

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N. 443/01 e s.m.i.

S.O. Corpo Stradale

PROGETTO DEFINITIVO

NODO DI BARI

BARI NORD - VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE

MURI ED OPERE DI PRESIDIO

MU21 - MURO di sostegno della pista ciclabile su NV05A

Relazione di calcolo

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA Progr. REV.

IADR 00 D 29 CL MU2100 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione PD per AI	M.Botta <i>M. Botta</i>	SETT '23	A.Santacaterina, A.DiCostanzo <i>A. Santacaterina</i> <i>A. Di Costanzo</i>	SETT '23	G.Dimaggio <i>G. Dimaggio</i>	SETT '23	F.ARDUINI 29/09/2023

File: IADR00D29CLMU2100001A

n. Elab.:

MU21 – MURI DI SOSTEGNO DELLA PISTA
CICLABILE SU NV05A

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	MU 21 00 001	A	2 di 68

RELAZIONE DI CALCOLO

Indice

1	PREMESSA	5
2	DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	6
3	NORMATIVA E SPECIFICHE TECNICHE DI RIFERIMENTO	7
4	ELABORATI DI RIFERIMENTO	7
5	MATERIALI.....	8
5.1	CALCESTRUZZI	8
5.1.1	CALCESTRUZZO MAGRONE DI SOTTOFONDAZIONE	8
5.1.2	CARATTERISTICHE CALCESTRUZZI PER USI STRUTTURALI	8
5.1.3	ACCIAIO PER CALCESTRUZZO ARMATO.....	9
6	INQUADRAMENTO GEOTECNICO	11
7	CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO	13
7.1	VITA NOMINALE.....	14
7.2	CLASSE D'USO	14
7.3	VITA DI RIFERIMENTO	14
7.4	PERIODO DI RIFERIMENTO.....	14
8	CRITERI GENERALI DI VERIFICA DELLE OPERE	18
8.1	VERIFICHE GEOTECNICHE (SLU) IN CONDIZIONI STATICHE	18
8.1.1	VERIFICHE A SCORRIMENTO.....	20
8.1.2	VERIFICHE A RIBALTAMENTO	21
8.1.3	VERIFICHE A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE	21

MU21 – MURI DI SOSTEGNO DELLA PISTA
CICLABILE SU NV05A

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	MU 21 00 001	A	3 di 68

RELAZIONE DI CALCOLO

8.1.4	VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE.....	22
8.2	VERIFICHE GEOTECNICHE (SLE) IN CONDIZIONI STATICHE.....	22
8.2.1	CALCOLO DEI CEDIMENTI (SLE).....	23
8.3	VERIFICHE (SLV) IN CONDIZIONI SISMICHE.....	23
8.4	VERIFICA DEGLI SPOSTAMENTI (SLD) IN CONDIZIONI SISMICHE.....	26
8.5	VERIFICHE STRUTTURALI	28
8.5.1	CRITERI DI VERIFICA DELLE SEZIONI IN C.A.....	28
8.5.2	VERIFICHE PER GLI STATI LIMITE ULTIMI A FLESSIONE - PRESSOFLESSIONE	28
8.5.3	VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI A TAGLIO.....	28
8.5.4	VERIFICHE STRUTTURALI SLE	30
9	ANALISI DEI CARICHI	34
9.1	PESO PROPRIO MURO	34
9.2	PERMENENTI PORTATI A TERGO DEL MURO.....	34
9.3	AZIONE DEL SOVRACCARICO A TERGO DEL MURO.....	34
9.4	FORZE INERZIALI	34
10	COMBINAZIONI DI CARICO	35
11	GEOMETRIA E DATI DI PROGETTO	38
11.1	VERIFICHE GEOTECNICHE	40
11.1.1	VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE.....	51
11.2	VERIFICHE STRUTTURALI	54
11.2.1	VERIFICHE SLU A PRESSO-FLESSIONE E TAGLIO	55
11.2.2	VERIFICHE A FESSURAZIONE	59
11.2.3	VERIFICHE TENSIONALI	64



NODO DI BARI

BARI NORD - VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE

PROGETTO DEFINITIVO

MU21 – MURI DI SOSTEGNO DELLA PISTA
CICLABILE SU NV05A

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	MU 21 00 001	A	4 di 68

RELAZIONE DI CALCOLO

12 INCIDENZE 68

MU21 – MURI DI SOSTEGNO DELLA PISTA
CICLABILE SU NV05A

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	MU 21 00 001	A	5 di 68

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 pista ciclabile in prossimità della stazione (pk 4+850 – 5+100).

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

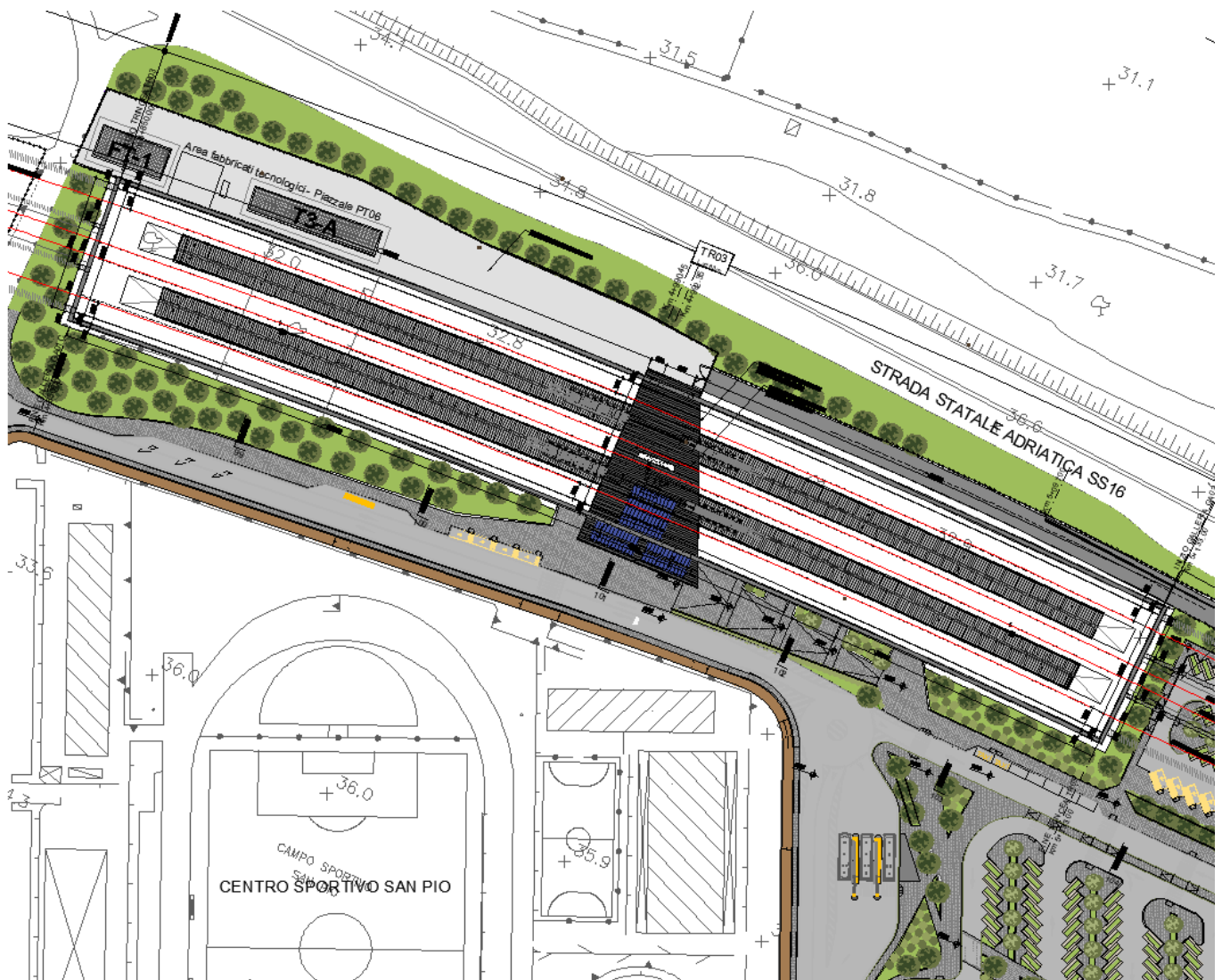


Figura 1-1: estratto planimetria di progetto

MU21 – MURI DI SOSTEGNO DELLA PISTA
CICLABILE SU NV05A

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	MU 21 00 001	A	6 di 68

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.

MURO DI SOSTEGNO MU21

SEZIONE TRASVERSALE 4-4

Scala 1:50

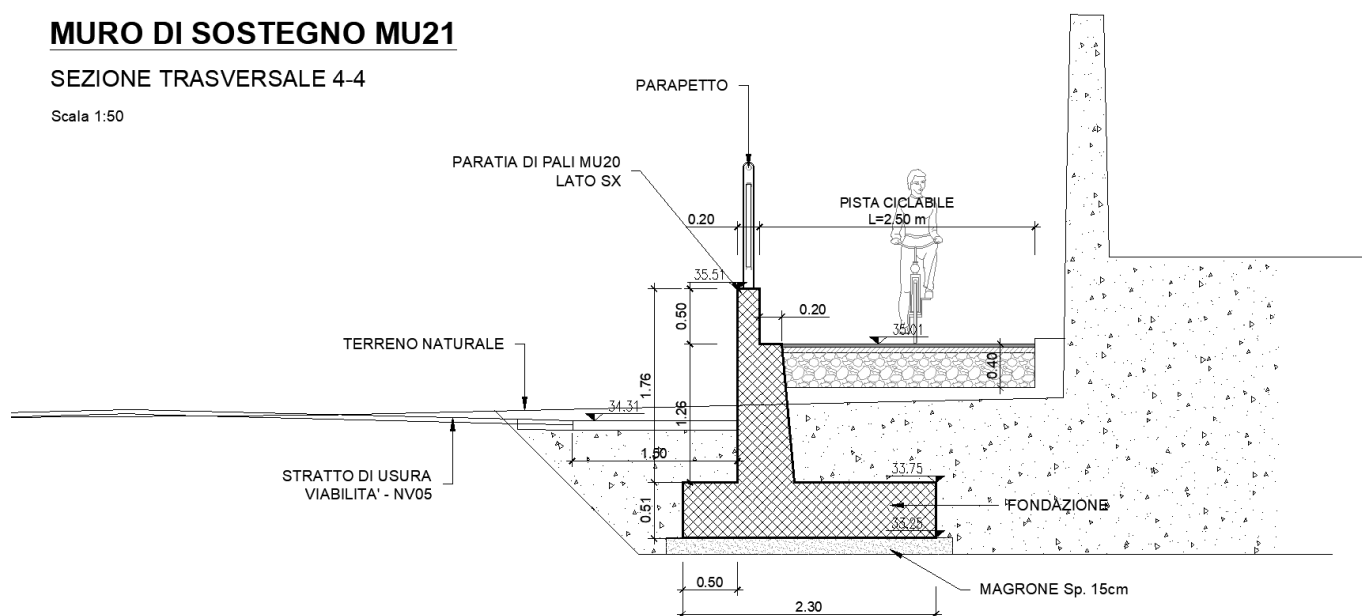


Figura 2-1: sezione di progetto

MU21 – MURI DI SOSTEGNO DELLA PISTA
CICLABILE SU NV05A

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	MU 21 00 001	A	7 di 68

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.

MU21 – MURI DI SOSTEGNO DELLA PISTA
 CICLABILE SU NV05A

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	MU 21 00 001	A	8 di 68

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

MU21 – MURI DI SOSTEGNO DELLA PISTA
CICLABILE SU NV05A

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	MU 21 00 001	A	9 di 68

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
$(f_v/f_{vnom})_k$	$< 1,35$	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:

- $E_s = 210000\ N/mm^2$

MU21 – MURI DI SOSTEGNO DELLA PISTA
CICLABILE SU NV05A

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	MU 21 00 001	A	10 di 68

RELAZIONE DI CALCOLO

- Sovrapposizioni barre $\geq 40\phi$
- Resistenza di calcolo dell'acciaio per la verifica agli SLU ($\gamma_s=1.15$):
- Resistenza di calcolo a rottura per trazione e deformazione corrispondente:
- $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 391.3 \text{ N/mm}^2$
- $\epsilon_{yd} = f_{yd}/E_s = 0.186\%$

MU21 – MURI DI SOSTEGNO DELLA PISTA
 CICLABILE SU NV05A

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	MU 21 00 001	A	11 di 68

RELAZIONE DI CALCOLO

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 30 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.

MU21 – MURI DI SOSTEGNO DELLA PISTA
CICLABILE SU NV05A

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	MU 21 00 001	A	12 di 68

RELAZIONE DI CALCOLO

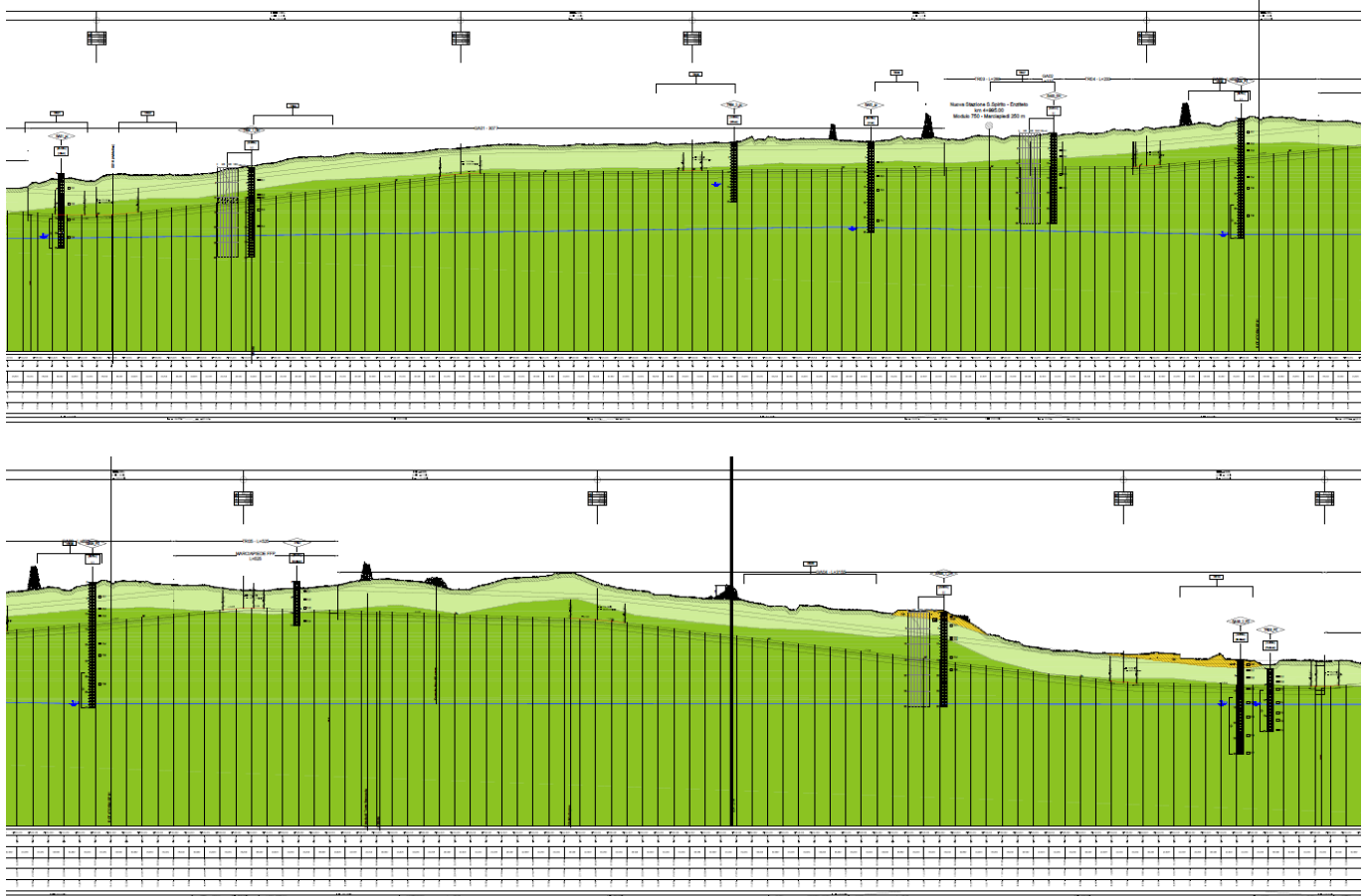


Figura 6-1: profilo geotecnico

MU21 – MURI DI SOSTEGNO DELLA PISTA
 CICLABILE SU NV05A

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	MU 21 00 001	A	13 di 68

RELAZIONE DI CALCOLO

7 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO

La vita nominale e la classe d'uso sono definite in accordo al Manuale di Progettazione Sezione 2 §2.5.1, di cui al seguito si riportano le tabelle per la definizione della Vita nominale e dei Coefficienti d'uso per le infrastrutture ferroviarie.

Tabella 3: Vita nominale e coefficienti d'uso per le infrastrutture ferroviarie.

TIPO DI COSTRUZIONE ⁽¹⁾	Vita Nominale V_N [Anni] ⁽²⁾
OPERE NUOVE SU INFRASTRUTTURE FERROVIARIE PROGETTATE CON LE NORME VIGENTI PRIMA DEL DM 14.01.2008 A VELOCITÀ CONVENZIONALE ($V < 250$ Km/h)	50
ALTRE OPERE NUOVE A VELOCITÀ $V < 250$ Km/h	75
ALTRE OPERE NUOVE A VELOCITÀ $V \geq 250$ km/h	100
OPERE DI GRANDI DIMENSIONI: PONTI E VIADOTTI CON CAMPATE DI LUCE MAGGIORE DI 150 m	≥ 100 ⁽²⁾
(1) – La stessa V_N si applica anche ad apparecchi di appoggio, coprighiunti e impermeabilizzazione delle stesse opere.	
(2) - Da definirsi per il singolo progetto a cura di FERROVIE.	

Tab. 2.5.1.1.1-1 – Vita nominale delle infrastrutture ferroviarie

TIPO DI COSTRUZIONE	Classe d'uso ⁽¹⁾	Coefficiente d'uso [CU] ⁽²⁾
FABBRICATI APPARTENENTI ALL'ELENCO A AI SENSI DEL DPCM 3685/2003	IV	2
GRANDI STAZIONI	IV	2

FABBRICATI APPARTENENTI ALL'ELENCO B AI SENSI DEL DPCM 3685/2003	III	1.5
OPERE D'ARTE DEL SISTEMA DI GRANDE VIABILITÀ FERROVIARIA ⁽²⁾	III	1.5
ALTRE OPERE D'ARTE, FABBRICATI NON RIENTRANTI NELLE CLASSI D'USO III E IV	II	1
(1) Qualora una costruzione sia interferente con un'altra infrastruttura di cui all'elenco A del DPCM 3685 del 2003 o all'elenco B del DPCM 3685 del 2003 dovrà essere presa in conto la più alta tra la classe d'uso assegnata alla costruzione attraverso la presente tabella e quella dell'infrastruttura con cui si realizza l'interferenza.		
(2) Ricadono in classe d'uso IV le opere d'arte nuove ricadenti nelle tratte di nodo di collegamento delle grandi stazioni con il sistema di grande viabilità ferroviaria		

Tabella 2.5.1.1.2-1 - Coefficienti d'uso per le infrastrutture ferroviarie

Per la definizione delle infrastrutture ferroviarie strategiche ai sensi dell'Ordinanza OPCM n°3274 del 20/03/2003 si dovrà fare riferimento all'elenco delle linee e delle tratte ferroviarie riportato nell'allegato n.5 del presente capitolo.

MU21 – MURI DI SOSTEGNO DELLA PISTA
CICLABILE SU NV05A

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	MU 21 00 001	A	14 di 68

RELAZIONE DI CALCOLO

Qualora una costruzione sia interferente con un'altra infrastruttura, dovrà essere presa in conto la più alta tra la vita di riferimento (V_R) delle due opere.

7.1 VITA NOMINALE

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. Nel presente caso l'opera viene inserita nella seguente tipologia di costruzione:

Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale

La cui vita nominale è pari a: 75 anni.

7.2 CLASSE D'USO

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso, l'opera appartiene alla seguente classe d'uso:

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Il coefficiente d'uso è pari a $C_U=1.50$.

7.3 VITA DI RIFERIMENTO

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione alla vita di riferimento V_R ricavata, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U .

Pertanto $V_R = 75 \times 1.5 = 112.5$ anni.

7.4 PERIODO DI RIFERIMENTO

Fissata la vita di riferimento V_R , i due parametri T_R e P_{VR} sono immediatamente esprimibili, l'uno in funzione dell'altro, mediante l'espressione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = -\frac{C_U V_N}{\ln(1 - P_{VR})}$$

Dove P_{VR} è definito nella seguente tabella:

MU21 – MURI DI SOSTEGNO DELLA PISTA
 CICLABILE SU NV05A

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	MU 21 00 001	A	15 di 68

RELAZIONE DI CALCOLO

Tabella 4: Probabilità di superamento al cedere dello stato limite considerato

Stati Limite	P_{V_R} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R	
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale. Per la maggior parte dei casi di interesse, per la valutazione dell'azione sismica di sito è sufficiente fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione delle categorie di sottosuolo in accordo a quanto indicato nel § 3.2.2 delle NTC2018.

L'approccio semplificato è applicabile qualora la categoria di sottosuolo possa essere classificabile secondo la descrizione nella Tabella 5 di seguito.

Tabella 5: Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

Per qualsiasi condizione di sottosuolo non classificabile nelle categorie precedenti, è necessario predisporre specifiche analisi di risposta locale rigorosa per la definizione delle azioni sismiche.

Nel caso specifico, i terreni di progetto possono essere caratterizzati come appartenenti a terreni di Categoria E.

In condizioni topografiche superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione secondo la NTC18 e EC8-5 Appendice A.

MU21 – MURI DI SOSTEGNO DELLA PISTA
 CICLABILE SU NV05A

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	MU 21 00 001	A	16 di 68

RELAZIONE DI CALCOLO

Tabella 6: Categorie topografiche

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

L'area interessata risulta classificabile come T1.

In riferimento a quanto indicato nel §3.2.3.2.1 delle NTC2018 per la definizione dello spettro elastico in accelerazione è necessario valutare il valore del coefficiente $S = S_s \cdot S_T$ e di C_c in base alla categoria di sottosuolo e alle condizioni topografiche; nella valutazione dei coefficienti si fa riferimento alle tabelle di seguito riportate:

Tabella 7: Espressioni di S_s e C_c

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_c^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_c^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_c^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_c^*)^{-0,40}$

Tabella 8: Valori massimi dei coefficienti di amplificazione topografica S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

Di seguito si riportano i valori dei coefficienti:

- Coefficiente di amplificazione stratigrafica è pari a $S_s = 1.60$
- Coefficiente di amplificazione topografica è posto pari a $S_T = 1.0$.

Dalla sezione dedicata al calcolo dei parametri sismici si ricavano i seguenti parametri dello spettro di risposta in funzione dello stato limite:

MU21 – MURI DI SOSTEGNO DELLA PISTA
CICLABILE SU NV05A

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	MU 21 00 001	A	17 di 68

RELAZIONE DI CALCOLO

In base alle accelerazioni massime attese al sito in esame si valutano, alla luce dei parametri valutati sopra, con riferimento allo SLV, i coefficienti di intensità sismica da utilizzarsi nelle analisi pseudo statiche, con le espressioni che seguono.

$$k_h = \beta_m \frac{a_{\max}}{g} \quad 0.0465$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h \quad 0.0232$$

essendo

$$a_{\max} = S_s \cdot S_t \cdot a_g = 1,60 * 1,0 * 0,121 = 0.194$$

MU21 – MURI DI SOSTEGNO DELLA PISTA
CICLABILE SU NV05A

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	MU 21 00 001	A	18 di 68

RELAZIONE DI CALCOLO

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.

MU21 – MURI DI SOSTEGNO DELLA PISTA
CICLABILE SU NV05A

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	MU 21 00 001	A	19 di 68

RELAZIONE DI CALCOLO

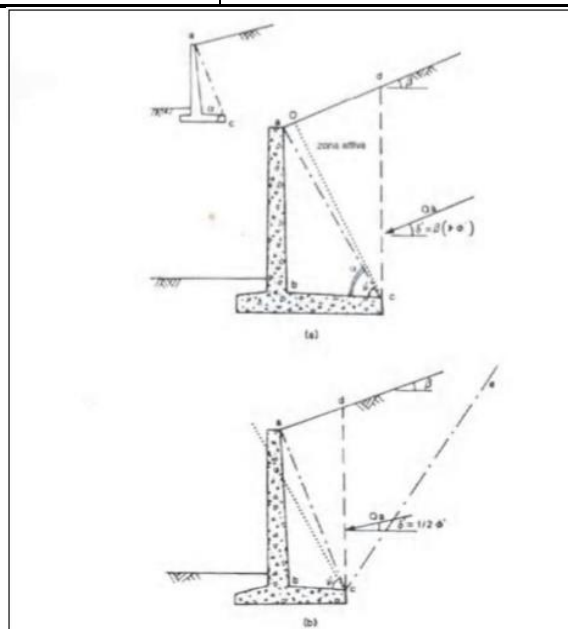


Figura 2: Spinta sui muri di sostegno a mensiola con suola lunga (a) e suola corta (b).

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:

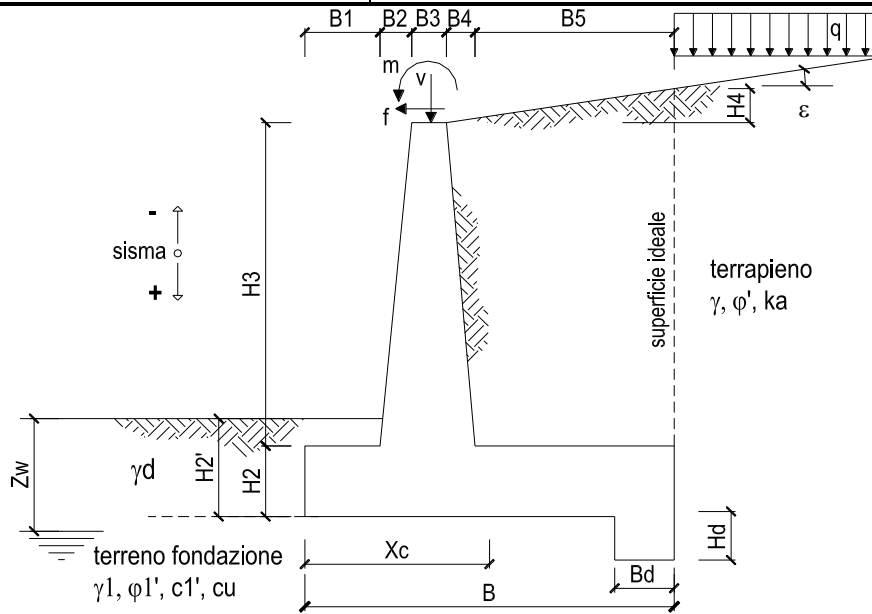


Figura 3: Caratteristiche geometriche del muro

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.

MU21 – MURI DI SOSTEGNO DELLA PISTA
CICLABILE SU NV05A

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	MU 21 00 001	A	21 di 68

RELAZIONE DI CALCOLO

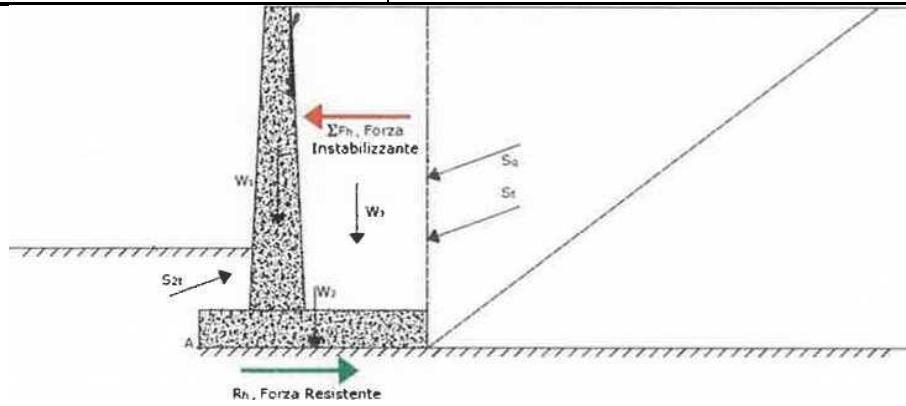


Figura 4: Verifica a scorrimento

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.

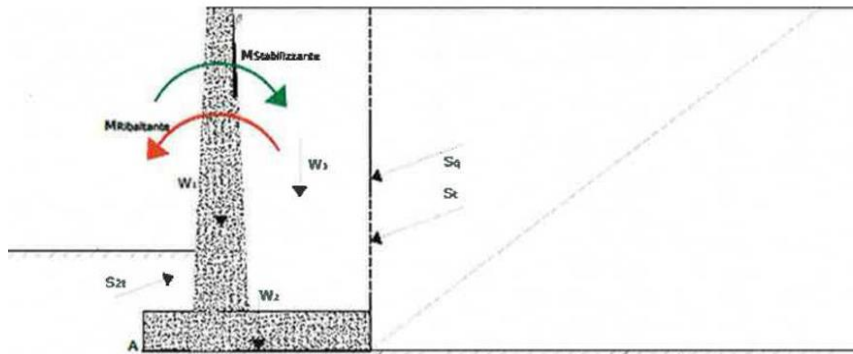


Figura 5: Verifica a ribaltamento.

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:

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

in cui:

- q rappresenta il carico laterale, pari a $q = \gamma D$
- B^* rappresenta la larghezza equivalente della fondazione

MU21 – MURI DI SOSTEGNO DELLA PISTA
CICLABILE SU NV05A

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	MU 21 00 001	A	22 di 68

RELAZIONE DI CALCOLO

- N sono i coefficienti di capacità portante, funzione dell'angolo di attrito del terreno
- 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 $q_{es} = N / (B^*L')$ 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.).

MU21 – MURI DI SOSTEGNO DELLA PISTA
 CICLABILE SU NV05A

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	MU 21 00 001	A	23 di 68

RELAZIONE DI CALCOLO

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.

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 (SLV) IN CONDIZIONI SISMICHE

L’analisi della sicurezza dei muri di sostegno in condizioni sismiche può essere eseguita mediante il metodo pseudo-statico.

MU21 – MURI DI SOSTEGNO DELLA PISTA
CICLABILE SU NV05A

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	MU 21 00 001	A	24 di 68

RELAZIONE DI CALCOLO

L'analisi pseudo-statica si esegue mediante i metodi dell'equilibrio limite. Il modello di calcolo deve comprendere l'opera di sostegno, il volume di terreno a tergo dell'opera, che si suppone in stato di equilibrio limite attivo, e gli eventuali sovraccarichi agenti sul volume suddetto.

Nell'analisi pseudo-statica, l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico. In condizioni sismiche, ai fini del dimensionamento, si fa riferimento ad un sisma agente da monte verso valle del muro, in direzione orizzontale, dal basso verso l'alto e dall'alto verso il basso, in direzione verticale.

Nelle verifiche, i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni:

$$k_h = \beta_m \frac{a_{max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0.5 k_h$$

dove:

- β_m = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;
- a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
- g = accelerazione di gravità.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione:

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

dove:

- S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T) di cui al paragrafo 3.2.3.2 delle NTC18.

Nella precedente espressione, il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito è pari a:

$$\beta_m = \begin{cases} 0.38 & \text{per le verifiche SLV a scorrimento, carico limite e stabilità globale;} \\ 0.57 & \text{per le verifiche SLV a ribaltamento} \end{cases}$$

$$\beta_m = 0.47 \text{ per le verifiche allo stato limite di esercizio (SLD)}$$

MU21 – MURI DI SOSTEGNO DELLA PISTA
CICLABILE SU NV05A

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	MU 21 00 001	A	25 di 68

RELAZIONE DI CALCOLO

Per muri non liberi di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente β_m assume valore unitario.

Nel caso di muri liberi di traslare o di ruotare intorno al piede, si può assumere che l'incremento di spinta dovuta al sisma agisca nello stesso punto di quella statica. Negli altri casi, in assenza di studi specifici, si deve assumere che tale incremento sia applicato a metà altezza del muro.

Con riferimento alle NTC18, nelle verifiche di sicurezza si deve controllare che la resistenza del sistema sia maggiore delle azioni nel rispetto della condizione [6.2.1], ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici (§ 7.11.1) e impiegando le resistenze di progetto con i coefficienti parziali γ_R indicati nella tabella 7.11.III.

Tab. 7.11.III - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche degli stati limite (SLV) dei muri di sostegno.

Verifica	Coefficiente parziale γ_R
Carico limite	1.2
Scorrimento	1.0
Ribaltamento	1.0
Resistenza del terreno a valle	1.2

Lo stato limite di ribaltamento deve essere trattato impiegando coefficienti parziali unitari sulle azioni e sui parametri geotecnici (paragrafo 7.11.1 delle NTC18) e utilizzando valori di β_m incrementati del 50% rispetto a quelli innanzi indicati e comunque non superiori all'unità.

In condizioni sismiche deve essere soddisfatta la verifica di stabilità del complesso muro – terreno con i criteri indicati al paragrafo 7.11.4 delle NTC2018.

Il calcolo della spinta in condizioni sismiche è stato effettuato impiegando la Teoria di Mononobe – Okabe.

La teoria di Mononobe – Okabe fa uso del metodo dell'equilibrio limite e può essere considerata una estensione della teoria di Coulomb, in cui, alle usuali spinte al contorno del cuneo instabile di terreno, sono sommate anche le azioni inerziali orizzontali e verticali dovute all'accelerazione delle masse.

Le spinte Attiva e Passiva si calcolano come:

$$S_{a,t} = \frac{1}{2} \gamma \cdot k_{as} \cdot h^2 \cdot (1 \mp k_v)$$

Il coefficiente k_{as} è valutato, quindi, secondo tale formulazione, in cui i simboli usati sono:

- ϕ = angolo di attrito interno del terrapieno;
- ψ = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della parete interessata del muro;

MU21 – MURI DI SOSTEGNO DELLA PISTA
 CICLABILE SU NV05A

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	MU 21 00 001	A	26 di 68

RELAZIONE DI CALCOLO

- β = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale del profilo del terrapieno;
- δ = angolo di attrito terrapieno – muro;
- θ = angolo di rotazione aggiuntiva definito come segue.

$$\tan\theta = \frac{k_h}{1 \mp k_v}$$

Il coefficiente per stati di spinta attiva si divide in due casi:

$$\beta \leq \phi - \theta \rightarrow k_{as} = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

$$\beta > \phi - \theta \rightarrow k_{as} = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta)}$$

Il coefficiente per stati di spinta passiva è invece:

$$k_{ps} = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\psi \cdot \sin(\psi + \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin\phi \cdot \sin(\phi + \beta - \theta)}{\sin(\psi + \beta) \cdot \sin(\psi + \theta)}} \right]^2}$$

8.4 VERIFICA DEGLI SPOSTAMENTI (SLD) IN CONDIZIONI SISMICHE

Con riferimento alle condizioni di esercizio dovranno essere condotte verifiche nei confronti dello stato limite di danno. In particolare, gli spostamenti permanenti indotti dal sisma devono essere compatibili con la funzionalità dell'opera e con quella di eventuali strutture o infrastrutture interagenti con essa. Lo spostamento orizzontale massimo ammissibile in testa ad opere di sostegno di contenimento della sede ferroviaria potrà essere assunto, in condizioni sismiche, al più pari a 2 cm.

Lo spostamento allo SLD potrà essere determinato con analisi dinamiche avanzate o con i metodi degli spostamenti. Nel caso particolare di muri di sostegno gli spostamenti permanenti potranno, in via semplificata, essere determinati con la seguente relazione:

MU21 – MURI DI SOSTEGNO DELLA PISTA
CICLABILE SU NV05A

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	MU 21 00 001	A	27 di 68

RELAZIONE DI CALCOLO

$$d = (S_S \cdot S_T \cdot B) \cdot e^{A(a_c/a_{max})}$$

dove:

- S_S e S_T sono i coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica (§ 3.2.3.2 NTC2018);
- a_{max} è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito (§ 7.11.6.2.1 NTC2018);
- a_c è l'accelerazione critica e rappresenta il valore limite dell'accelerazione al di sotto del quale l'opera non subisce spostamenti;
- A, B sono coefficienti raccolti nella seguente tabella in funzione di a_{max} e della categoria di sottosuolo (Rampello et al., 2008).

L'accelerazione critica a_c potrà essere determinata imponendo che, nella verifica allo scorrimento - effettuata prendendo a riferimento i valori caratteristici di azioni e resistenze (coefficienti γ_F e γ_M pari ad 1) - il rapporto R_d/E_d sia pari a 1.

Il calcolo degli spostamenti con l'eq. di Rampello va eseguito ipotizzando un valore di a_{max} non ridotto per il coefficiente β . Il coefficiente β fornito da normativa può essere utilizzato solo nelle verifiche pseudo statiche. (rif. Rampello, Sebastiano, Luigi Callisto, and Luca Masini. "Spinta delle terre sulle strutture di sostegno." Atti delle XXIII Conferenze Geotecniche di Torino (2011))

Tabella 9: Coefficienti A e B da utilizzare per la valutazione degli spostamenti dei muri di sostegno nelle verifiche SLE

Sottosuolo	Cat. A		Cat. B		Cat. C, D, E	
	A	B	A	B	A	B
a_{max}/g						
0.3 – 0.4	-7.5	1.21	-7.9	1.06	-7.4	0.56
0.2 – 0.3	-7.42	1.28	-7.79	1.11	-7.54	0.58
0.1 – 0.2	-7.48	0.65	-7.86	0.73	-8.05	0.86
≤ 0.1	-7.87	0.28	-7.86	0.3	-8.07	0.44

In condizioni sismiche, il coefficiente di combinazione ψ per il carico variabile da traffico ferroviario, da utilizzare tanto nelle verifiche agli stati limite ultimi che di esercizio, dovrà essere posto pari a 0.2 come da MdP §3.8.1.3.4.3.

MU21 – MURI DI SOSTEGNO DELLA PISTA
CICLABILE SU NV05A

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	MU 21 00 001	A	28 di 68

RELAZIONE DI CALCOLO

8.5 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;

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.

8.5.1 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.

8.5.2 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.

8.5.3 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:

MU21 – MURI DI SOSTEGNO DELLA PISTA
CICLABILE SU NV05A

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	MU 21 00 001	A	29 di 68

RELAZIONE 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:

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

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

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

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;

MU21 – MURI DI SOSTEGNO DELLA PISTA
CICLABILE SU NV05A

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	MU 21 00 001	A	30 di 68

RELAZIONE DI CALCOLO

- 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;
- 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.

8.5.4 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 attese, secondo quanto di seguito specificato.

8.5.4.1 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".

MU21 – MURI DI SOSTEGNO DELLA PISTA
CICLABILE SU NV05A

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	MU 21 00 001	A	31 di 68

RELAZIONE DI CALCOLO

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%.

Tensioni di trazione dell'acciaio:

$\sigma_s < 0.75 f_{yk}$ per combinazione di carico caratteristica (rara) per armature ordinarie.

Per il caso in esame risulta:

Tabella 10: valori limite per la verifica alle tensioni nel calcestruzzo

Calcestruzzo			
C32/40	f_{ck}	32	MPa
$\sigma_{cmax QP}$	$(0.40 f_{ck})$	12.8	MPa
$\sigma_{cmax R}$	$(0.55 f_{ck})$	17.6	MPa

Tabella 11: valori limite per la verifica alle tensioni dell'acciaio

Acciaio			
B450C	f_{yk}	450	MPa
$\sigma_{smax R}$	$(0.75 f_{yk})$	338	MPa

MU21 – MURI DI SOSTEGNO DELLA PISTA
 CICLABILE SU NV05A

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	MU 21 00 001	A	32 di 68

RELAZIONE DI CALCOLO

8.5.4.2 VERIFICA A FESSURAZIONE

La verifica di fessurazione consiste nel controllare l'ampiezza dell'apertura delle fessure sotto combinazione di carico frequente e combinazione quasi permanente. Essendo la struttura a contatto col terreno si considerano condizioni ambientali aggressive; le armature di acciaio ordinario sono ritenute poco sensibili [NTC – Tabella 4.1.IV]

In relazione all'aggressività ambientale e alla sensibilità dell'acciaio, l'apertura limite delle fessure è riportato nel prospetto seguente:

Tabella 12: Valori limite per la verifica a fessurazione

Gruppi di esigenza	Condizioni ambientali	Combinazione di azione	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto Aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Tabella 13: 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

MU21 – MURI DI SOSTEGNO DELLA PISTA
CICLABILE SU NV05A

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	MU 21 00 001	A	33 di 68

RELAZIONE DI CALCOLO

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.

MU21 – MURI DI SOSTEGNO DELLA PISTA
CICLABILE SU NV05A

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	MU 21 00 001	A	34 di 68

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 dovuto alla pista ciclabile, comprensivo di finitura e massicciata e stimata pari a 1 kN/ m².

9.3 AZIONE DEL SOVRACCARICO A TERGO DEL MURO

I carichi verticali accidentali considerati nel calcolo sono quelli derivanti dallo schema di "folla compatta": si assume quindi un valore di 5 kN/m².

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.

MU21 – MURI DI SOSTEGNO DELLA PISTA
CICLABILE SU NV05A

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	MU 21 00 001	A	35 di 68

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:

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

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

MU21 – MURI DI SOSTEGNO DELLA PISTA
 CICLABILE SU NV05A

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	MU 21 00 001	A	36 di 68

RELAZIONE DI CALCOLO

Per la condizione sismica, la combinazione per gli stati limite ultimi da prendere in considerazione è definita nella tabella 5.2.VI:

$$\text{Combinazione sismica+M1+R1)} \Rightarrow E+G_1+G_2+\sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

$$\text{Combinazione sismica+M2+R2)} \Rightarrow E+G_1+G_2+\sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1+G_2+\sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

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	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	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

MU21 – MURI DI SOSTEGNO DELLA PISTA
 CICLABILE SU NV05A

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	MU 21 00 001	A	37 di 68

RELAZIONE DI CALCOLO

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

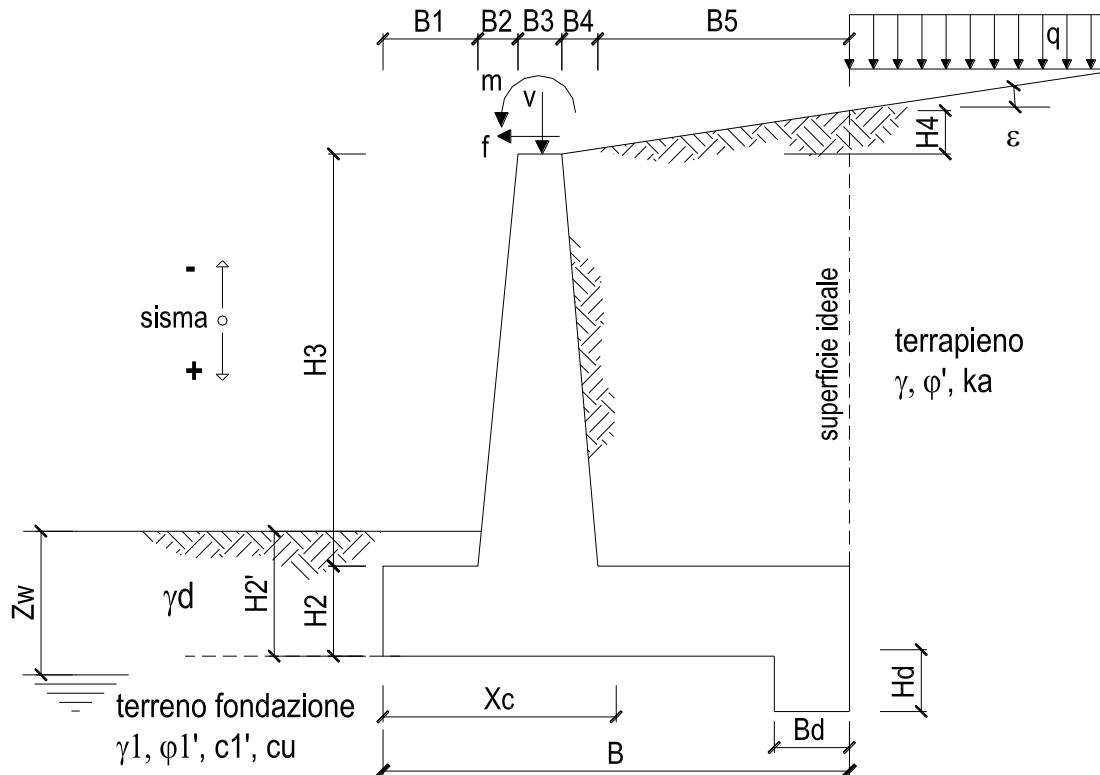
Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente Ψ_0 di combi- nazione	Coefficiente Ψ_1 (valori frequent)	Coefficiente Ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

MU21 – MURI DI SOSTEGNO DELLA PISTA
CICLABILE SU NV05A

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	MU 21 00 001	A	38 di 68

RELAZIONE DI CALCOLO

11 GEOMETRIA E DATI DI PROGETTO



OPERA Esemplio

DATI DI PROGETTO:

Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	1.80	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.40	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.15	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	2.30	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0.50	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0.50	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	1.25	(m)
Altezza dente	Hd =	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	1.15	(m)

MU21 – MURI DI SOSTEGNO DELLA PISTA
CICLABILE SU NV05A

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	MU 21 00 001	A	39 di 68

RELAZIONE DI CALCOLO

Carichi Agenti		valori caratteristici SLE - sisma		valori di progetto	
		STR/GEO	EQU	STR/GEO	EQU
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente <input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no (kN/m ²)	qp	1.00	1.30	1.30
	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	1.00
	Momento in Testa permanente (kNm/m)	mp	0.00	0.00	0.00
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche (kN/m ²)	q	5.00	7.50	7.50
	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 frequente Ψ_1 0.75 condizione quasi permanente Ψ_2 0.00				
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche (kN/m ²)	qs	1.00		
	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

$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$ 18.13 (MPa)
 $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$ 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)
 $\gamma_s = 1.15$
 $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s / \gamma_E = 391.30$ (MPa)

Es = 210000 (MPa)
 $\epsilon_{ys} = 0.19\%$

coefficiente omogeneizzazione acciaio $n = 15$

Copriferro (distanza asse armatura-bordo)

c = 7.00 (cm)

MU21 – MURI DI SOSTEGNO DELLA PISTA
 CICLABILE SU NV05A

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	MU 21 00 001	A	40 di 68

RELAZIONE DI CALCOLO

11.1 VERIFICHE GEOTECNICHE

Combinazioni coefficienti parziali di verifica

SLU	Approccio 1	comb. 1	A1+M1+R1 EQU+M2
		comb. 2	A2+M2+R2 EQU+M2
	Approccio 2		A1+M1+R3 EQU+M2
SLE (DM88)			
NTC2018			

Coefficienti di sicurezza

	<u>Scorrimento</u>	<u>Ribaltamento</u>	<u>Carico limite</u>
Statico	3.34	296.13	4.39
Sismico	3.49	11.69	5.19

FORZE VERTICALI

- Peso del Muro (Pm)

		SLE	STR/GEO	EQU/RIB
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	0.00	0.00	0.00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	18.00	18.00	18.00
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	3.38	3.38	3.38
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	28.75	28.75	28.75
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	0.00	0.00	0.00
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5	50.13	50.13	50.13

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

Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma)$	49.50	49.50	49.50
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4+B5) \cdot H4 \cdot \gamma)$	0.00	0.00	0.00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma)/2$	2.97	2.97	2.97
Sovr =	$qp \cdot (B4+B5)$	1.40	1.82	1.82
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr	53.87	54.29	54.29

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4+B5)$	7	10.5
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B4+B5)$	1.4	

MU21 – MURI DI SOSTEGNO DELLA PISTA
CICLABILE SU NV05A

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	MU 21 00 001	A	41 di 68

RELAZIONE DI CALCOLO

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

			SLE	STR/GEO	EQU/RIB
- Muro (Mm)					
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1 + 2/3 B2)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1 + B2 + 0,5 B3)$	(kNm/m)	12.60	12.60	12.60
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/3 B4)$	(kNm/m)	3.21	3.21	3.21
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	33.06	33.06	33.06
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm =	$Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5$	(kNm/m)	48.87	48.87	48.87
- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro					
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4 + 0,5 B5)$	(kNm/m)	82.91	82.91	82.91
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 (B4 + B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 B4)$	(kNm/m)	2.97	2.97	2.97
Msovr =	$Sovr \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 (B4 + B5))$	(kNm/m)	2.24	2.91	2.91
Mt =	$Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr$	(kNm/m)	88.12	88.79	88.79
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro					
Sovr acc. Stat	$\cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 (B4 + B5))$	(kNm/m)	11.2	16.8	
Sovr acc. Sism	$\cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 (B4 + B5))$	(kNm/m)	2.24		

MU21 – MURI DI SOSTEGNO DELLA PISTA
CICLABILE SU NV05A

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	MU 21 00 001	A	42 di 68

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)	2.33	3.49
Ps v =	$P_m \cdot k_v$	(kN/m)	1.16	1.75

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

Ptsh =	$P_t \cdot k_h$	(kN/m)	2.52	3.78
Ptsh v =	$P_t \cdot k_v$	(kN/m)	1.26	1.89

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

MPs1 h =	$k_h \cdot P_m 1 \cdot (H_2 + H_3/3)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MPs2 h =	$k_h \cdot P_m 2 \cdot (H_2 + H_3/2)$	(kNm/m)	1.17	1.76
MPs3 h =	$k_h \cdot P_m 3 \cdot (H_2 + H_3/3)$	(kNm/m)	0.17	0.26
MPs4 h =	$k_h \cdot P_m 4 \cdot (H_2/2)$	(kNm/m)	0.33	0.50
MPs5 h =	$-k_h \cdot P_m 5 \cdot (H_d/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MPs h =	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)	1.68	2.52

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

MPs1 v =	$k_v \cdot P_m 1 \cdot (B_1 + 2/3 \cdot B_2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MPs2 v =	$k_v \cdot P_m 2 \cdot (B_1 + B_2 + B_3/2)$	(kNm/m)	0.29	0.44
MPs3 v =	$k_v \cdot P_m 3 \cdot (B_1 + B_2 + B_3 + B_4/3)$	(kNm/m)	0.07	0.11
MPs4 v =	$k_v \cdot P_m 4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	0.77	1.15
MPs5 v =	$k_v \cdot P_m 5 \cdot (B - B_d/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MPs v =	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)	1.14	1.70

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

MPts1 h =	$k_h \cdot P_t 1 \cdot (H_2 + H_3/2)$	(kNm/m)	3.22	4.83
MPts2 h =	$k_h \cdot P_t 2 \cdot (H_2 + H_3 + H_4/3)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MPts3 h =	$k_h \cdot P_t 3 \cdot (H_2 + H_3 \cdot 2/3)$	(kNm/m)	0.23	0.35
MPts h =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	3.45	5.18

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

MPts1 v =	$k_v \cdot P_t 1 \cdot ((H_2 + H_3/2) - (B - B_5/2) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	1.93	2.89
MPts2 v =	$k_v \cdot P_t 2 \cdot ((H_2 + H_3 + H_4/3) - (B - B_5/3) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MPts3 v =	$k_v \cdot P_t 3 \cdot ((H_2 + H_3 \cdot 2/3) - (B_1 + B_2 + B_3 + 2/3 \cdot B_4) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0.08	0.12
MPts v =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	2.00	3.01

MU21 – MURI DI SOSTEGNO DELLA PISTA
CICLABILE SU NV05A

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	MU 21 00 001	A	43 di 68

RELAZIONE DI CALCOLO

CONDIZIONE STATICA

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta totale condizione statica

		SLE	STR/GEO	EQU/RIB
St =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m) 15.43	20.06	20.06
Sq perm =	$q \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$	(kN/m) 0.61	0.79	0.79
Sq acc =	$q \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$	(kN/m) 3.05	4.57	4.57

- Componente orizzontale condizione statica

Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m) 14.52	18.87	18.87
Sqh perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 0.57	0.75	0.75
Sqh acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 2.87	4.30	4.30

- Componente verticale condizione statica

Stv =	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m) 5.23	6.79	6.79
Sqv perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 0.21	0.27	0.27
Sqv acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 1.03	1.55	1.55

- Spinta passiva sul dente

Sp =	$\frac{1}{2} \cdot g1 \cdot Hd^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma1 \cdot Hd^2 \cdot kp + (2 \cdot c1 \cdot kp^{0.5} + \gamma1 \cdot kp \cdot H2) \cdot Hd$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
------	--	-------------	------	------

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU/RIB
MSt1 =	$Sth \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3 - Hd)$	(kNm/m) 11.13	14.47	14.47
MSt2 =	$Stv \cdot B$	(kNm/m) 12.02	15.63	15.63
MSq1 perm =	$Sqh \text{ perm} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2 - Hd)$	(kNm/m) 0.66	0.86	0.86
MSq1 acc =	$Sqh \text{ acc} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2 - Hd)$	(kNm/m) 3.30	4.95	4.95
MSq2 perm =	$Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m) 0.48	0.62	0.62
MSq2 acc =	$Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m) 2.38	3.56	3.56
MSp =	$\gamma1 \cdot Hd^3 \cdot kp/3 + (2 \cdot c1 \cdot kp^{0.5} + \gamma1 \cdot kp \cdot H2) \cdot Hd^2/2$	(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 =	$(fp + f) \cdot (H3 + H2)$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
Mfext3 =	$(vp+v) \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m) 0.70	0.70	0.70

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)

N =	$Pm + Pt + v + Stv + Sqv \text{ perm} + Sqv \text{ acc}$	114.03	(kN/m)	
-----	--	--------	--------	--

Risultante forze orizzontali (T)

T =	$Sth + Squ + f$	23.92	(kN/m)	
-----	-----------------	-------	--------	--

Coefficiente di attrito alla base (f)

f =	$tg \phi1'$	0.70	(-)	
-----	-------------	------	-----	--

Fs scorr. (N*f + Sp) / T 3.34 > 1.1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

Ms =	$Mm + Mt + Mfext3$	138.36	(kNm/m)	
------	--------------------	--------	---------	--

Momento ribaltante (Mr)

Mr =	$MSt + MSq + Mfext1 + Mfext2 + MSp$	0.47	(kNm/m)	
------	-------------------------------------	------	---------	--

Fs ribaltamento Ms / Mr 296.13 > 1.15

MU21 – MURI DI SOSTEGNO DELLA PISTA
CICLABILE SU NV05A

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	MU 21 00 001	A	44 di 68

RELAZIONE DI CALCOLO

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v + S_{tv} + S_{qv} (+ \text{Sovr acc})$		114.03	124.53	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{th} + S_{qh} + f - S_p$		23.92	23.92	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
$MM = \sum M$		137.90	154.70	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
$M = X_c \cdot N - MM$		-6.76	-11.49	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

$c'1'$	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kPa)
$\phi'1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	35.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	10.00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d' H_2'$	sovraccarico stabilizzante	0.00		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	-0.06	-0.09	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	2.18	2.12	(m)

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

$N_q = \text{tg}^2(45 + \phi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg}(\phi'))}$	(1 in cond. nd)	33.30		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi')$	(2+ π in cond. nd)	46.12		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\phi')$	(0 in cond. nd)	48.03		(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B \cdot c' \cot \phi'))^m$	(1 in cond. nd)	0.62	0.65	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.61	0.61	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cot \phi'))^{m+1}$		0.49	0.49	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	258.47	258.47	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

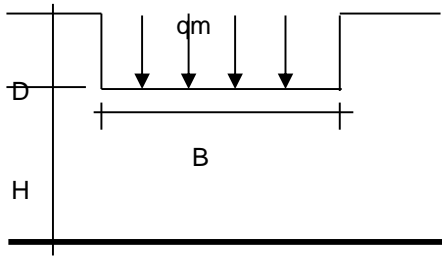
FS carico limite	F = $q_{lim} \cdot B^* / N$	Nmin	4.94	>	1.4
		Nmax	4.39	>	

MU21 – MURI DI SOSTEGNO DELLA PISTA
CICLABILE SU NV05A

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	MU 21 00 001	A	45 di 68

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE



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

N	111.20	(kN/m)
M	-9.82	(kNm/m)
e=M/N	-0.09	(m)
B*	2.12	(m)

Profondità Piano di Posa della Fondazione

D =	0.00	(m)
D/B*	0.00	(m)
Hs/B*	2.17	(m)

Carico unitario medio (qm)

$$q_m = N / (B - 2 * e) = N / B^* = 53.70 \quad (\text{kN/mq})$$

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

$$\mu_0 = 0.965 \quad (-)$$

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

$$\mu_1 = 0.70 \quad (-)$$

Cedimento della fondazione

$$\delta = \mu_0 * \mu_1 * q_m * B^* / E = 1.53 \quad (\text{mm})$$

MU21 – MURI DI SOSTEGNO DELLA PISTA
CICLABILE SU NV05A

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	MU 21 00 001	A	47 di 68

RELAZIONE DI CALCOLO

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} + (Sovr\ acc)$	113.77	115.17	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - Sp$	22.49		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	$\sum M$	136.30	138.54	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$X_c \cdot N - MM$	-5.46	-6.09	(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.	35.00		(°)
$\gamma_1 =$	peso unità di volume terreno fondaz.	10.00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d' H_2'$	sovraccarico stabilizzante	0.00		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	-0.05	-0.05	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	2.20	2.19	(m)

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

$N_q = \text{tg}^2(45 + \phi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg}(\phi'))}$	(1 in cond. nd)	33.30		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi')$	(2+ π in cond. nd)	46.12		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\phi')$	(0 in cond. nd)	48.03		(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cotg(\phi')))^m$	(1 in cond. nd)	0.64	0.65	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.63	0.64	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cotg(\phi')))^{m+1}$		0.52	0.52	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	273.39	272.18	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	F = $q_{lim} \cdot B^* / N$	Nmin	5.30	>	1.2
		Nmax	5.19	>	

MU21 – MURI DI SOSTEGNO DELLA PISTA
CICLABILE SU NV05A

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	MU 21 00 001	A	49 di 68

RELAZIONE DI CALCOLO

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv}$		108.68	110.08	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$		21.82		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
$MM = \sum M$		129.97	132.21	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
$M = X_c \cdot N - MM$		-4.99	-5.62	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

$c1'$	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kN/mq)
$\phi 1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	35.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	10.00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma \cdot d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	0.00		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	-0.05	-0.05	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	2.21	2.20	(m)

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

$N_q = \text{tg}^2(45 + \phi/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg}(\phi))}$	(1 in cond. nd)	33.30		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi)$	(2+ π in cond. nd)	46.12		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\phi)$	(0 in cond. nd)	48.03		(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cotg(\phi)))^m$	(1 in cond. nd)	0.64	0.64	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.63	0.63	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cotg(\phi)))^{m+1}$		0.51	0.51	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	270.69	269.43	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	Nmin	5.50	>	1.2
		Nmax	5.38	>	



NODO DI BARI

BARI NORD - VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE

PROGETTO DEFINITIVO

MU21 – MURI DI SOSTEGNO DELLA PISTA
CICLABILE SU NV05A

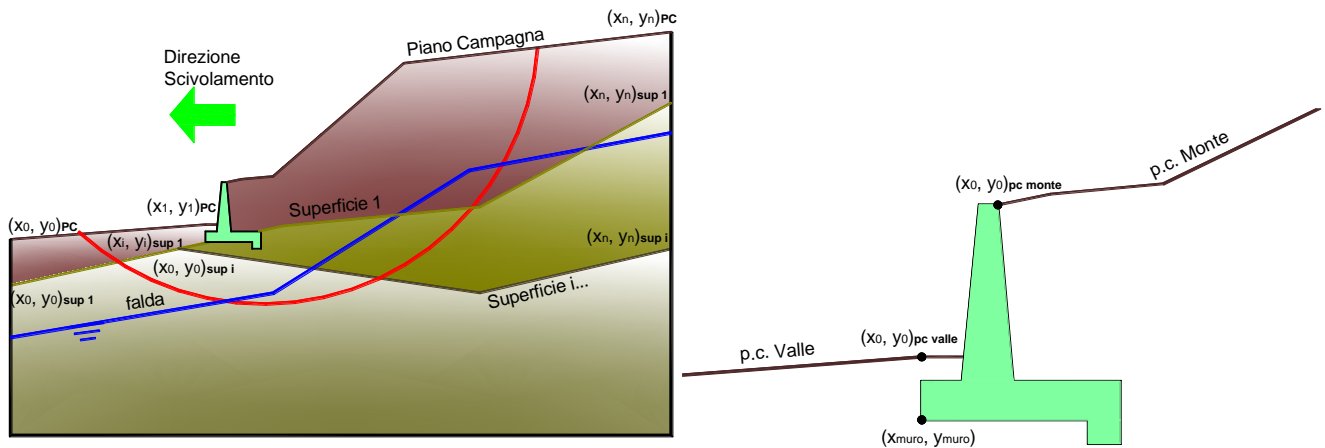
COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	MU 21 00 001	A	50 di 68

RELAZIONE DI CALCOLO

MU21 – MURI DI SOSTEGNO DELLA PISTA
 CICLABILE SU NV05A

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	MU 21 00 001	A	51 di 68

RELAZIONE DI CALCOLO

11.1.1 VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE


	γ [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kPa]	Descrizione
materiale 1	22.00	27.50	0	Terrapieno
materiale 2	20.00	30.18	0	fondazione
materiale 3				
materiale 4				

32.00655748

 peso specifico acqua 10 [kN/m³]

azioni sismiche	a_g/g	0.121	(-)	S_s	1.2	k_h	0.0348	(-)
	β_s	0.24		S_T	1	k_v	0.0174	(-)

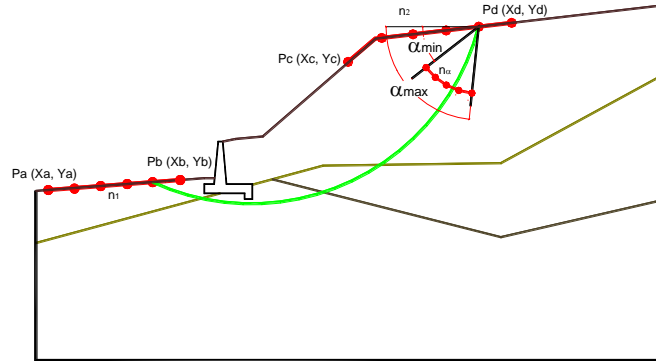
x muro 100 (m) y muro 100 (m)

p.c. valle		p.c. monte		superficie 1		superficie 2		superficie 3		falda				
materiale 1				materiale 2		materiale 3		materiale 4		falda				
x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y			
0	100.000	100.000	0	102.000	102.300	0	80.000	100.000	0	0.000	0.000	0	80.000	100.000
1	80.000	100.000	1	120.000	102.300	1	120.000	100.000	1	0.000	0.000	1	120.000	100.000
2			2			2			2			2		
3			3			3			3			3		
4			4			4			4			4		
5			5			5			5			5		
6			6			6			6			6		
7			7			7			7			7		
8			8			8			8			8		
9			9			9			9			9		
10			10			10			10			10		

MU21 – MURI DI SOSTEGNO DELLA PISTA
CICLABILE SU NV05A

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	MU 21 00 001	A	52 di 68

RELAZIONE DI CALCOLO



Sovraccarichi

	<input checked="" type="checkbox"/>	X_{in}	Q_{in}	X_{fin}	Q_{fin}	% sisma
sovraccarico 1	<input type="checkbox"/>	100.400	5	102.500	5	20%
sovraccarico 2						

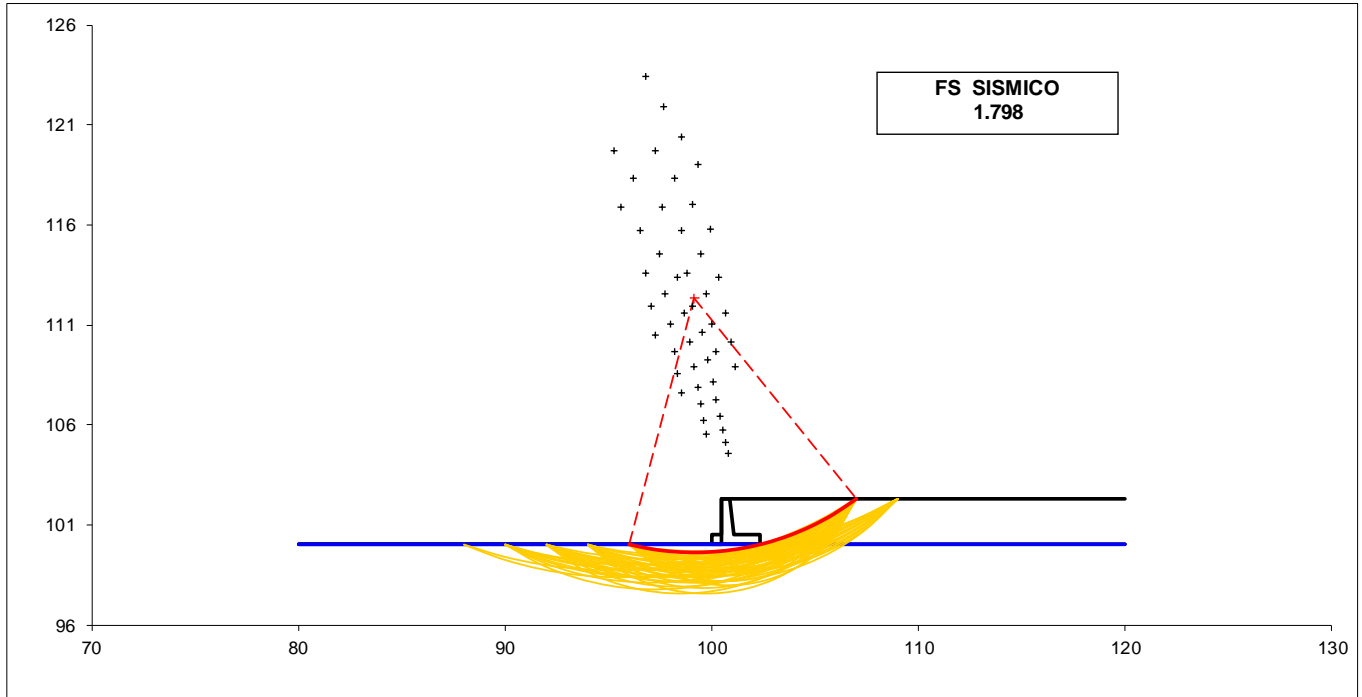
#strisce
30

# Superfici Calcolate	FS Bishop	
	STATICO	1.941
267	SISMICO	1.798

MU21 – MURI DI SOSTEGNO DELLA PISTA
CICLABILE SU NV05A

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	MU 21 00 001	A	53 di 68

RELAZIONE DI CALCOLO



MU21 – MURI DI SOSTEGNO DELLA PISTA
 CICLABILE SU NV05A

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	MU 21 00 001	A	54 di 68

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	NTC2018
Permanenti	favorevole	γ_G	0.90	1.00	1.00	1.00	1.00
	sfavorevole		1.10	1.30	1.00	1.00	1.30
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

MU21 – MURI DI SOSTEGNO DELLA PISTA
CICLABILE SU NV05A

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	MU 21 00 001	A	55 di 68

11.2.1 VERIFICHE SLU A PRESSO-FLESSIONE E TAGLIO

MU21 – MURI DI SOSTEGNO DELLA PISTA
CICLABILE SU NV05A

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	MU 21 00 001	A	56 di 68

RELAZIONE DI CALCOLO

Verifica allo Stato Limite Ultimo

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

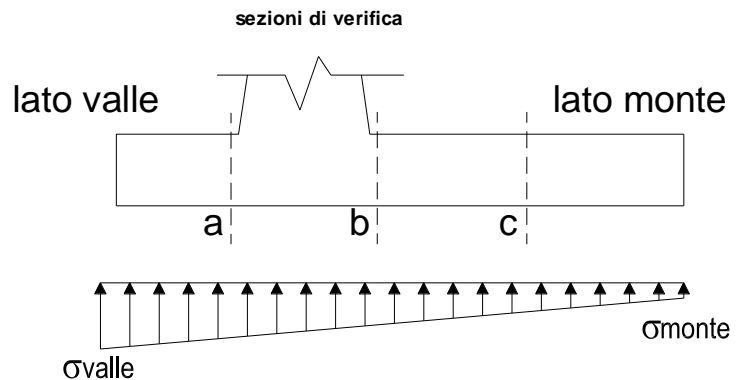
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 2.30 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 0.88 \quad (m^3)$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	114.03	-6.76	41.91	57.25
	124.53	-11.49	41.11	67.17
sisma+	113.77	-5.46	43.27	55.66
	115.17	-6.09	43.17	56.98
sisma-	108.68	-4.99	41.59	52.92
	110.08	-5.62	41.48	54.24



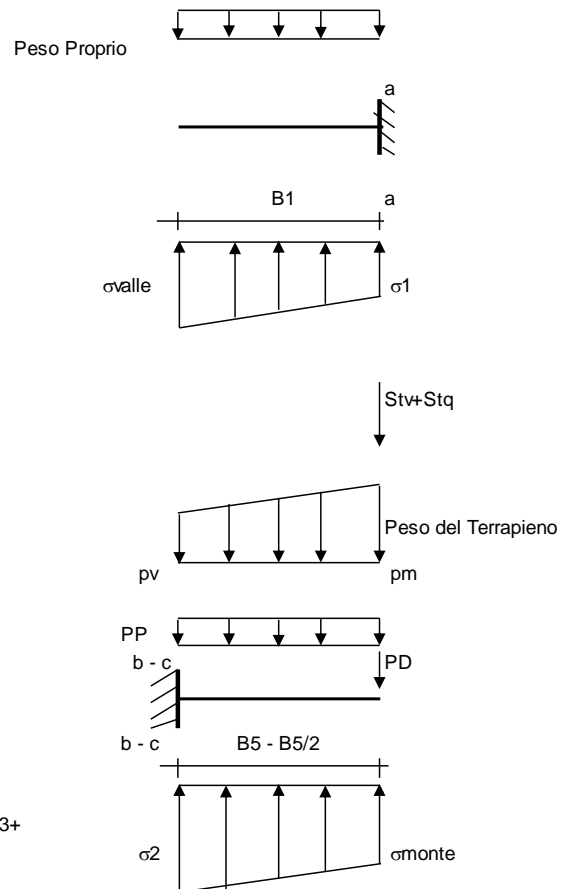
Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 12.50 (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	41.91	45.24	3.81	15.54
	41.11	46.78	3.81	15.72
sisma+	43.27	45.96	3.92	15.24
	43.17	46.17	3.96	15.19
sisma-	41.59	44.05	3.77	14.40
	41.48	44.25	3.74	14.35



Mensola Lato Monte

PP = 12.50 (kN/m²) peso proprio soletta fondazione
PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	40.90	48.40	41.90	(kN/m ²)
pvb	40.90	48.40	41.90	(kN/m ²)
pvc	40.90	48.40	41.90	(kN/m ²)

$$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP)) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H2 / 2$$

$$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP)) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2)^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B_5 / 2)^2 / 6 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2)^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot (B_5 / 2) \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H2 / 2$$

$$V_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP)) \cdot (1 \pm kv) \cdot B + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 2 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B_5 / 2 - (Stv + Sqv) \cdot PD \cdot (1 \pm kv)$$

$$V_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP)) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2) + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B_5 / 2) / 2 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2) / 2 - (Stv + Sqv) \cdot PD \cdot (1 \pm kv)$$

MU21 – MURI DI SOSTEGNO DELLA PISTA
CICLABILE SU NV05A

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	MU 21 00 001	A	57 di 68

RELAZIONE DI CALCOLO

caso	σ_{2b} [kN/m ²]	σ_{2c} [kN/m ²]	Mb [kNm]	Vb [kN]	Mc [kNm]	Vc [kN]
statico	57.25	48.91	-9.93	-9.01	53.08	-4.90
	67.17	53.01	-9.55	-9.62	60.09	-6.91
sisma+	55.66	48.93	-8.89	-9.28	52.29	-3.99
	56.98	49.47	-8.86	-9.39	53.23	-3.95
sisma-	52.92	46.76	-8.65	-9.01	49.84	-3.87
	54.24	47.31	-8.58	-9.06	50.77	-3.83

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

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

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

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

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

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

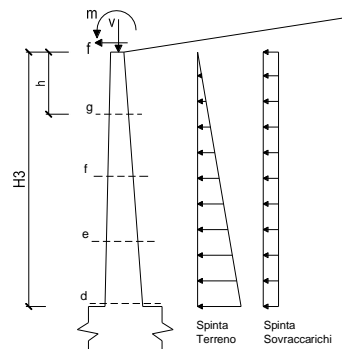
$$V_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz.}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$$

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

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

$$V_{\text{ext}} = f$$

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



condizione statica

sezione	h [m]	Mt [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M _{ext} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	N _{ext} [kN/m]	N _{pp} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	1.80	6.94	3.56	0.00	10.49	1.00	21.38	22.38
e-e	1.35	2.93	2.00	0.00	4.93	1.00	15.40	16.40
f-f	0.90	0.87	0.89	0.00	1.76	1.00	9.84	10.84
g-g	0.45	0.11	0.22	0.00	0.33	1.00	4.71	5.71

sezione	h [m]	Vt [kN/m]	Vq [kN/m]	V _{ext} [kN/m]	V _{tot} [kN/m]
d-d	1.80	11.56	3.95	0.00	15.51
e-e	1.35	6.50	2.96	0.00	9.47
f-f	0.90	2.89	1.98	0.00	4.87
g-g	0.45	0.72	0.99	0.00	1.71

condizione sismica +

sezione	h [m]	M _{t stat} [kNm/m]	M _{t sism} [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M _{ext} [kNm/m]	M _{inerzia} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	N _{ext} [kN/m]	N _{pp+inerzia} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	1.80	5.34	0.72	0.89	0.00	0.85	7.80	1.00	21.87	22.87
e-e	1.35	2.25	0.31	0.50	0.00	0.46	3.52	1.00	15.76	16.76
f-f	0.90	0.67	0.09	0.22	0.00	0.20	1.18	1.00	10.07	11.07
g-g	0.45	0.08	0.01	0.06	0.00	0.05	0.20	1.00	4.82	5.82

sezione	h [m]	V _{t stat} [kN/m]	V _{t sism} [kN/m]	Vq [kN/m]	V _{ext} [kN/m]	V _{inerzia} [kN/m]	V _{tot} [kN/m]
d-d	1.80	8.89	1.21	0.99	0.00	0.99	12.08
e-e	1.35	5.00	0.68	0.74	0.00	0.72	7.14
f-f	0.90	2.22	0.30	0.49	0.00	0.46	3.48
g-g	0.45	0.56	0.08	0.25	0.00	0.22	1.10

condizione sismica -

sezione	h [m]	M _{t stat} [kNm/m]	M _{t sism} [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M _{ext} [kNm/m]	M _{inerzia} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	N _{ext} [kN/m]	N _{pp+inerzia} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	1.80	5.34	0.46	0.89	0.00	0.85	7.54	1.00	20.88	21.88
e-e	1.35	2.25	0.19	0.50	0.00	0.46	3.41	1.00	15.04	16.04
f-f	0.90	0.67	0.06	0.22	0.00	0.20	1.15	1.00	9.62	10.62
g-g	0.45	0.08	0.01	0.06	0.00	0.05	0.20	1.00	4.60	5.60

sezione	h [m]	V _{t stat} [kN/m]	V _{t sism} [kN/m]	Vq [kN/m]	V _{ext} [kN/m]	V _{inerzia} [kN/m]	V _{tot} [kN/m]
d-d	1.80	8.89	0.77	0.99	0.00	0.99	11.65
e-e	1.35	5.00	0.43	0.75	0.00	0.72	6.90
f-f	0.90	2.22	0.19	0.50	0.00	0.46	3.37
g-g	0.45	0.56	0.05	0.25	0.00	0.22	1.07

MU21 – MURI DI SOSTEGNO DELLA PISTA
CICLABILE SU NV05A

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	MU 21 00 001	A	58 di 68

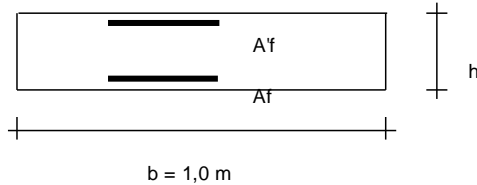
RELAZIONE DI CALCOLO

ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5.0	12	<input type="checkbox"/>	5	5.0	12	<input type="checkbox"/>
2	0.0	0	<input type="checkbox"/>	6	0.0	0	<input type="checkbox"/>
3	0.0	0		7	5.0	12	<input type="checkbox"/>
4	5.0	12		8	0.0	0	<input type="checkbox"/>
				9	0.0	0	

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	3.96	0.00	0.50	5.65	5.65	104.11
b - b	-9.93	0.00	0.50	5.65	5.65	104.11
c - c	-4.90	0.00	0.50	5.65	5.65	104.11
d - d	10.49	22.38	0.55	5.65	5.65	120.65
e - e	4.93	16.40	0.51	5.65	5.65	110.58
f - f	1.76	10.84	0.48	5.65	5.65	100.83
g - g	0.33	5.71	0.44	5.65	5.65	91.36

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

Sez.	V _{Ed}	h	V _{rd}	ø staffe	i orizz.	i vert.	θ	V _{Rsd}	
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)	
a - a	15.72	0.50	188.12	8	20	20	45.0	193.84	Armatura a taglio non necessaria
b - b	9.62	0.50	188.12	8	20	20	45.0	193.84	Armatura a taglio non necessaria
c - c	7.51	0.50	188.12	8	20	20	45.0	193.84	Armatura a taglio non necessaria
d - d	15.51	0.55	205.93	8	20	20	45.0	215.97	Armatura a taglio non necessaria
e - e	9.47	0.51	194.01	8	20	20	45.0	199.37	Armatura a taglio non necessaria
f - f	4.87	0.48	182.00	8	20	20	45.0	182.78	Armatura a taglio non necessaria
g - g	1.71	0.44	169.88	8	20	20	45.0	166.18	Armatura a taglio non necessaria



NODO DI BARI

BARI NORD - VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE

PROGETTO DEFINITIVO

MU21 – MURI DI SOSTEGNO DELLA PISTA
CICLABILE SU NV05A

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	MU 21 00 001	A	59 di 68

11.2.2 VERIFICHE A FESSURAZIONE

MU21 – MURI DI SOSTEGNO DELLA PISTA
CICLABILE SU NV05A

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	MU 21 00 001	A	60 di 68

RELAZIONE DI CALCOLO

VERIFICA A FESSURAZIONE

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

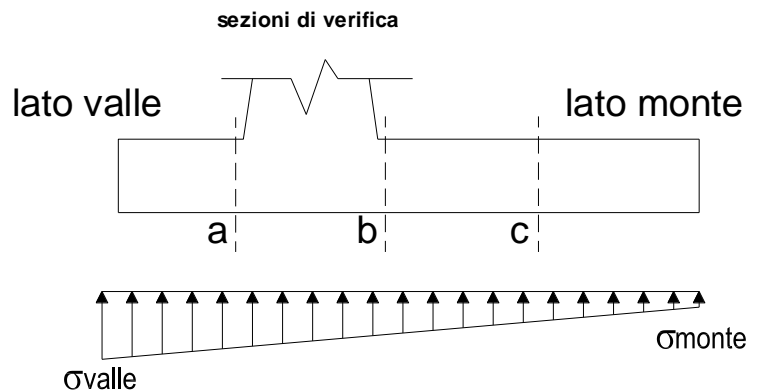
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 2.30 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 0.88 \quad (m^3)$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
Freq.	111.20	-9.82	37.21	59.49
	116.45	-12.18	36.81	64.45
Q.P.	110.43	-11.40	35.08	60.95
	110.43	-11.40	35.08	60.95

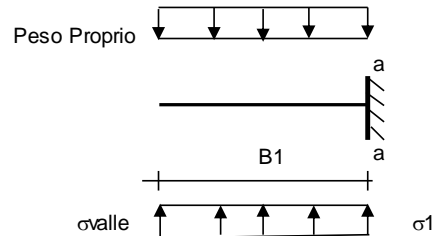


Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 12.50 (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	Ma
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	37.21	42.05	3.29
	36.81	42.82	3.29
Q.P.	35.08	40.70	3.06
	35.08	40.70	3.06



Mensola Lato Monte

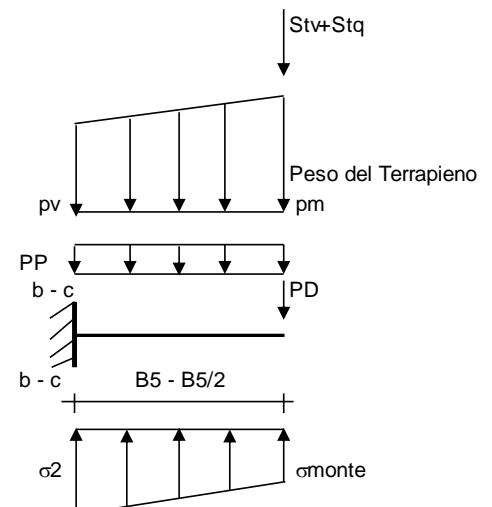
PP = 12.50 (kN/m²) peso proprio soletta fondazione

PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max Freq	N max QP	
pm	40.60	44.35	40.60	(kN/m ²)
pvb	40.60	44.35	40.60	(kN/m ²)
pvc	40.60	44.35	40.60	(kN/m ²)

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

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



caso	σ_{monte}	σ_{2b}	Mb	σ_{2c}	Mc
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	59.49	47.38	-5.92	53.43	-3.03
	64.45	49.43	-5.73	56.94	-2.88
Q.P.	60.95	46.89	-4.32	53.92	-2.32
	60.95	46.89	-4.32	53.92	-2.32

MU21 – MURI DI SOSTEGNO DELLA PISTA
CICLABILE SU NV05A

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	MU 21 00 001	A	61 di 68

RELAZIONE DI CALCOLO

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

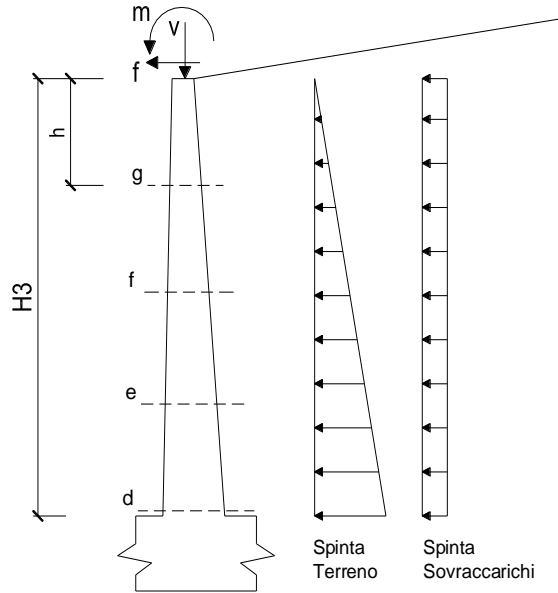
Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

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

$$N_{ext} = v$$



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	1.80	5.34	1.92	0.00	7.26	1.00	21.38	22.38
e-e	1.35	2.25	1.08	0.00	3.33	1.00	15.40	16.40
f-f	0.90	0.67	0.48	0.00	1.15	1.00	9.84	10.84
g-g	0.45	0.08	0.12	0.00	0.20	1.00	4.71	5.71

condizione Quasi Permanente

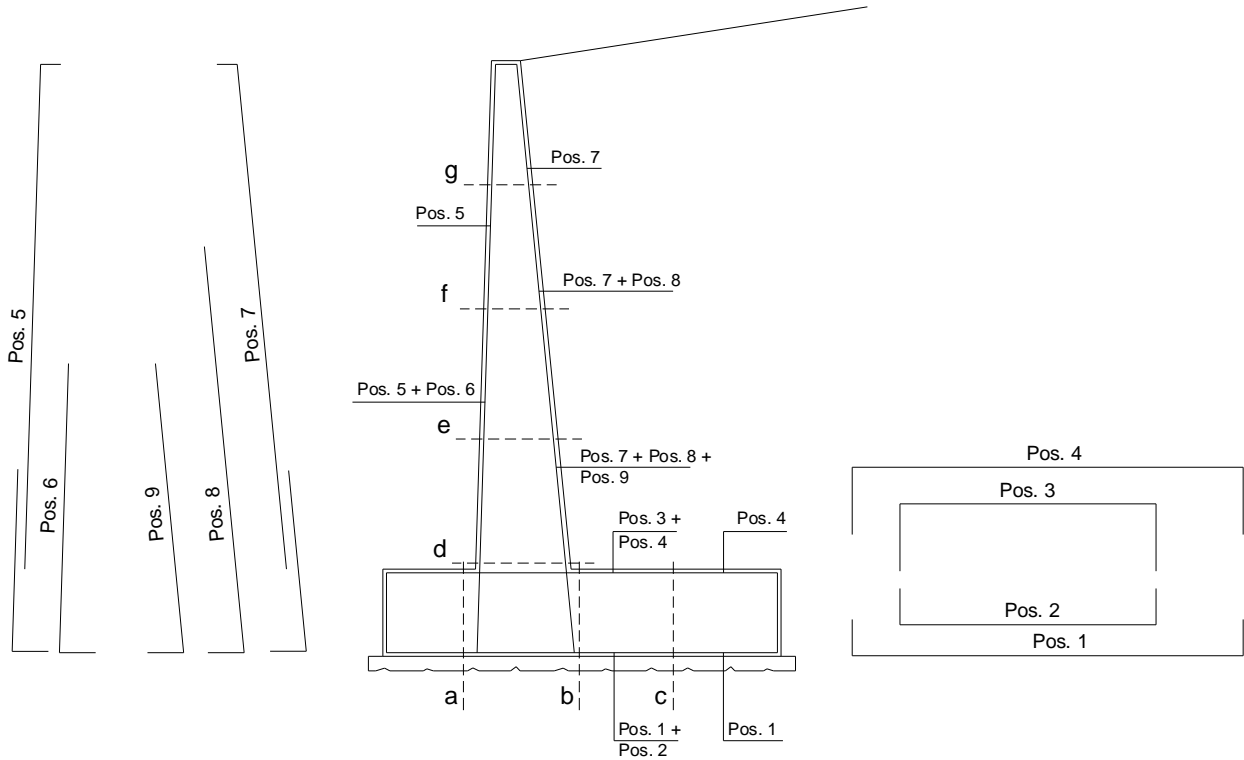
sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	1.80	5.34	0.40	0.00	5.74	1.00	21.38	22.38
e-e	1.35	2.25	0.23	0.00	2.48	1.00	15.40	16.40
f-f	0.90	0.67	0.10	0.00	0.77	1.00	9.84	10.84
g-g	0.45	0.08	0.03	0.00	0.11	1.00	4.71	5.71

MU21 – MURI DI SOSTEGNO DELLA PISTA
CICLABILE SU NV05A

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	MU 21 00 001	A	62 di 68

RELAZIONE DI CALCOLO

SCHEMA DELLE ARMATURE

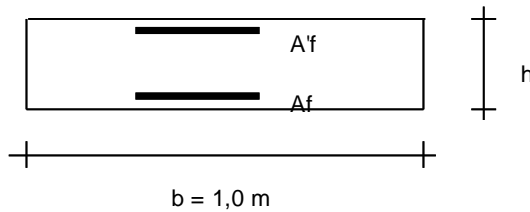


ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5.0	12		5	5.0	12	
2	0.0	0	<input type="checkbox"/>	6	0.0	0	<input type="checkbox"/>
3	0.0	0	<input type="checkbox"/>	7	5.0	12	
4	5.0	12		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

MU21 – MURI DI SOSTEGNO DELLA PISTA
 CICLABILE SU NV05A

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	MU 21 00 001	A	63 di 68

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	3.29	0.00	0.50	5.65	5.65	0.20	14.16	0.028	0.200
b - b	-5.92	0.00	0.50	5.65	5.65	0.36	25.48	0.051	0.200
c - c	-3.03	0.00	0.50	5.65	5.65	0.18	13.02	0.026	0.200
d - d	7.26	22.38	0.55	5.65	5.65	0.32	9.52	0.018	0.200
e - e	3.33	16.40	0.51	5.65	5.65	0.14	1.92	0.003	0.200
f - f	1.15	10.84	0.48	5.65	5.65	0.05	0.02	0.000	0.200
g - g	0.20	5.71	0.44	5.65	5.65	0.00	-	-	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	3.06	0.00	0.50	5.65	5.65	0.19	13.15	0.026	0.200
b - b	-4.32	0.00	0.50	5.65	5.65	0.26	18.60	0.037	0.200
c - c	-2.32	0.00	0.50	5.65	5.65	0.14	9.99	0.020	0.200
d - d	5.74	22.38	0.55	5.65	5.65	0.23	4.70	0.008	0.200
e - e	2.48	16.40	0.51	5.65	5.65	0.09	0.47	0.001	0.200
f - f	0.77	10.84	0.48	5.65	5.65	0.00	-	-	0.200
g - g	0.11	5.71	0.44	5.65	5.65	0.00	-	-	0.200



NODO DI BARI

BARI NORD - VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE

PROGETTO DEFINITIVO

MU21 – MURI DI SOSTEGNO DELLA PISTA
CICLABILE SU NV05A

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	MU 21 00 001	A	64 di 68

RELAZIONE DI CALCOLO

11.2.3 VERIFICHE TENSIONALI

MU21 – MURI DI SOSTEGNO DELLA PISTA
CICLABILE SU NV05A

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	MU 21 00 001	A	65 di 68

RELAZIONE DI CALCOLO

VERIFICHE TENSIONE

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

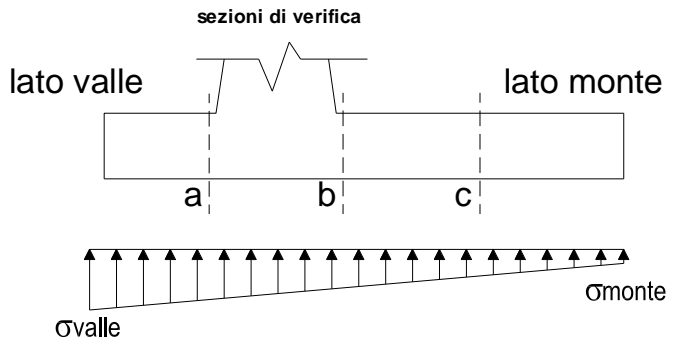
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 2.30 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 0.88 \quad (m^3)$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	111.46	-8.70	38.59	58.33
	118.46	-11.85	38.07	64.94
sisma+	113.77	-5.46	43.27	55.66
	115.17	-6.09	43.17	56.98
sisma-	108.68	-4.99	41.59	52.92
	110.08	-5.62	41.48	54.24

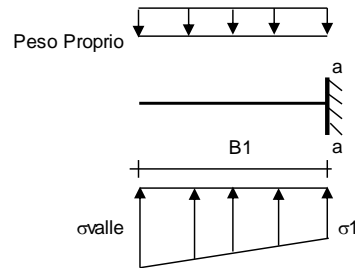


Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 12.50 (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	38.59	42.88	3.44
	38.07	43.91	3.44
sisma+	43.27	45.96	3.92
	43.17	46.17	3.92
sisma-	41.59	44.05	3.77
	41.48	44.25	3.77



Mensola Lato Monte

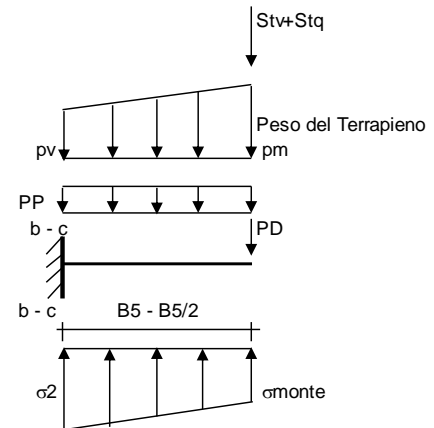
PP = 12.50 (kN/m²) peso proprio soletta fondazione
PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	40.60	45.60	41.60	(kN/m ²)
pvb	40.60	45.60	41.60	(kN/m ²)
pvc	40.60	45.60	41.60	(kN/m ²)

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

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

caso	σ_{monte}	σ_{2b}	M _b	σ_{2c}	M _c
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]
statico	58.33	47.60	-6.79	52.97	-3.37
	64.94	50.34	-6.54	57.64	-3.18
sisma+	55.66	48.93	-8.65	52.29	-3.93
	56.98	49.47	-8.62	53.23	-3.89
sisma-	52.92	46.76	-8.42	49.84	-3.81
	54.24	47.31	-8.35	50.77	-3.77



MU21 – MURI DI SOSTEGNO DELLA PISTA
CICLABILE SU NV05A

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	MU 21 00 001	A	66 di 68

RELAZIONE DI CALCOLO

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

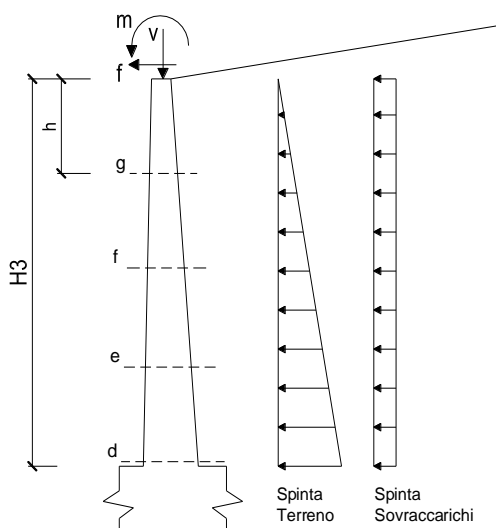
$$M_q = \frac{1}{2} K_{a\text{orizz.}} \cdot q \cdot h^2$$

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

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

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

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



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	1.80	5.34	2.43	0.00	7.76	1.00	21.38	22.38
e-e	1.35	2.25	1.36	0.00	3.61	1.00	15.40	16.40
f-f	0.90	0.67	0.61	0.00	1.27	1.00	9.84	10.84
g-g	0.45	0.08	0.15	0.00	0.23	1.00	4.71	5.71

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	1.80	5.34	0.72	0.89	0.00	0.85	7.80	1.00	21.87	22.87
e-e	1.35	2.25	0.31	0.50	0.00	0.46	3.52	1.00	15.76	16.76
f-f	0.90	0.67	0.09	0.22	0.00	0.20	1.18	1.00	10.07	11.07
g-g	0.45	0.08	0.01	0.06	0.00	0.05	0.20	1.00	4.82	5.82

condizione sismica -

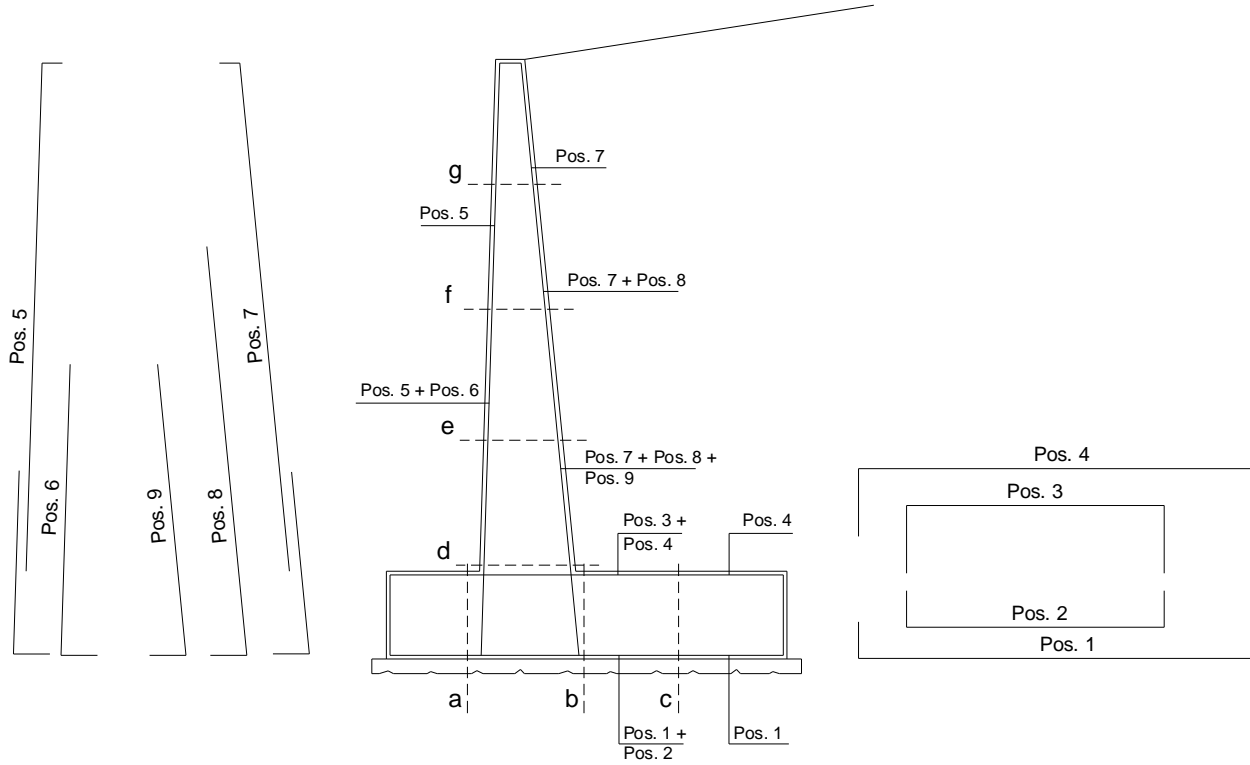
sezione	h	Mt stat	Mt sism	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	1.80	5.34	0.46	0.89	0.00	0.85	7.54	1.00	20.88	21.88
e-e	1.35	2.25	0.19	0.50	0.00	0.46	3.41	1.00	15.04	16.04
f-f	0.90	0.67	0.06	0.22	0.00	0.20	1.15	1.00	9.62	10.62
g-g	0.45	0.08	0.01	0.06	0.00	0.05	0.20	1.00	4.60	5.60

MU21 – MURI DI SOSTEGNO DELLA PISTA
CICLABILE SU NV05A

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	MU 21 00 001	A	67 di 68

RELAZIONE DI CALCOLO

SCHEMA DELLE ARMATURE



ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5.0	12	<input type="checkbox"/>	5	5.0	12	<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	12	<input type="checkbox"/>
4	5.0	12	<input type="checkbox"/>	8	0.0	0	<input type="checkbox"/>
				9	0.0	0	<input type="checkbox"/>

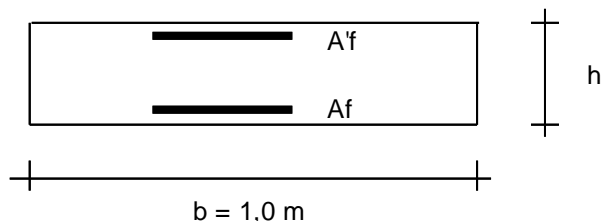
Calcola

MU21 – MURI DI SOSTEGNO DELLA PISTA
CICLABILE SU NV05A

COMMESSA	REL	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00	D 29 CL	MU 21 00 001	A	68 di 68

RELAZIONE DI CALCOLO

VERIFICHE



a-a
b-b
c-c
d-d
e-e
f-f
g-g

Condizione Statica

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ_c	σ_f
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	3.44	0.00	0.50	5.65	5.65	0.21	14.81
b - b	-6.79	0.00	0.50	5.65	5.65	0.41	29.22
c - c	-3.37	0.00	0.50	5.65	5.65	0.21	14.50
d - d	7.76	22.38	0.55	5.65	5.65	0.35	11.26
e - e	3.61	16.40	0.51	5.65	5.65	0.16	2.65
f - f	1.27	10.84	0.48	5.65	5.65	0.06	0.10
g - g	0.23	5.71	0.44	5.65	5.65	0.02	-

Condizione Sismica

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ_c	σ_f
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	3.92	0.00	0.50	5.65	5.65	0.24	16.88
b - b	-8.65	0.00	0.50	5.65	5.65	0.53	37.24
c - c	-3.93	0.00	0.50	5.65	5.65	0.24	16.90
d - d	7.80	21.88	0.55	5.65	5.65	0.35	11.74
e - e	3.52	16.04	0.51	5.65	5.65	0.15	2.55
f - f	1.18	10.62	0.48	5.65	5.65	0.05	0.05
g - g	0.20	5.60	0.44	5.65	5.65	0.02	-

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

12 INCIDENZE

L' incidenza del muro di sostegno è 80 kg/m³.