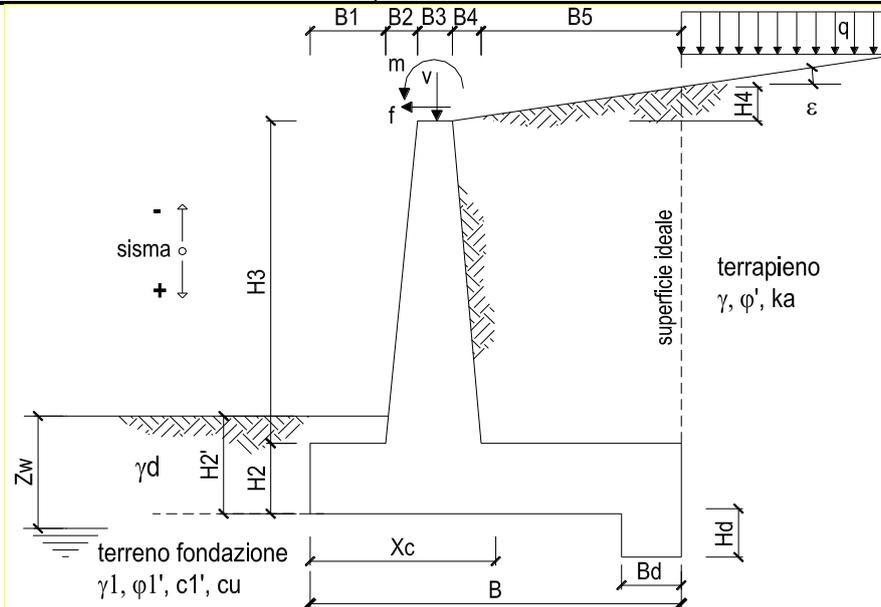


Figura 3: Caratteristiche geometriche del muro

Muri a gravità.

Si è considerato che la spinta sull'opera di sostegno agisca sul piano verticale o inclinato a contatto con il terreno. Su tale paramento l'angolo di inclinazione δ della risultante della spinta (applicata ad $1/3$ dell'altezza del paramento) si potrà assumere uguale a $2/3$ dell'angolo d'attrito del terreno in posto.

8.1.1 VERIFICHE A SCORRIMENTO

La verifica dell'equilibrio allo stato limite di scorrimento viene condotta confrontando l'azione resistente R_h , pari al prodotto della risultante delle forze verticali per il coefficiente d'attrito con l'azione instabilizzante, pari alla risultante di tutte le componenti orizzontali delle forze agenti sul muro.

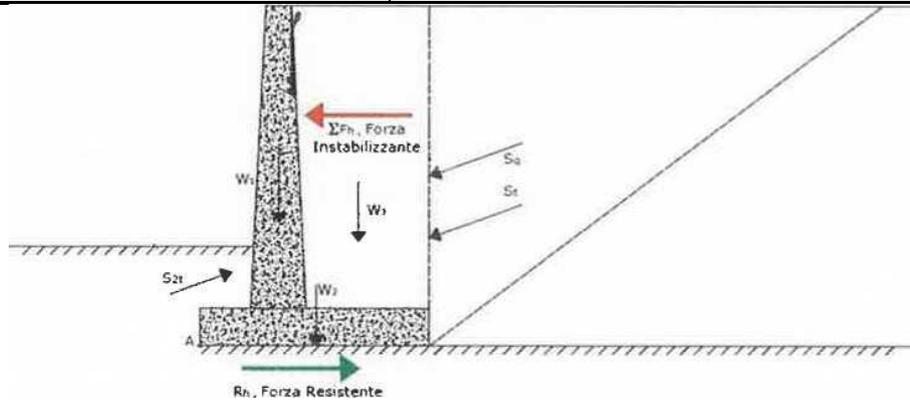


Figura 4: Verifica a scorrimento

8.1.2 VERIFICHE A RIBALTAMENTO

L'equilibrio allo stato limite è condotto confrontando il momento delle forze stabilizzanti e quello delle forze ribaltanti, entrambi rispetto all'estremo A di valle della fondazione.

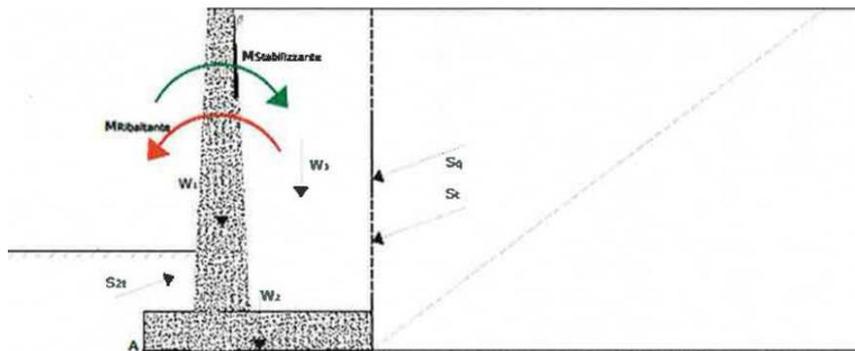


Figura 5: Verifica a ribaltamento.

8.1.3 VERIFICHE A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Per il calcolo della capacità portante della fondazione si è fatto riferimento alla formula di Brinch-Hansen (1970) integrata dai coefficienti sismici di Paolucci e Pecker (1995), di seguito riportata:

$$q_{lim} = c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c z_c + q N_q s_q d_q i_q b_q g_q z_q + 0.5 \gamma B^* N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma$$

in cui:

- q rappresenta il carico laterale, pari a $q = \gamma D$
- B^* rappresenta la larghezza equivalente della fondazione
- N sono i coefficienti di capacità portante, funzione dell'angolo di attrito del terreno

MU14 – MURI DI SOSTEGNO PROVVISORI DA PK 6+924

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	MU 14 00 001	A	17 di 56

RELAZIONE DI CALCOLO

- i sono i coefficienti di inclinazione del carico
- s sono i coefficienti di forma della fondazione
- d sono i coefficienti di profondità
- g sono i coefficienti di inclinazione del piano campagna
- b sono i coefficienti di inclinazione del piano di posa della fondazione.

La larghezza equivalente della fondazione è data dalle seguenti espressioni, in cui N e M rappresentano lo sforzo normale e il momento agenti all'estradosso della fondazione:

- $B^* = B - 2e$
- $e = M/N$.

Il coefficiente di sicurezza nei confronti del carico limite viene valutato come:

$$FS = q_{lim} / q_{es}$$

con $q_{es} = N / (B^* \cdot L')$ la pressione dovuta al carico verticale e B' ed L' rappresentano le dimensioni della fondazione ridotte in funzione della eccentricità del carico.

8.1.4 VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE

Per le verifiche di stabilità dei pendii naturali si ricorre, nell'ambito dei metodi all'equilibrio limite, ai cosiddetti metodi delle strisce, in particolare il metodo di Bishop. Si ipotizza una superficie cilindrica di scorrimento potenziale, S , si suddivide idealmente la porzione di terreno delimitato da questa e dalla superficie topografica in n conci e si analizza l'equilibrio limite di ciascun concio.

8.2 VERIFICHE GEOTECNICHE (SLE) IN CONDIZIONI STATICHE

Per ciascun stato limite di esercizio deve essere rispettata la condizione [6.2.7] delle NTC 2018:

$$E_d \leq C_d$$

essendo E_d e C_d rispettivamente il valore di progetto dell'effetto delle azioni e il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni (spostamenti, rotazioni, distorsioni, ecc.).

In particolare, dovranno essere valutati gli spostamenti delle opere di sostegno e del terreno circostante per verificarne la compatibilità con la funzionalità delle opere stesse e con la sicurezza e funzionalità dei manufatti adiacenti, anche a seguito di modifiche indotte sul regime delle pressioni interstiziali.

MU14 – MURI DI SOSTEGNO PROVVISORI DA PK 6+924

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	MU 14 00 001	A	18 di 56

RELAZIONE DI CALCOLO

Per i lavori e le opere da realizzare in prossimità di linee ferroviarie già in esercizio, le verifiche agli SLE dovranno essere condotte assumendo come limite degli spostamenti indotti durante la costruzione sui binari in esercizio i valori limite dei difetti riferiti al secondo livello di qualità descritti nella specifica tecnica RFI TCAR ST AR 01 001 D “Standard di qualità geometrica del binario con velocità fino a 300 km/h” e relativi allegati.

Qualora vengano superati i limiti riferiti al primo livello di qualità, il progetto dovrà prevedere l’esecuzione di un monitoraggio del binario durante la costruzione al fine di controllare l’effettivo andamento delle deformazioni.

8.2.1 CALCOLO DEI CEDIMENTI (SLE)

Per quanto riguarda la valutazione dei cedimenti, è stata impiegata la teoria dell’elasticità, ipotizzando il terreno come un mezzo omogeneo elastico ed isotropo. In tal modo il cedimento immediato è dovuto ad una distorsione del terreno sottostante il carico, che si deforma e cambia forma a volume costante.

La soluzione più largamente usata è quella di Jambu et al. (1956):

$$\delta = \mu_0 \cdot \mu_1 \cdot q_m \cdot B/E$$

dove:

- B = larghezza caratteristica della fondazione
- q_m = carico unitario medio;
- E = modulo di deformazione impiegato nel calcolo dei cedimenti = $E_0 / 10$
- μ_0 e μ_1 = coefficienti correttivi di forma, dipendenti dalla geometria del problema e dallo spessore dello strato compressibile (abachi di Christian e Carrier, 1964).

8.3 VERIFICHE STRUTTURALI

Le verifiche sono condotte nel rispetto di quanto dichiarato nel “Manuale di progettazione delle opere civili parte II sezione 3”.

Le verifiche di resistenza delle sezioni sono eseguite secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite. I coefficienti di sicurezza adottati sono i seguenti:

- coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo: 1.50;
- coefficiente parziale di sicurezza per l’acciaio in barre: 1.15;

MU14 – MURI DI SOSTEGNO PROVVISORI DA PK 6+924

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	MU 14 00 001	A	19 di 56

RELAZIONE DI CALCOLO

Il paragrafo in oggetto illustra nel dettaglio i criteri generali adottati per le verifiche strutturali e geotecniche condotte nel progetto. Ulteriori dettagli di carattere specifico, laddove impiegati, sono dichiarati e motivati nelle relative risultanze delle verifiche.

8.3.1 CRITERI DI VERIFICA DELLE SEZIONI IN C.A.

Per le sezioni in cemento armato si effettuano:

- verifiche per gli stati limite ultimi a presso-flessione;
- verifiche per gli stati limite ultimi a taglio;
- verifiche per gli stati limite di esercizio.

8.3.2 VERIFICHE PER GLI STATI LIMITE ULTIMI A FLESSIONE - PRESSOFLESSIONE

Allo stato limite ultimo, le verifiche a flessione o presso-flessione sono condotte confrontando (per le sezioni più significative) le resistenze ultime e le sollecitazioni massime agenti, valutando di conseguenza il corrispondente fattore di sicurezza.

8.3.3 VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI A TAGLIO

La verifica allo stato limite ultimo per azioni di taglio è condotta secondo quanto prescritto dal DM17/01/2018, per elementi con armatura a taglio verticali, e consiste nel controllare che:

$$V_{Ed} < V_{Rd}$$

Si fa, pertanto, riferimento ai seguenti valori della resistenza di calcolo:

- resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio:

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

- valore di progetto dello sforzo di taglio che può essere sopportato dall'armatura a taglio alla tensione di snervamento:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha$$

MU14 – MURI DI SOSTEGNO PROVV DA PK 6+924

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	MU 14 00 001	A	20 di 56

RELAZIONE DI CALCOLO

- valore di progetto del massimo sforzo di taglio che può essere sopportato dall'elemento, limitato dalla rottura delle bielle compresse:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta)$$

Nelle espressioni precedenti, i simboli hanno i seguenti significati:

- $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$ con d in mm;

- $\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} \leq 0.02$;

-

- A_{s1} è l'area dell'armatura tesa;

- b_w è la larghezza minima della sezione in zona tesa;

- $\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0.2 \cdot f_{cd}$;

- N_{Ed} è la forza assiale nella sezione dovuta ai carichi;

- A_c è l'area della sezione di calcestruzzo;

- $v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$;

- $1 \leq \cot\theta \leq 2.5$ è l'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave;

- A_{sw} è l'area della sezione trasversale dell'armatura a taglio;

- s è il passo delle staffe;

MU14 – MURI DI SOSTEGNO PROVV DA PK 6+924

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	MU 14 00 001	A	21 di 56

RELAZIONE DI CALCOLO

- f_{ywd} è la tensione di snervamento di progetto dell'armatura a taglio;
- $f'_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd}$ è la resistenza ridotta a compressione del calcestruzzo d'anima;
- $\alpha_{cw} = 1$ è un coefficiente che tiene conto dell'interazione tra la tensione nel corrente compresso e qualsiasi tensione di compressione assiale.

Fatto salvo il caso di muri a gravità, anche se le verifiche a taglio sono soddisfatte in assenza di armatura, per il paramento si prevede in ogni caso un'armatura pari ad almeno n.9 legature a mq.

8.3.4 VERIFICHE STRUTTURALI SLE

La verifica nei confronti degli Stati limite di esercizio, consiste nel controllare, con riferimento alle sollecitazioni di calcolo corrispondenti alle Combinazioni di Esercizio il tasso di Lavoro nei Materiali e l'ampiezza delle fessure attesa, secondo quanto di seguito specificato.

8.3.4.1 VERIFICA ALLE TENSIONI

La verifica delle tensioni in esercizio consiste nel controllare il rispetto dei limiti tensionali previsti per il calcestruzzo e per l'acciaio per ciascuna delle combinazioni di carico caratteristiche "Rara" e "Quasi Permanente"; i valori tensionali nei materiali sono valutati secondo le note teorie di analisi delle sezioni in c.a. in campo elastico e con calcestruzzo "non reagente" adottando come limiti di riferimento, trattandosi nel caso in specie di opere Ferroviarie, quelli indicati nel documento "Manuale di progettazione opere civili".

La verifica consiste nel controllo delle tensioni nei materiali supponendo una legge costitutiva tensioni-deformazioni di tipo lineare. In particolare si controlla la tensione massima di compressione del calcestruzzo e di trazione dell'acciaio, verificando che:

Tensioni di compressione nel calcestruzzo:

$\sigma_c < 0.55 f_{ck}$ per combinazione di carico caratteristica (rara);

$\sigma_c < 0.40 f_{ck}$ per combinazione di carico quasi permanente;

per spessori minori di 5cm, le tensioni normali limite di esercizio sono ridotte del 30%.

a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto Aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Tabella 6: Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione e condizione ambientali

Tabella 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

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

Risultando:

- $w_1 = 0.2$ mm
- $w_2 = 0.3$ mm
- $w_3 = 0.4$ mm

Alle prescrizioni normative presenti in NTC si sostituiscono in tal caso quelle fornite dalle specifiche RFI (Manuale di progettazione delle opere civili parte II sezione 2 – Requisiti concernenti la fessurazione per strutture in c.a., c.a.p. e miste acciaio-calcestruzzo) secondo cui la verifica nei confronti dello stato limite di apertura delle fessure va effettuata utilizzando le sollecitazioni derivanti dalla combinazione caratteristica (rara).

Per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili di tutte le strutture, l'apertura convenzionale delle fessure dovrà risultare:

Combinazione Caratteristica (Rara)

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

Riguardo infine il valore di calcolo delle fessure da confrontare con i valori limite fissati dalla norma, si è utilizzata la procedura prevista al punto " C4.1.2.2.4.5 Verifica allo stato limite di fessurazione" della Circolare n.7/19.

MU14 – MURI DI SOSTEGNO PROVVISORI DA PK 6+924

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	MU 14 00 001	A	24 di 56

RELAZIONE DI CALCOLO

9 ANALISI DEI CARICHI

9.1 PESO PROPRIO MURO

Il peso proprio del muro viene calcolato in automatico dal foglio di calcolo elettronico. Si considera l'altezza del paramento pari all'altezza di spinta.

9.2 PERMENENTI PORTATI A TERGO DEL MURO

A tergo del muro si considera, agente a livello della testa come carico uniformemente distribuito, il carico del ballast di spessore pari a 0.8m e di peso pari a 18 kN/mc.

$$p_{\text{ballast}} = 18 * 0.8 = 14.40 \text{ kN/m}^2$$

9.3 AZIONE DEL SOVRACCARICO A TERGO DEL MURO

I carichi verticali sono definiti per mezzo di modello di carico rappresentativo del traffico normale LM71.

Coefficiente di adattamento α

I valori dei suddetti carichi relativi alla configurazione LM71 dovranno essere moltiplicati per un coefficiente di adattamento, variabile in ragione della tipologia dell'infrastruttura (ferrovia ordinaria, ferrovia leggera metropolitana), viene di seguito riportata la tabella con la variabilità del coefficiente in base al tipo di linea o categoria di linea.

Tipi di linea o categorie di linea STI	Valore minimo del fattore alfa (α)
IV	1.1
V	1.0
VI	1.1
VII-P	0.83
VII-F, VII-M	0.91

Per completezza di informazioni viene di seguito riportata la tabella attinente alle categorie di linea STI per il sottosistema Infrastruttura del sistema ferroviario convenzionale:

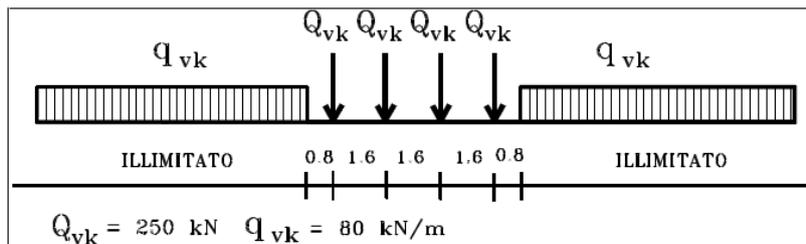
MU14 – MURI DI SOSTEGNO PROVV DA PK 6+924

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	MU 14 00 001	A	25 di 56

RELAZIONE DI CALCOLO

Categorie di linea STI		Tipo di traffico		
		Traffico passeggeri (P)	Traffico merci (F)	Traffico misto (M)
Tipo di linea	Nuova linea TEN fondamentale (IV)	IV-P	IV-F	IV-M
	Linea TEN fondamentale ristrutturata (V)	V-P	V-F	V-M
	Altra nuova linea TEN (VI)	VI-P	VI-F	VI-M
	Altra linea TEN ristrutturata (VII)	VII-P	VII-F	VII-M

Treno di carico LM71



E' stato applicato un carico distribuito equivalente dei 4 assi 250 kN

La larghezza di diffusione in direzione trasversale è pari a 13.48 m (Figura 6)

La larghezza di diffusione in direzione longitudinale è pari a:

$$L_{long} = 6.4 + 2 \cdot 4.00 \cdot \text{tg}(\varphi') = 11.60 \text{ m}$$

Il carico concentrato dei 4 assi fornisce un carico equivalente pari a:

$$q_{equivalente} = 1.1 \cdot 4 \cdot 250 / (11.60 \cdot 13.48) = 7.05 \text{ KN/mq.}$$

Il carico distribuito di 80 kN/m fornisce un carico equivalente pari a:

$$q_{equivalente} = 1.1 \cdot 80 / (13.48) = 6.53 \text{ KN/mq.}$$

Nel punto in cui la diffusione del carico si sovrappone il carico totale è pari a:

$$q_{equivalente} = 13.60 \text{ KN/mq.}$$

Ipotizzando cautelativamente che il carico di entrambi i binari interagiscano con il muro, tale carico equivalente verrà raddoppiato.

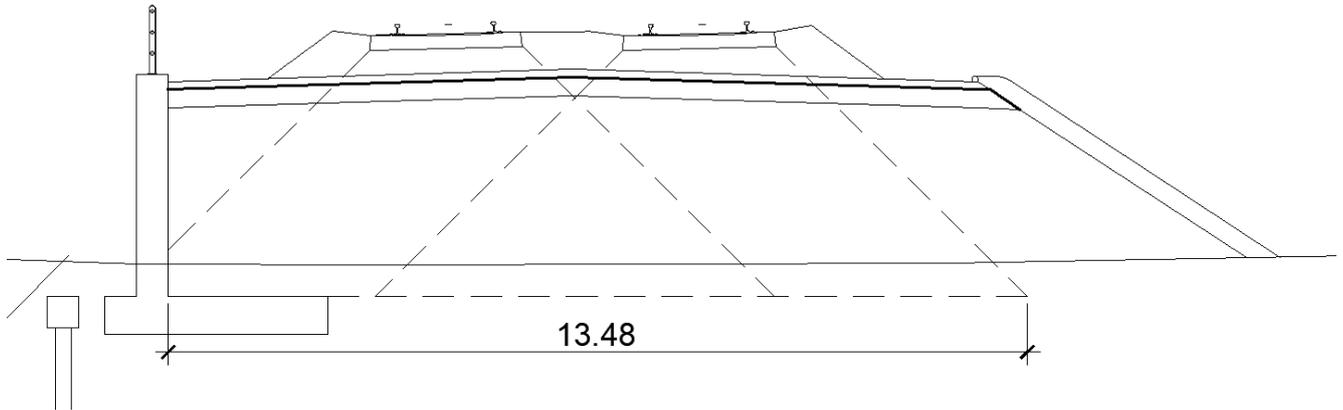


Figura 6 – Ripartizione dei carichi.

9.4 FORZE INERZIALI

In condizioni sismiche le forze d'inerzia orizzontali e verticali su paramento, soletta di fondazione e terreno di riempimento su soletta di monte sono valutate attraverso le espressioni:

$$F_h = k_h W$$

$$F_v = k_v W$$

dove W è il peso delle masse oscillanti applicato nei rispettivi baricentri ed i parametri di intensità sismica sono definiti in precedenza.

MU14 – MURI DI SOSTEGNO PROVVISORI DA PK 6+924

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	MU 14 00 001	A	27 di 56

RELAZIONE DI CALCOLO

10 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico, considerate ai fini delle verifiche, sono stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto nelle norme riportate nel §2.

Per il muro di sostegno sono state effettuate le verifiche con riferimento ai seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico e di equilibrio di corpo rigido (EQU)
 - scorrimento sul piano di posa;
 - collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
 - ribaltamento;

secondo l'approccio progettuale "Approccio 1" e tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 5.2.V e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e della tabella 5.2.VI-VII per i coefficienti di combinazione delle azioni:

$$\text{comb. 1} \Rightarrow (A1+M1+R1)$$

$$\text{comb. 2} \Rightarrow (A2+M2+R2)$$

- SLU di tipo strutturale (STR)
 - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali secondo l'approccio progettuale "Approccio 1" e tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 5.2.V e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e della tabella 5.2.VI-VII per i coefficienti di combinazione delle azioni:

$$\text{comb. 1} \Rightarrow (A1+M1+R1)$$

Ai fini delle verifiche degli stati limite ultimi si definiscono le seguenti combinazioni:

$$\text{STR)} \Rightarrow \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

$$\text{GEO-EQU)} \Rightarrow \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

Ai fini delle verifiche degli stati limite di esercizio (tensioni) si definiscono le seguenti combinazioni:

$$\text{Rara)} \Rightarrow G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

Ai fini delle verifiche degli stati limite di esercizio (tensioni e fessurazione) si definiscono le seguenti combinazioni:

$$\text{Frequente)} \Rightarrow G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

$$\text{Quasi permanente)} \Rightarrow G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

MU14 – MURI DI SOSTEGNO PROVVISORI DA PK 6+924

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	MU 14 00 001	A	28 di 56

RELAZIONE DI CALCOLO

Carichi	Effetto	Coeff. Parziale	EQU	A1 (STR)	A2 (GEO)	SLE
Permanenti	favorevole	γ_G	0.90	1.00	1.00	1.00
	sfavorevole		1.10	1.30	1.00	1.00
Variabili	favorevole	γ_Q	0.00	0.00	0.00	0.00
	sfavorevole		1.50	1.50	1.30	1.00

Parametro		Coeff. Parziale	M1	M2	SLE
angolo d'attrito	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1.00	1.25	1.00
coesione	c'_k	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25	1.00
resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1.00	1.40	1.00
peso unità di volume	γ	γ_{γ}	1.00	1.00	1.00

Verifica	Coeff. Parziale	R1	R2	R3	SLE
Capacità portante fondazione	γ_R	1.00	1.00	1.40	2.00
Scorrimento		1.00	1.00	1.10	1.30
Ribaltamento		1.00	1.00	1.00	1.50

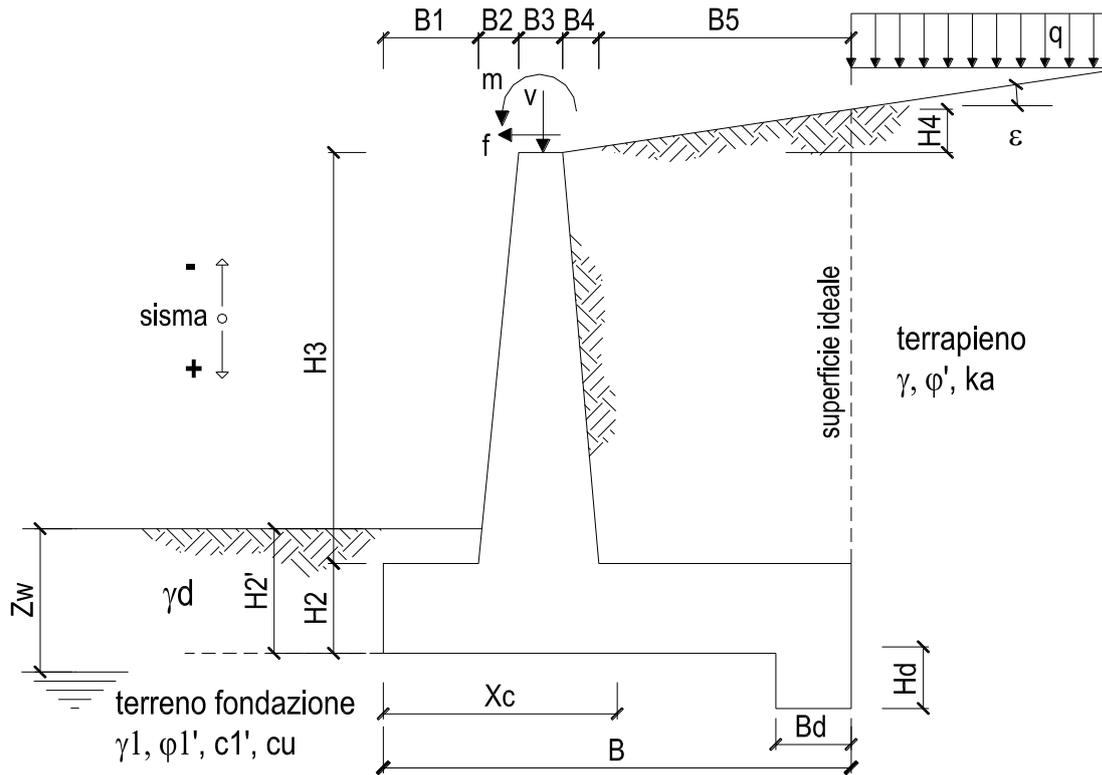
Tabella 5.2.VI - Coefficienti di combinazione ψ delle azioni.

Azioni		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Azioni singole da traffico	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
Gruppi di carico	gr ₁	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr ₂	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
	gr ₃	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr ₄	1,00	1,00 ⁽¹⁾	0,0
Azioni del vento	F_{Wk}	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	T_k	0,60	0,60	0,50

(1) 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

 (2) Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

11 GEOMETRIA E DATI DI PROGETTO



OPERA Esemplio

DATI DI PROGETTO:

Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	3.50	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.50	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.00	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	3.50	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0.60	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0.50	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	2.50	(m)
Altezza dente	Hd =	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	1.75	(m)

MU14 – MURI DI SOSTEGNO PROVV DA PK 6+924

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	MU 14 00 001	A	30 di 56

RELAZIONE DI CALCOLO

Carichi Agenti		valori caratteristici		valori di progetto	
		SLE - sisma		STR/GEO	EQU
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente <input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no (kN/m ²)	qp	14.40	19.44	21.60
	Sovraccarico su zattera di monte				
	Forza Orizzontale in Testa permanente (kN/m)	fp	0.00	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa permanente (kN/m)	vp	1.00	1.00	0.90
	Momento in Testa permanente (kNm/m)	mp	0.00	0.00	0.00
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche (kN/m ²)	q	27.20	39.44	39.44
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche (kN/m)	f	0.00	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche (kN/m)	v	0.00	0.00	0.00
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche (kNm/m)	m	0.00	0.00	0.00
	Coefficienti di combinazione condizione rara Ψ1	0.00	condizione quasi permanente Ψ2		0.00
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche (kN/m ²)	qs	5.44		
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche (kN/m)	fs	0.00		
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche (kN/m)	vs	0.00		
	Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche (kNm/m)	ms	0.00		

Carichi agenti per le verifiche

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI

Calcestruzzo

classe cls

Rck 40 (MPa)
fck 32 (MPa)
fcm 40 (MPa)
Ec 33346 (MPa)
α_{cc} 0.85
γ_C 1.50

f_{cd} = α_{cc} * f_{ck} / γ_C 18.13 (MPa)
f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{2/3} 3.02 (MPa)

Tensioni limite (tensioni ammissibili)

condizioni statiche

σ_c 12.8 Mpa
σ_t 337.5 Mpa

condizioni sismiche

σ_c 11 Mpa

Acciaio

tipo di acciaio

f_{yk} = 450 (MPa)
γ_S = 1.15
f_{yd} = f_{yk} / γ_S / γ_E = 391.30 (MPa)

E_s = 210000 (MPa)
ε_{ys} = 0.19%

coefficiente omogeneizzazione acciaio n = 15

Copriferro (distanza asse armatura-bordo)

c = 7.00 (cm)

11.1 VERIFICHE GEOTECNICHE

Combinazioni coefficienti parziali di verifica

SLU	Approccio 1	comb. 1	A1+M1+R1 EQU+M2	<input type="radio"/>
		comb. 2	A2+M2+R2 EQU+M2	<input checked="" type="radio"/>
	Approccio 2		A1+M1+R3 EQU+M2	<input type="radio"/>
SLE (DM88)				<input type="radio"/>
altro				<input type="radio"/>

Coefficienti di sicurezza

	<u>Scorrimento</u>	<u>Ribaltamento</u>	<u>Carico limite</u>
Statico	1.67	3.09	1.02
Sismico	1.96	4.33	1.47

FORZE VERTICALI

- Peso del Muro (Pm)

		SLE	STR/GEO	EQU
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	0.00	0.00	0.00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	43.75	43.75	39.38
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	0.00	0.00	0.00
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	52.50	52.50	47.25
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	0.00	0.00	0.00
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5	96.25	96.25	86.63

- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)

Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma)$	(kN/m) 192.50	192.50	173.25
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4+B5) \cdot H4 \cdot \gamma)$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma)/2$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
Sovr =	$qp \cdot (B4+B5)$	(kN/m) 36.00	36.00	54.00
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr	(kN/m) 228.50	228.50	227.25

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4+B5)$	(kN/m) 68	85
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B4+B5)$	(kN/m) 13.6	

MU14 – MURI DI SOSTEGNO PROVVISORI DA PK 6+924

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	MU 14 00 001	A	32 di 56

RELAZIONE DI CALCOLO

MOMENTI DELLE FORZE VERT. RISPETTO AL PIEDE DI VALLE DEL MURO

			SLE	STR/GEO	EQU
- Muro (Mm)					
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1 + 2/3 B2)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1 + B2 + 0,5 \cdot B3)$	(kNm/m)	32.81	32.81	29.53
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/3 B4)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	91.88	91.88	82.69
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm =	$Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5$	(kNm/m)	124.69	124.69	112.22
- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro					
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4 + 0,5 \cdot B5)$	(kNm/m)	433.13	433.13	389.81
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Msovr =	$Sovr \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	81.00	81.00	121.50
Mt =	$Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr$	(kNm/m)	514.13	514.13	511.31
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro					
Sovr acc. Stat	$\cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	153	191.25	
Sovr acc. Sism	$\cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	30.6		

MU14 – MURI DI SOSTEGNO PROVVISORI DA PK 6+924

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	MU 14 00 001	A	33 di 56

RELAZIONE DI CALCOLO

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)

Ps h =	$P_m \cdot k_h$	(kN/m)	3.08
Ps v =	$P_m \cdot k_v$	(kN/m)	1.54

- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)

Ptsh =	$P_t \cdot k_h$	(kN/m)	7.30
Ptsv =	$P_t \cdot k_v$	(kN/m)	3.65

- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs h)

MPs1 h =	$k_h \cdot P_m1 \cdot (H_2 + H_3/3)$	(kNm/m)	0.00
MPs2 h =	$k_h \cdot P_m2 \cdot (H_2 + H_3/2)$	(kNm/m)	3.29
MPs3 h =	$k_h \cdot P_m3 \cdot (H_2 + H_3/3)$	(kNm/m)	0.00
MPs4 h =	$k_h \cdot P_m4 \cdot (H_2/2)$	(kNm/m)	0.50
MPs5 h =	$-k_h \cdot P_m5 \cdot (H_d/2)$	(kNm/m)	0.00
MPs h =	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)	3.79

- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs v)

MPs1 v =	$k_v \cdot P_m1 \cdot (B_1 + 2/3 \cdot B_2)$	(kNm/m)	0.00
MPs2 v =	$k_v \cdot P_m2 \cdot (B_1 + B_2 + B_3/2)$	(kNm/m)	0.52
MPs3 v =	$k_v \cdot P_m3 \cdot (B_1 + B_2 + B_3 + B_4/3)$	(kNm/m)	0.00
MPs4 v =	$k_v \cdot P_m4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	1.47
MPs5 v =	$k_v \cdot P_m5 \cdot (B - B_d/2)$	(kNm/m)	0.00
MPs v =	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)	1.99

- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)

MPts1 h =	$k_h \cdot P_t1 \cdot (H_2 + H_3/2)$	(kNm/m)	14.46
MPts2 h =	$k_h \cdot P_t2 \cdot (H_2 + H_3 + H_4/3)$	(kNm/m)	0.00
MPts3 h =	$k_h \cdot P_t3 \cdot (H_2 + H_3^2/3)$	(kNm/m)	0.00
MPts h =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	14.46

- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts v)

MPts1 v =	$k_v \cdot P_t1 \cdot ((H_2 + H_3/2) - (B - B_5/2) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	6.92
MPts2 v =	$k_v \cdot P_t2 \cdot ((H_2 + H_3 + H_4/3) - (B - B_5/3) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0.00
MPts3 v =	$k_v \cdot P_t3 \cdot ((H_2 + H_3^2/3) - (B_1 + B_2 + B_3 + 2/3 \cdot B_4) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0.00
MPts v =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	6.92

MU14 – MURI DI SOSTEGNO PROVVISORI DA PK 6+924

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	MU 14 00 001	A	34 di 56

RELAZIONE DI CALCOLO

CONDIZIONE STATICA

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta totale condizione statica

		SLE	STR/GEO	EQU
St =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m) 49.03	61.02	67.12
Sq perm =	$q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m) 15.66	19.48	29.22
Sq acc =	$q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m) 29.57	46.00	53.36

- Componente orizzontale condizione statica

Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m) 46.13	58.51	64.36
Sqh perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 14.73	18.68	28.02
Sqh acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 27.82	44.11	51.17

- Componente verticale condizione statica

Stv =	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m) 16.61	17.30	19.03
Sqv perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 5.30	5.52	8.29
Sqv acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 10.02	13.04	15.13

- Spinta passiva sul dente

Sp =	$\frac{1}{2} \cdot g_1 \cdot H_d^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot H_d^2 \cdot k_p + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2) \cdot H_d$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
------	---	-------------	------	------

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU
MSt1 =	$Sth \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 3 - H_d)$	(kNm/m) 63.05	79.97	87.96
MSt2 =	$Stv \cdot B$	(kNm/m) 58.13	60.55	66.61
MSq1 perm =	$Sqh \text{ perm} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m) 30.20	38.30	57.45
MSq1 acc =	$Sqh \text{ acc} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m) 57.04	90.43	104.90
MSq2 perm =	$Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m) 18.56	19.33	29.00
MSq2 acc =	$Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m) 35.06	45.65	52.95
MSp =	$\gamma_1 \cdot H_d^3 \cdot k_p / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2) \cdot H_d^2 / 2$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	$mp + m$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
Mfext2 =	$(fp + f) \cdot (H_3 + H_2)$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
Mfext3 =	$(v_p + v) \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$	(kNm/m) 0.75	0.75	0.68

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)

N =	$P_m + P_t + v + Stv + Sqv \text{ perm} + Sqv \text{ acc}$	361.62	(kN/m)	
-----	--	--------	--------	--

Risultante forze orizzontali (T)

T =	$Sth + Sqh + f$	121.31	(kN/m)	
-----	-----------------	--------	--------	--

Coefficiente di attrito alla base (f)

f =	$\tan \phi_1'$	0.56	(-)	
-----	----------------	------	-----	--

Fs scorr. (N*f + Sp) / T 1.67 > 1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)

Ms =	$M_m + M_t + M_{fext3}$	772.77	(kNm/m)	
------	-------------------------	--------	---------	--

Momento ribaltante (Mr)

Mr =	$M_{St} + M_{Sq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp}$	250.31	(kNm/m)	
------	--	--------	---------	--

Fs ribaltamento Ms / Mr 3.09 > 1

MU14 – MURI DI SOSTEGNO PROVVISORI DA PK 6+924

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	MU 14 00 001	A	35 di 56

RELAZIONE DI CALCOLO

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v + S_{tv} + S_{qv} (+ Sovr\ acc)$		361.62	446.62	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{th} + S_{qh} + f - S_p$		121.31	121.31	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
$MM = \sum M$		556.40	747.65	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
$M = X_c \cdot N - MM$		76.43	33.93	(kNm/m)

Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'N_c'ic + q_0 \cdot N_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma$$

$c'1'$	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kPa)
$\phi'1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	29.26		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	10.00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma \cdot d' \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	5.00		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.21	0.08	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	3.08	3.35	(m)

I valori di N_c , N_q e N_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \tan^2(45 + \phi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan(\phi'))}$	(1 in cond. nd)	16.92		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan(\phi')$	(2+ π in cond. nd)	28.42		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\phi')$	(0 in cond. nd)	20.08		(-)

I valori di i_c , i_q e i_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cot(\phi')))^m$	(1 in cond. nd)	0.44	0.53	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.41	0.41	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cot(\phi')))^{m+1}$		0.29	0.29	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	128.02	135.55	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

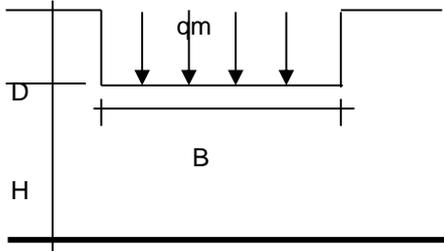
FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	Nmin	1.13	>	1
		Nmax	1.02	>	

MU14 – MURI DI SOSTEGNO PROVVISORI DA PK 6+924

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	MU 14 00 001	A	36 di 56

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE



$$\delta = \mu_0 * \mu_1 * q_m * B^* / E \quad (\text{Christian e Carrier, 1976})$$

N	347.66	(kN/m)
M	-14.60	(kNm/m)
e=M/N	-0.04	(m)
B*	3.42	(m)

Profondità Piano di Posa della Fondazione

D =	0.50	(m)
D/B*	0.15	(m)
Hs/B*	1.76	(m)

Carico unitario medio (qm)

$$q_m = N / (B - 2 * e) = N / B^* = 105.86 \quad (\text{kN/mq})$$

Coefficiente di forma $\mu_0 = f(D/B)$

$$\mu_0 = 0.956 \quad (-)$$

Coefficiente di profondità $\mu_1 = f(H/B)$

$$\mu_1 = 0.60 \quad (-)$$

Cedimento della fondazione

$$\delta = \mu_0 * \mu_1 * q_m * B^* / E = 4.17 \quad (\text{mm})$$

MU14 – MURI DI SOSTEGNO PROVVISORI DA PK 6+924

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	MU 14 00 001	A	37 di 56

RELAZIONE DI CALCOLO

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} + (Sovr\ acc)$		357.72	371.32	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$		100.93		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
$MM = \sum M$		578.29	608.89	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
$M = X_c \cdot N - MM$		47.71	40.91	(kNm/m)

Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot i_c + q_0 \cdot N_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma$$

$c' =$	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kN/mq)
$\phi' =$	angolo di attrito terreno di fondaz.	29.26		(°)
$\gamma_1 =$	peso unità di volume terreno fondaz.	10.00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	5.00		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.13	0.11	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	3.23	3.28	(m)

I valori di N_c , N_q e N_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \tan^2(45 + \phi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \phi')}$	(1 in cond. nd)	16.92		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan(\phi')$	(2+ π in cond. nd)	28.42		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\phi')$	(0 in cond. nd)	20.08		(-)

I valori di i_c , i_q e i_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cot \phi'))^m$	(1 in cond. nd)	0.52	0.53	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.48	0.50	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cot \phi'))^{m+1}$		0.37	0.37	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	163.65	166.64	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	Nmin	1.48	>	1
		Nmax	1.47	>	

MU14 – MURI DI SOSTEGNO PROVVISORI DA PK 6+924

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	MU 14 00 001	A	38 di 56

RELAZIONE DI CALCOLO

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv}$		346.80	360.40	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$		99.12		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
$MM = \sum M$		562.30	592.90	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
$M = X_c \cdot N - MM$		44.60	37.80	(kNm/m)

Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c' N_c' i_c + q_0 N_q i_q + 0,5 \gamma_1 B N_\gamma i_\gamma$$

$c' =$	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kN/mq)
$\phi I' =$	angolo di attrito terreno di fondaz.	29.26		(°)
$\gamma_1 =$	peso unità di volume terreno fondaz.	10.00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d' H_2'$	sovraccarico stabilizzante	5.00		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.13	0.10	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	3.24	3.29	(m)

I valori di N_c , N_q e N_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \tan^2(45 + \phi'/2) e^{(\pi \tan \phi')}$	(1 in cond. nd)	16.92		(-)
$N_c = (N_q - 1) \tan(\phi')$	(2+ π in cond. nd)	28.42		(-)
$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan(\phi')$	(0 in cond. nd)	20.08		(-)

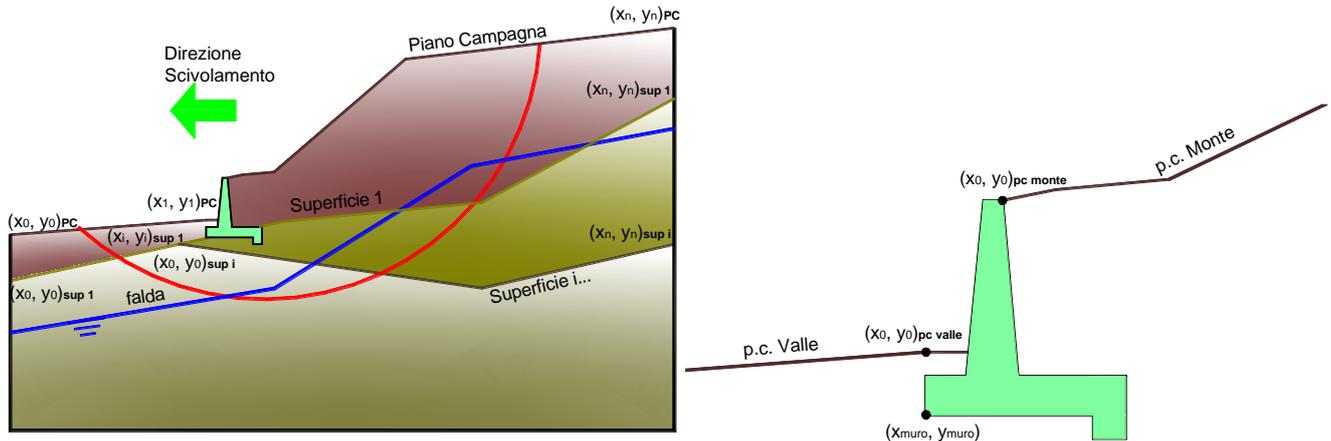
I valori di i_c , i_q e i_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T/(N + B^* c' \cot \phi'))^m$	(1 in cond. nd)	0.51	0.53	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_q - 1)$		0.48	0.50	(-)
$i_\gamma = (1 - T/(N + B^* c' \cot \phi'))^{m+1}$		0.36	0.36	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	161.73	164.78	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	Nmin	1.51	>	1	↙
		Nmax	1.50	>		

11.1.1 VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE


	γ [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kPa]	Descrizione
materiale 1	22	27.50	0	terrapieno
materiale 2	20	30.18	0	fondazione
materiale 3	0	0	0	
materiale 4	0	0	0	

peso specifico acqua 10 [kN/m³]

azioni sismiche a_g/g 0.111 (-) S_s 1.2 k_h 0.0320 (-)

β_s 0.24 S_T 1 k_v 0.0160 (-)

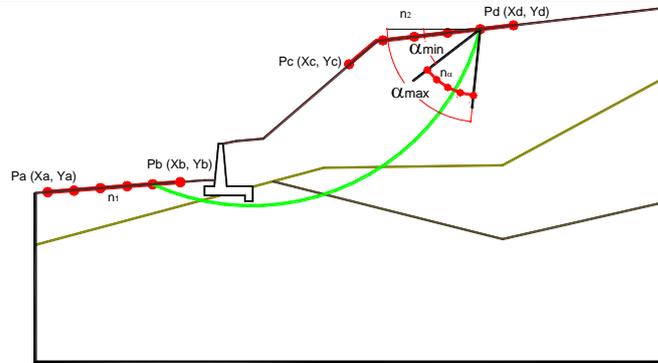
x muro 100 (m) **y muro** 100 (m)

p.c. valle		p.c. monte		superficie 1		superficie 2		superficie 3		falda	
materiale 1				materiale 2		materiale 4		materiale 2		falda	
	x	y		x	y		x	y		x	y
0	100.000	101.000	0	102.000	104.100	0	80.000	100.000	0	80.000	90.000
1	80.000	101.000	1	120.000	104.100	1	120.000	100.000	1	120.000	90.000

MU14 – MURI DI SOSTEGNO PROVVISORI DA PK 6+924

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	MU 14 00 001	A	40 di 56

RELAZIONE DI CALCOLO



Sovraccarichi

		X_{in}	Q_{in}	X_{fin}	Q_{fin}	% sisma
sovraccarico 1	<input checked="" type="checkbox"/>	101	14.4	120	14.4	100%
sovraccarico 2	<input checked="" type="checkbox"/>	101	27.2	120	27.2	20%

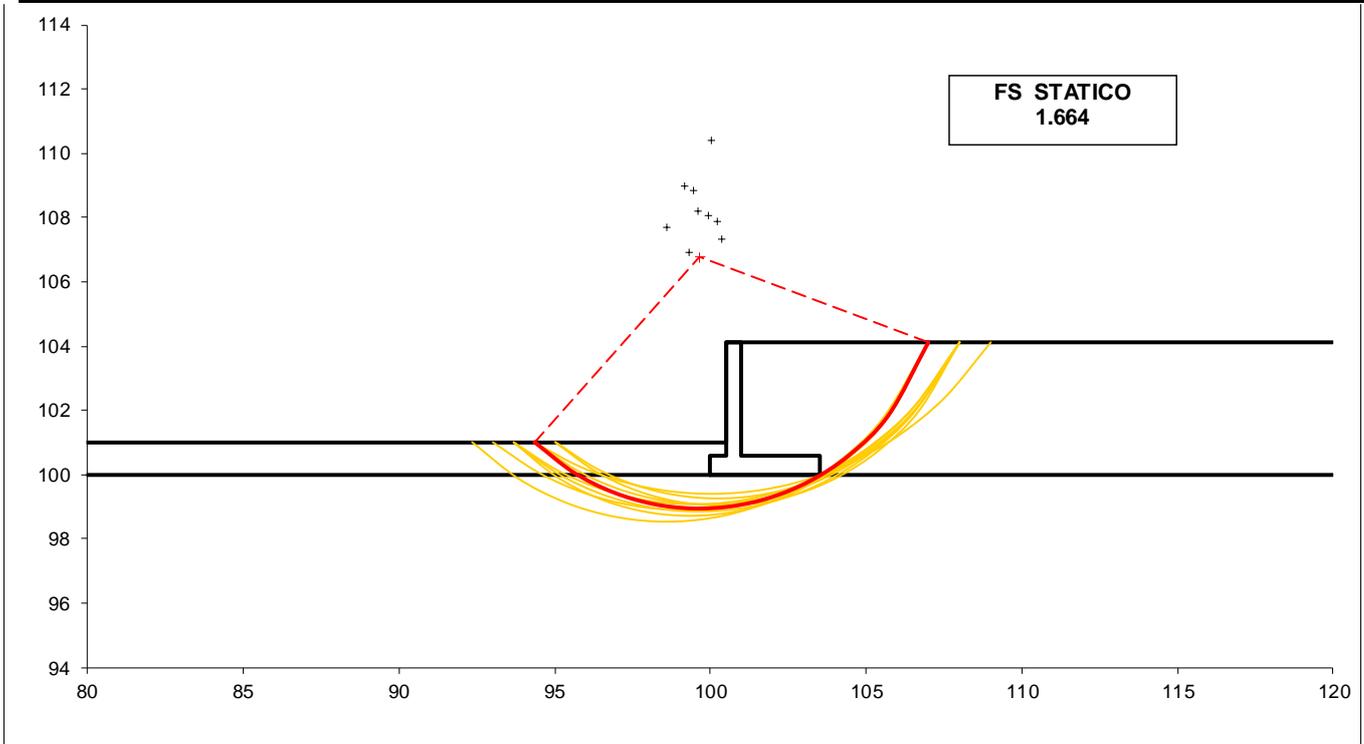
#strisce
30

# Superfici Calcolate	FS Bishop	
	STATICO	1.664
1964	SISMICO	1.665

MU14 – MURI DI SOSTEGNO PROVVISORI DA PK 6+924

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	MU 14 00 001	A	41 di 56

RELAZIONE DI CALCOLO



MU14 – MURI DI SOSTEGNO PROVVISORI DA PK 6+924

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	MU 14 00 001	A	42 di 56

RELAZIONE DI CALCOLO

11.2 VERIFICHE STRUTTURALI

Combinazioni coefficienti parziali di verifica

SLU	Approccio 1	comb. 1	A1+M1+R1 EQU+M2	<input checked="" type="radio"/>
		comb. 2	A2+M2+R2 EQU+M2	<input type="radio"/>
	Approccio 2		A1+M1+R3 EQU+M2	<input type="radio"/>
	SLE (DM88)			<input type="radio"/>
altro			<input type="radio"/>	

Carichi	Effetto	Coeff. Parziale	EQU	A1 (STR)	A2 (GEO)	SLE	altro
Permanenti	favorevole	γ_G	0.90	1.00	1.00	1.00	1.00
	sfavorevole		1.10	1.35	1.00	1.00	1.35
Variabili	favorevole	γ_Q	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	sfavorevole		1.50	1.50	1.30	1.00	1.50



NODO DI BARI

BARI NORD - VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE

PROGETTO DEFINITIVO

MU14 – MURI DI SOSTEGNO PROVV DA PK 6+924

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	MU 14 00 001	A	43 di 56

RELAZIONE DI CALCOLO

11.2.1 VERIFICHE SLU A PRESSO-FLESSIONE E TAGLIO

Verifica allo Stato Limite Ultimo

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

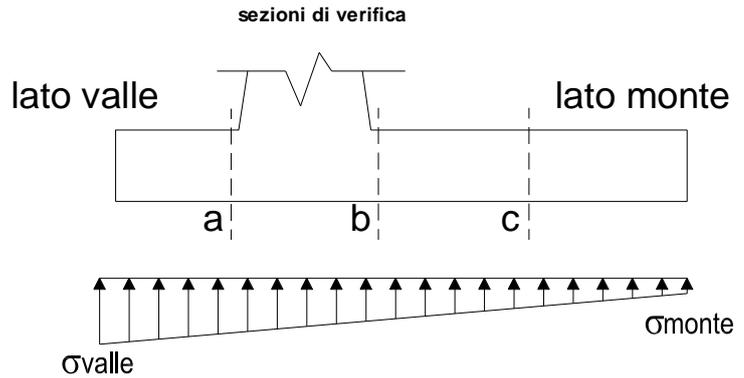
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

$$\sigma_{monte} = N / A - M / W_{gg}$$

$$A = 1.0 \cdot B = 3.50 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 2.04 \text{ (m}^3\text{)}$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	382.46	55.60	136.51	82.04
	481.06	6.30	140.53	134.36
sisma+	357.01	19.75	111.68	92.33
	370.61	12.95	112.23	99.54
sisma-	345.71	16.69	106.95	90.60
	359.31	9.89	107.51	97.81



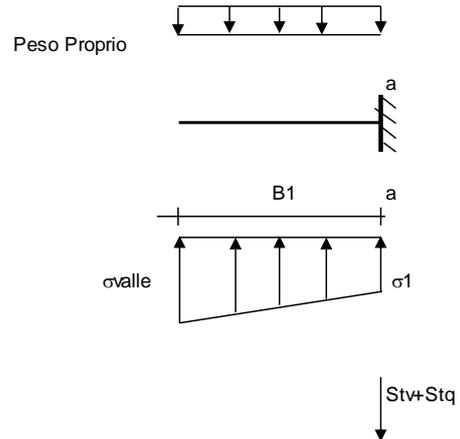
Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 15.00 (kN/m)

$$M_a = \sigma_1 \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B^2 / 3 - PP \cdot B^2 / 2 \cdot (1 \pm kv)$$

$$V_a = \sigma_1 \cdot B + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B / 2 - PP \cdot B \cdot (1 \pm kv)$$

caso	σ_{valle}	σ_1	M_a	V_a
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	136.51	128.73	14.86	58.81
	140.53	139.65	15.65	62.55
sisma+	111.68	108.91	11.94	48.22
	112.23	110.42	12.08	48.50
sisma-	106.95	104.61	11.43	45.86
	107.51	106.12	11.51	46.13



Mensola Lato Monte

PP = 15.00 (kN/m²) peso proprio soletta fondazione
 PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

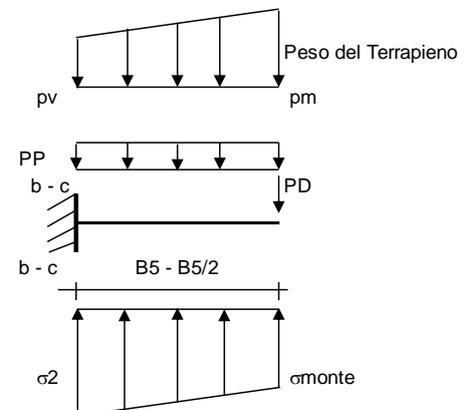
	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	96.44	135.88	101.88	(kN/m ²)
pvb	96.44	135.88	101.88	(kN/m ²)
pvc	96.44	135.88	101.88	(kN/m ²)

$$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP)) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (pm - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 3 - (Stv + Sqv) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H2 / 2$$

$$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP)) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B5 / 2)^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B5 / 2)^2 / 6 - (pm - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B5 / 2)^2 / 3 - (Stv + Sqv) \cdot (B5 / 2) \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B5 / 2 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H2 / 2$$

$$V_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP)) \cdot (1 \pm kv) \cdot B + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B / 2 - (pm - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B / 2 - (Stv + Sqv) \cdot PD \cdot (1 \pm kv)$$

$$V_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP)) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B5 / 2) + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B5 / 2) / 2 - (pm - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B5 / 2) / 2 - (Stv + Sqv) \cdot PD \cdot (1 \pm kv)$$



MU14 – MURI DI SOSTEGNO PROVVISORI DA PK 6+924

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	MU 14 00 001	A	45 di 56

RELAZIONE DI CALCOLO

caso	σ_{monte}	σ_{2b}	M_b	V_b	σ_{2c}	M_c	V_c
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	82.04	120.95	-161.62	-68.98	101.49	-73.04	-68.70
	134.36	138.77	-157.31	-79.90	136.56	-67.47	-63.38
sisma+	92.33	106.15	-115.56	-60.82	99.24	-46.85	-47.66
	99.54	108.61	-115.24	-62.55	104.07	-46.15	-47.04
sisma-	90.60	102.28	-110.78	-58.40	96.44	-45.06	-45.53
	97.81	104.74	-109.91	-59.69	101.28	-44.22	-44.68

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

$$M_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a_{orizz.}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2 \cdot h/3$$

$$M_{t \text{ sism}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a_{orizz.}} \cdot (1 \pm kv) - K_{a_{orizz.}}) \cdot h^2 \cdot h/2 \quad o \cdot h/3$$

$$M_q = \frac{1}{2} K_{a_{orizz.}} \cdot q \cdot h^2$$

$$M_{ext} = m + f \cdot h$$

$$M_{inerzia} = \sum P m_i \cdot b_i \cdot kh$$

$$N_{ext} = v$$

$$N_{pp+inerzia} = \sum P m_i \cdot (1 \pm kv)$$

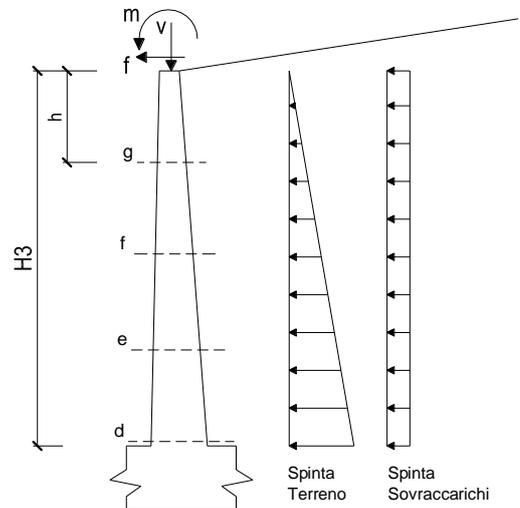
$$V_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a_{orizz.}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$$

$$V_{t \text{ sism}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a_{orizz.}} \cdot (1 \pm kv) - K_{a_{orizz.}}) \cdot h^2$$

$$V_q = K_{a_{orizz.}} \cdot q \cdot h$$

$$V_{ext} = f$$

$$V_{inerzia} = \sum P m_i \cdot kh$$



condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.50	52.95	89.98	0.00	142.93	1.00	43.75	44.75
e-e	2.63	22.34	50.61	0.00	72.95	1.00	32.81	33.81
f-f	1.75	6.62	22.49	0.00	29.11	1.00	21.88	22.88
g-g	0.88	0.83	5.62	0.00	6.45	1.00	10.94	11.94

sezione	h	Vt	Vq	V _{ext}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.50	45.39	51.42	0.00	96.80
e-e	2.63	25.53	38.56	0.00	64.09
f-f	1.75	11.35	25.71	0.00	37.05
g-g	0.88	2.84	12.85	0.00	15.69

MU14 – MURI DI SOSTEGNO PROVVISORI DA PK 6+924

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	MU 14 00 001	A	46 di 56

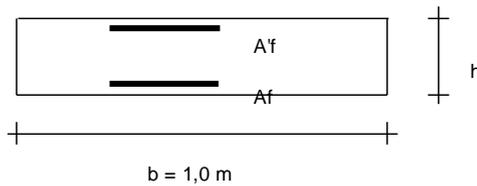
RELAZIONE DI CALCOLO

ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	10.0	20	<input type="checkbox"/>	5	5.0	20	<input type="checkbox"/>
2	0.0	0	<input type="checkbox"/>	6	0.0	0	<input type="checkbox"/>
3	0.0	0	<input type="checkbox"/>	7	5.0	20	<input type="checkbox"/>
4	10.0	20	<input type="checkbox"/>	8	0.0	0	<input type="checkbox"/>
				9	0.0	0	<input type="checkbox"/>

Calcola

VERIFICHE



a-a pos 1-2-3-4
b-b pos 1-2-3-4
c-c pos 1-4
d-d pos 5-6-7-8-9
e-e pos 5-6-7-8-9
f-f pos 5-7-8
g-g pos 5-7

Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)
a - a	15.65	0.00	0.60	31.42	31.42	613.96
b - b	-161.62	0.00	0.60	31.42	31.42	613.96
c - c	-73.04	0.00	0.60	31.42	31.42	613.96
d - d	142.93	44.75	0.50	15.71	15.71	267.01
e - e	72.95	33.81	0.50	15.71	15.71	264.90
f - f	29.11	22.88	0.50	15.71	15.71	262.79
g - g	6.45	11.94	0.50	15.71	15.71	260.68

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

Sez.	V _{Ed}	h	V _{Rd}	∅ staffe	i orizz.	i vert.	θ	V _{Rsd}	
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)	
a - a	62.55	0.60	275.77	10	20	20	21.8	930.06	Armatura a taglio non necessaria
b - b	79.90	0.60	275.77	10	20	20	21.8	930.06	Armatura a taglio non necessaria
c - c	68.70	0.60	275.77	10	20	20	21.8	930.06	Armatura a taglio non necessaria
d - d	96.80	0.50	204.55	10	20	20	21.8	757.18	Armatura a taglio non necessaria
e - e	64.09	0.50	203.11	10	20	20	21.8	757.18	Armatura a taglio non necessaria
f - f	37.05	0.50	201.67	10	20	20	21.8	757.18	Armatura a taglio non necessaria
g - g	15.69	0.50	200.24	10	20	20	21.8	757.18	Armatura a taglio non necessaria



NODO DI BARI

BARI NORD - VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE

PROGETTO DEFINITIVO

MU14 – MURI DI SOSTEGNO PROVV DA PK 6+924

COMMESSA

REL

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

IADR

00

D 29 CL

MU 14 00 001

A

47 di 56

RELAZIONE DI CALCOLO

11.2.2 VERIFICHE A FESSURAZIONE

VERIFICA A FESSURAZIONE

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

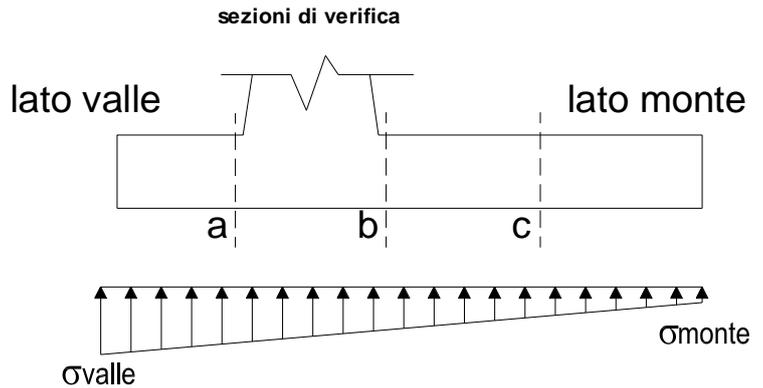
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

$$\sigma_{monte} = N / A - M / W_{gg}$$

$$A = 1.0 \cdot B = 3.50 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 2.04 \quad (m^3)$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
Freq.	347.66	-14.60	92.18	106.48
	347.66	-14.60	92.18	106.48
Q.P.	347.66	-14.60	92.18	106.48
	347.66	-14.60	92.18	106.48

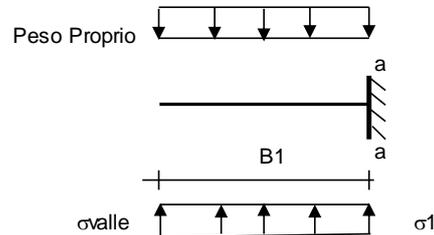


Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 15.00 (kN/m)

$$M_a = \sigma_1 \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B^2 / 3 - PP \cdot B^2 / 2 \cdot (1 \pm kv)$$

caso	σ_{valle}	σ_1	M _a
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	92.18	94.22	9.73
	92.18	94.22	9.73
Q.P.	92.18	94.22	9.73
	92.18	94.22	9.73



Mensola Lato Monte

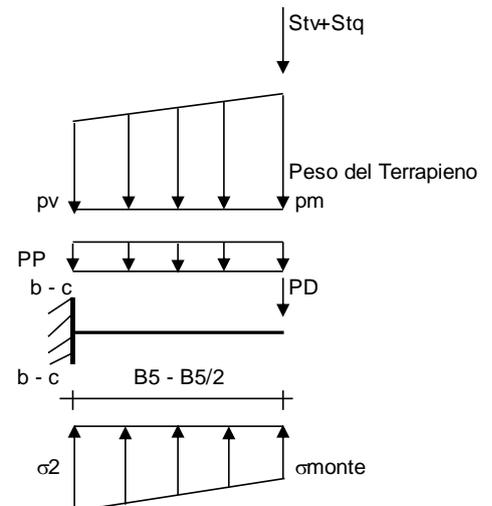
PP = 15.00 (kN/m²) peso proprio soletta fondazione
 PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max	Freq	N max	QP	
pm	=	91.40	91.40	91.40	91.40	(kN/m ²)
pvb	=	91.40	91.40	91.40	91.40	(kN/m ²)
pvc	=	91.40	91.40	91.40	91.40	(kN/m ²)

$$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP)) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (p_m - p_{vb}) \cdot B^2 / 3 - (St_v + Sq_v) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (B_5 - Bd / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H^2 / 2$$

$$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP)) \cdot (B_5 / 2)^2 / 2 + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) \cdot (B_5 / 2)^2 / 6 - (p_m - p_{vc}) \cdot (B_5 / 2)^2 / 3 - (St_v + Sq_v) \cdot (B_5 / 2) \cdot PD \cdot (B_5 / 2 - Bd / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H^2 / 2$$

caso	σ_{monte}	σ_{2b}	M _b	σ_{2c}	M _c
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	106.48	96.27	-65.16	101.38	-28.66
	106.48	96.27	-65.16	101.38	-28.66
Q.P.	106.48	96.27	-65.16	101.38	-28.66
	106.48	96.27	-65.16	101.38	-28.66



CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

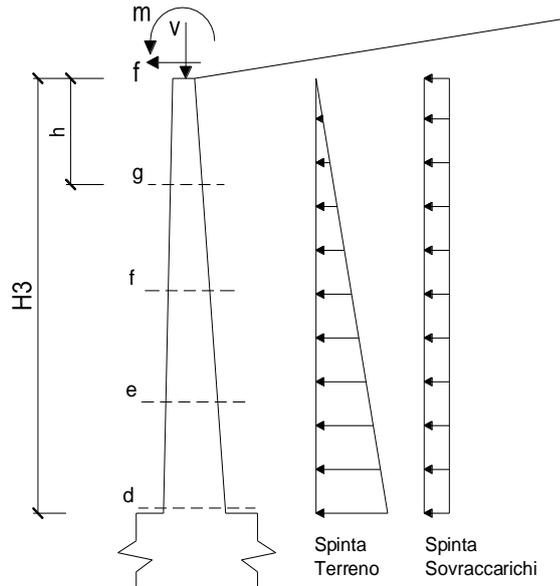
Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

$$M_t = \frac{1}{2} K_{a_{orizz}} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot h/3$$

$$M_q = \frac{1}{2} K_{a_{orizz}} \cdot q \cdot h^2$$

$$M_{ext} = m + f \cdot h$$

$$N_{ext} = v$$



condizione Frequente

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.50	39.22	22.01	0.00	61.23	1.00	43.75	44.75
e-e	2.63	16.55	12.38	0.00	28.93	1.00	32.81	33.81
f-f	1.75	4.90	5.50	0.00	10.40	1.00	21.88	22.88
g-g	0.88	0.61	1.38	0.00	1.99	1.00	10.94	11.94

condizione Quasi Permanente

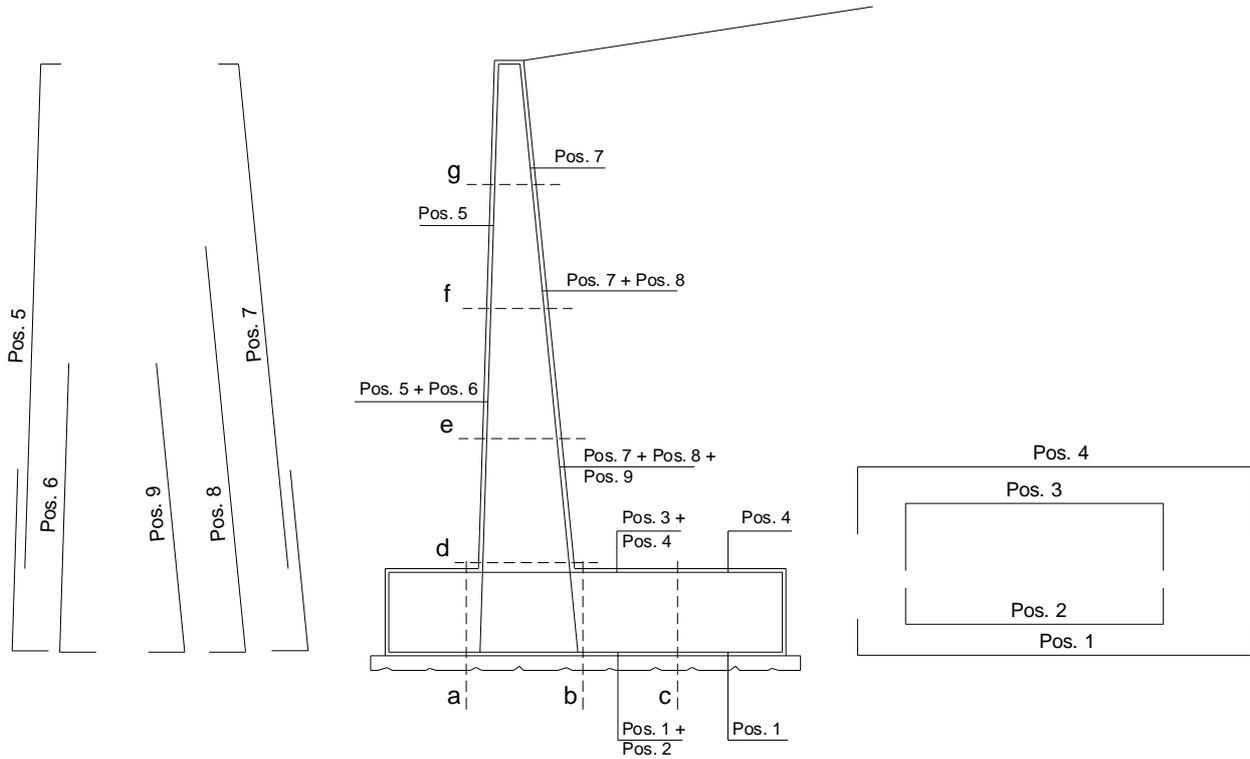
sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.50	39.22	22.01	0.00	61.23	1.00	43.75	44.75
e-e	2.63	16.55	12.38	0.00	28.93	1.00	32.81	33.81
f-f	1.75	4.90	5.50	0.00	10.40	1.00	21.88	22.88
g-g	0.88	0.61	1.38	0.00	1.99	1.00	10.94	11.94

MU14 – MURI DI SOSTEGNO PROVVISORI DA PK 6+924

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	MU 14 00 001	A	50 di 56

RELAZIONE DI CALCOLO

SCHEMA DELLE ARMATURE

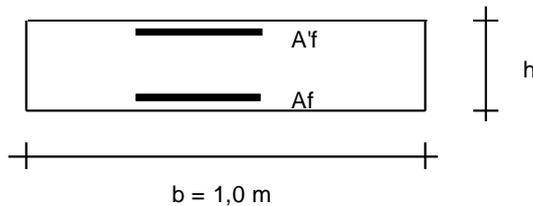


ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	10.0	20		5	5.0	20	
2	0.0	0	<input type="checkbox"/>	6	0.0	0	<input type="checkbox"/>
3	0.0	0	<input type="checkbox"/>	7	5.0	20	
4	10.0	20		8	0.0	0	<input type="checkbox"/>
				9	0.0	0	<input type="checkbox"/>

Calcola

VERIFICHE



- a-a pos 1-2-3-4
- b-b pos 1-2-3-4
- c-c pos 1-4
- d-d pos 5-6-7-8-9
- e-e pos 5-6-7-8-9
- f-f pos 5-7-8
- g-g pos 5-7

MU14 – MURI DI SOSTEGNO PROVVISORI DA PK 6+924

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	MU 14 00 001	A	51 di 56

RELAZIONE DI CALCOLO

condizione Frequente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ_c	σ_f	wk	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	9.73	0.00	0.60	15.71	15.71	0.26	12.58	0.018	0.200
b - b	-65.16	0.00	0.60	15.71	15.71	1.74	84.25	0.123	0.200
c - c	-28.66	0.00	0.60	15.71	15.71	0.77	37.05	0.054	0.200
d - d	61.23	44.75	0.50	15.71	15.71	2.33	84.55	0.108	0.200
e - e	28.93	33.81	0.50	15.71	15.71	1.11	36.14	0.045	0.200
f - f	10.40	22.88	0.50	15.71	15.71	0.40	9.93	0.012	0.200
g - g	1.99	11.94	0.50	15.71	15.71	0.07	0.40	0.000	0.200

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

condizione Quasi Permanente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ_c	σ_f	wk	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	9.73	0.00	0.60	15.71	15.71	0.26	12.58	0.018	0.200
b - b	-65.16	0.00	0.60	15.71	15.71	1.74	84.25	0.123	0.200
c - c	-28.66	0.00	0.60	15.71	15.71	0.77	37.05	0.054	0.200
d - d	61.23	44.75	0.50	15.71	15.71	2.33	84.55	0.108	0.200
e - e	28.93	33.81	0.50	15.71	15.71	1.11	36.14	0.045	0.200
f - f	10.40	22.88	0.50	15.71	15.71	0.40	9.93	0.012	0.200
g - g	1.99	11.94	0.50	15.71	15.71	0.07	0.40	0.000	0.200



NODO DI BARI

BARI NORD - VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE

PROGETTO DEFINITIVO

MU14 – MURI DI SOSTEGNO PROVV DA PK 6+924

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	MU 14 00 001	A	52 di 56

RELAZIONE DI CALCOLO

11.2.3 VERIFICHE TENSIONALI

VERIFICHE TENSIONE

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

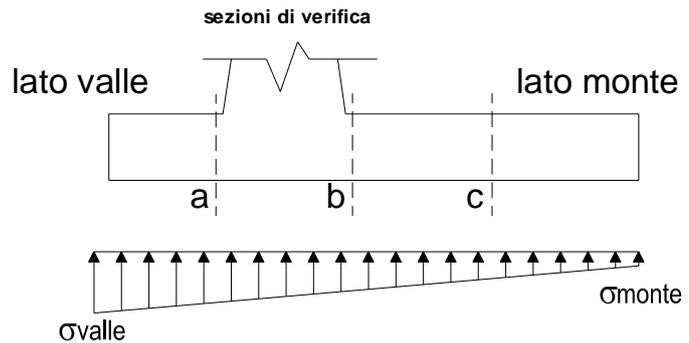
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

$$\sigma_{monte} = N / A - M / W_{gg}$$

$$A = 1.0 \cdot B = 3.50 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 2.04 \text{ (m}^3\text{)}$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	357.68	59.97	131.57	72.82
	425.68	25.97	134.34	108.90
sisma+	357.01	19.75	111.68	92.33
	370.61	12.95	112.23	99.54
sisma-	345.71	16.69	106.95	90.60
	359.31	9.89	107.51	97.81

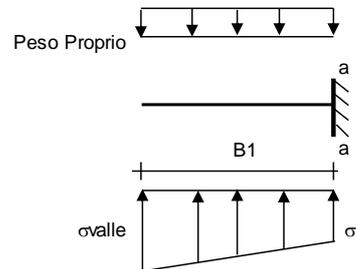


Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 15.00 (kN/m)

$$M_a = \sigma_1 \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B^2 / 3 - PP \cdot B^2 / 2 \cdot (1 \pm kv)$$

caso	σ_{valle}	σ_1	M _a
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]
statico	131.57	123.18	14.22
	134.34	130.71	14.77
sisma+	111.68	108.91	11.94
	112.23	110.42	12.05
sisma-	106.95	104.61	11.43
	107.51	106.12	11.54



Mensola Lato Monte

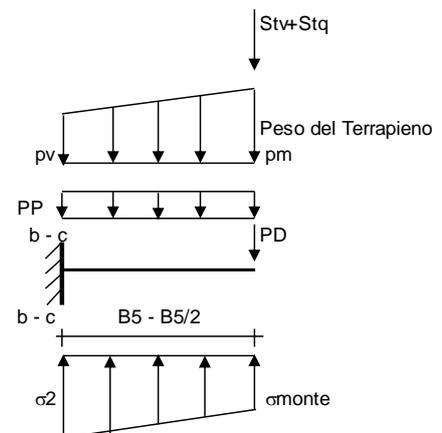
PP = 15.00 (kN/m²) peso proprio soletta fondazione
 PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

	N _{min}	N _{max stat}	N _{max sism}
pm	91.40	118.60	96.84 (kN/m ²)
pvb	91.40	118.60	96.84 (kN/m ²)
pvc	91.40	118.60	96.84 (kN/m ²)

$$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 3 - (St_v + Sq_v) \cdot B \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B/2 - B_d/2) - PD \cdot kh \cdot (H_d + H_2/2) + M_{sp} + Sp \cdot H_2/2$$

$$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B/2)^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B/2)^2 / 6 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B/2)^2 / 3 - (St_v + Sq_v) \cdot (B/2) \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B/2 - B_d/2) - PD \cdot kh \cdot (H_d + H_2/2) + M_{sp} + Sp \cdot H_2/2$$

caso	σ_{monte}	σ_2b	M _b	σ_2c	M _c
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]
statico	72.82	114.78	-141.05	93.80	-60.68
	108.90	127.07	-138.07	117.99	-56.84
sisma+	92.33	106.15	-99.56	99.24	-42.85
	99.54	108.61	-99.23	104.07	-42.15
sisma-	90.60	102.28	-95.28	96.44	-41.18
	97.81	104.74	-94.41	101.28	-40.35



MU14 – MURI DI SOSTEGNO PROVV DA PK 6+924

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	MU 14 00 001	A	54 di 56

RELAZIONE DI CALCOLO

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

$$M_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz.}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2 \cdot h/3$$

$$M_{t \text{ sism}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a \text{ orizz.}} \cdot (1 \pm kv) - K_{a \text{ orizz.}}) \cdot h^2 \cdot h/2 \quad \text{o} \quad h/3$$

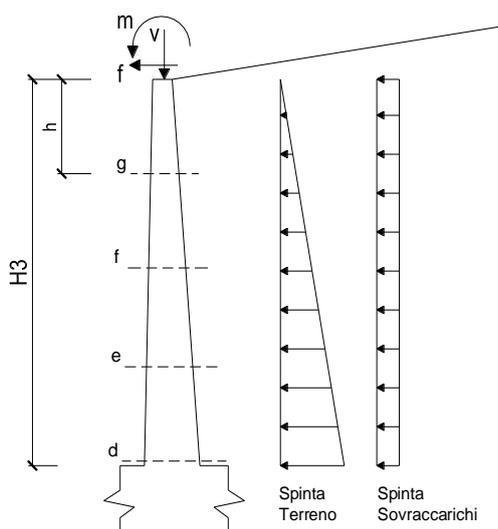
$$M_q = \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz.}} \cdot q \cdot h^2$$

$$M_{\text{ext}} = m + f \cdot h$$

$$M_{\text{inerzia}} = \sum P m_i \cdot b_i \cdot kh \quad (\text{solo con sisma})$$

$$N_{\text{ext}} = v$$

$$N_{\text{pp+inerzia}} = \sum P m_i \cdot (1 \pm kv)$$



condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.50	39.22	63.57	0.00	102.80	1.00	43.75	44.75
e-e	2.63	16.55	35.76	0.00	52.31	1.00	32.81	33.81
f-f	1.75	4.90	15.89	0.00	20.80	1.00	21.88	22.88
g-g	0.88	0.61	3.97	0.00	4.59	1.00	10.94	11.94

condizione sismica +

sezione	h	Mt stat	Mt sism	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.50	39.22	5.42	32.43	0.00	2.45	79.52	1.00	44.45	45.45
e-e	2.63	16.55	2.29	18.24	0.00	1.38	38.45	1.00	33.34	34.34
f-f	1.75	4.90	0.68	8.11	0.00	0.61	14.30	1.00	22.22	23.22
g-g	0.88	0.61	0.08	2.03	0.00	0.15	2.88	1.00	11.11	12.11

condizione sismica -

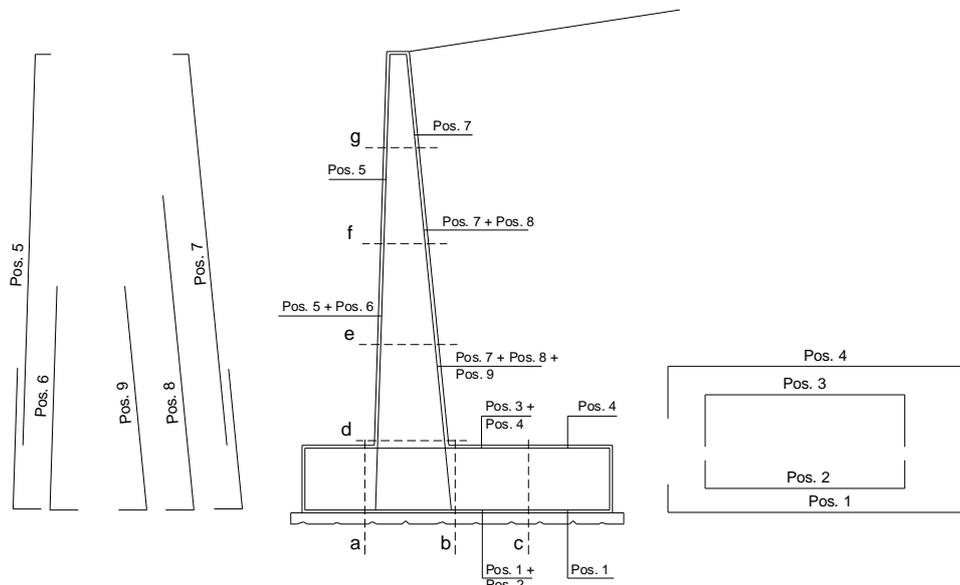
sezione	h	Mt stat	Mt sism	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.50	39.22	3.42	32.50	0.00	2.45	77.59	1.00	43.05	44.05
e-e	2.63	16.55	1.44	18.28	0.00	1.38	37.65	1.00	32.29	33.29
f-f	1.75	4.90	0.43	8.12	0.00	0.61	14.07	1.00	21.53	22.53
g-g	0.88	0.61	0.05	2.03	0.00	0.15	2.85	1.00	10.76	11.76

MU14 – MURI DI SOSTEGNO PROVVISORI DA PK 6+924

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	MU 14 00 001	A	55 di 56

RELAZIONE DI CALCOLO

SCHEMA DELLE ARMATURE

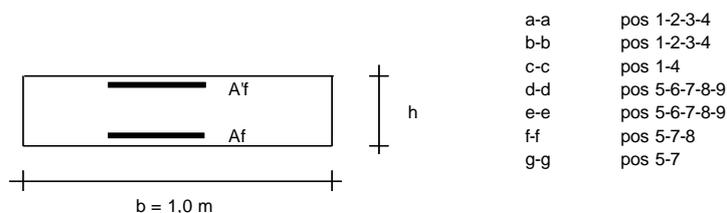


ARMATURE

pos	n°/ml	φ	Il strato	pos	n°/ml	φ	Il strato
1	10.0	20	<input type="checkbox"/>	5	5.0	20	<input type="checkbox"/>
2	0.0	0	<input type="checkbox"/>	6	0.0	0	<input type="checkbox"/>
3	0.0	0	<input type="checkbox"/>	7	5.0	20	<input type="checkbox"/>
4	10.0	20	<input type="checkbox"/>	8	0.0	0	<input type="checkbox"/>
				9	0.0	0	<input type="checkbox"/>

Calcola

VERIFICHE



Condizione Statica

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	14.77	0.00	0.60	31.42	31.42	0.28	9.75
b - b	-141.05	0.00	0.60	31.42	31.42	2.66	93.15
c - c	-60.68	0.00	0.60	31.42	31.42	1.15	40.07
d - d	102.80	44.75	0.50	15.71	15.71	3.89	151.21
e - e	52.31	33.81	0.50	15.71	15.71	1.99	73.57
f - f	20.80	22.88	0.50	15.71	15.71	0.79	26.41
g - g	4.59	11.94	0.50	15.71	15.71	0.17	3.88

Condizione Sismica

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	12.05	0.00	0.60	31.42	31.42	0.23	7.96
b - b	-99.56	0.00	0.60	31.42	31.42	1.88	65.75
c - c	-42.85	0.00	0.60	31.42	31.42	0.81	28.30
d - d	79.52	44.05	0.50	15.71	15.71	3.02	114.08
e - e	38.45	33.29	0.50	15.71	15.71	1.47	51.53
f - f	14.30	22.53	0.50	15.71	15.71	0.55	16.16
g - g	2.88	11.76	0.50	15.71	15.71	0.11	1.43

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)



NODO DI BARI

BARI NORD - VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE

PROGETTO DEFINITIVO

MU14 – MURI DI SOSTEGNO PROVV DA PK 6+924

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	MU 14 00 001	A	56 di 56

RELAZIONE DI CALCOLO

12 INCIDENZE

L'incidenza dei muri di sostegno è 120 kg/m³.