

COMMITTENTE



PROGETTAZIONE:



**DIREZIONE TECNICA**

**U.O. INFRASTRUTTURE NORD**

**PROGETTO DEFINITIVO**

**LINEA AC: TORINO - VENEZIA**

**TRATTA TORINO - MILANO**

**NODO DI NOVARA 1^ FASE PRG DI NOVARA BOSCHETTO**

**OPERE DI SOSTEGNO SEDE FERROVIARIA E AUTOSTRADA A4**

Bretella merci - Muri di sostegno sede ferroviaria - Relazione di calcolo

SCALA:

-

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

N M 0 Y 0 0 D 1 1 C L R I 0 0 0 5 0 0 1 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione esecutiva	A. Ingletti	Maggio 2021	M. Milovanovic 	Maggio 2021	F. Perrone 	Maggio 2021	D. Maranzano Maggio 2021 

File: NR3K00E29CLTR0405001A.doc.

n. Elab.: 123

## INDICE

1.	PREMESSA .....	4
2.	DESCRIZIONE DELLE OPERE .....	5
2.1	MURI DI SOSTEGNO DI LINEA.....	5
3.	NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	7
3.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	7
3.2	DOCUMENTAZIONE PROGETTUALE DI RIFERIMENTO .....	8
3.3	UNITÀ DI MISURA E SIMBOLOGIA.....	9
4.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI .....	10
4.1	CALCESTRUZZO .....	10
4.2	ACCIAIO PER C.A. ....	11
5.	VITA NOMINALE E CLASSE D'USO .....	13
5.1	VITA NOMINALE .....	13
5.2	CLASSE D'USO .....	13
5.3	PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA .....	14
6.	PARAMETRI GEOTECNICI .....	15
7.	ANALISI DEI CARICHI .....	18
7.1	PESO PROPRIO STRUTTURE.....	18
7.2	CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI.....	19
7.3	SOVRACCARICO ACCIDENTALE.....	19
7.4	AZIONE SISMICA.....	19
7.5	SOVRASPINTA SISMICA .....	25
8.	DEFINIZIONE DELLE COMBINAZIONI .....	28
9.	CRITERI DI ANALISI .....	30

**RELAZIONE DI CALCOLO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0005 001	A	3 di 81

9.1	VERIFICHE GEOTECNICHE.....	31
9.2	VERIFICHE STRUTTURALI.....	34
9.3	VERIFICHE PER GLI STATI LIMITE ULTIMI A FLESSIONE-PRESSOFLESSIONE.....	34
9.4	VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI A TAGLIO.....	34
9.5	VERIFICA AGLI STATI LIMITE D'ESERCIZIO.....	36
10.	ANALISI STRUTTURALE.....	38
11.	ANALISI FONDAZIONE SEZIONE TIPO 1 (SEZIONE CORRENTE).....	44
11.1	CONDIZIONI DI CARICO SLU-SLV – VERIFICHE GEOTECNICHE.....	51
11.2	CONDIZIONI DI CARICO SLU-SLV – VERIFICHE STRUTTURALI.....	64
11.3	VERIFICA STRUTTURALE ALLO SLU A PRESSOFLESSIONE E TAGLIO.....	65
11.4	VERIFICA STRUTTURALE ALLO SLE A FESSURAZIONE.....	71
11.5	VERIFICA STRUTTURALE ALLO SLE DELLO STATO TENSIONALE.....	76

## 1. PREMESSA

Il presente documento viene emesso nell'ambito della redazione degli elaborati tecnici relativi alla progettazione definitiva del nodo di Novara della linea AC Torino - Venezia nella tratta di Novara Boschetto.

L'opera oggetto delle analisi riportate nei paragrafi seguenti rientra fra quelle inserite nella categoria denominata "MURI DI SOSTEGNO".

Quanto riportato di seguito consentirà di verificare che il dimensionamento delle strutture è stato effettuato nel rispetto dei requisiti di resistenza e deformabilità richiesti all'opera.

Il muro di sostegno di linea si sviluppa su un tratto al lato della linea ferroviaria ed ha una lunghezza complessiva di circa 60.00 m. Si riporta una planimetria generale dell'intervento in oggetto:

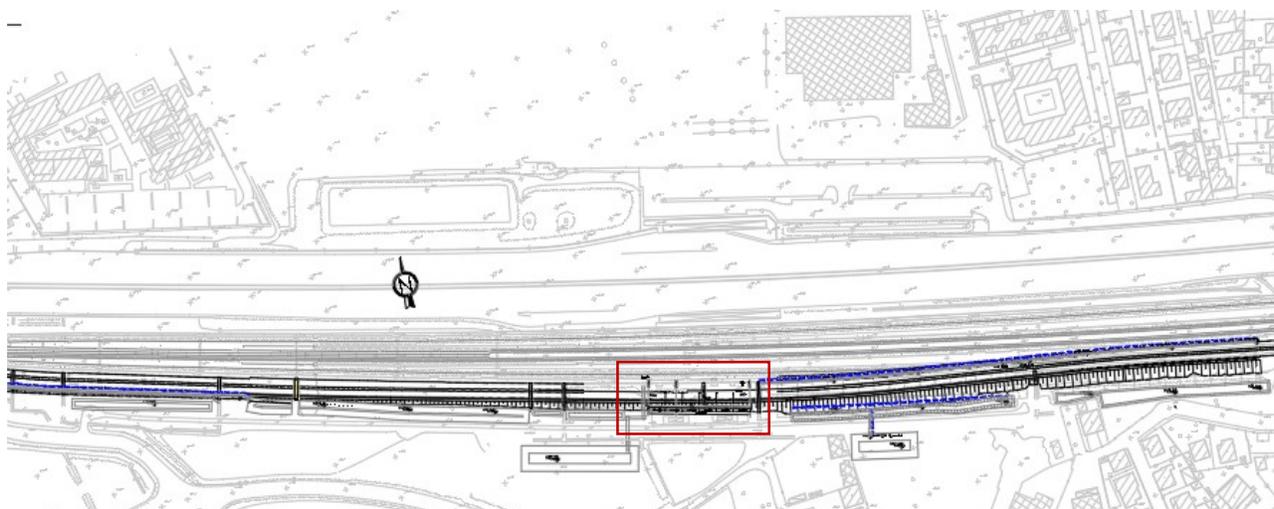


Fig. 1 – Planimetria generale e inquadramento dell' opera

## 2. DESCRIZIONE DELLE OPERE

### 2.1 Muri di Sostegno di Linea

Il muro di sostegno di linea previsto in progetto verrà realizzato in calcestruzzo armato gettato in opera. Esso serve a delimitare parte della linea ferroviaria, ha una lunghezza totale di circa 60.00 m e presenta un'unica sezione tipica.

Al di sopra del muro di sostegno è presente una recinzione metallica di protezione tipo keller alta circa 2.00m; lato ferrovia è presente una canaletta ferroviaria 50x50 cm con beola pedonale.

Di seguito si mostrano una planimetria generale dell' opera, il profilo longitudinale e una sezione trasversale tipica analizzata nella presente relazione:

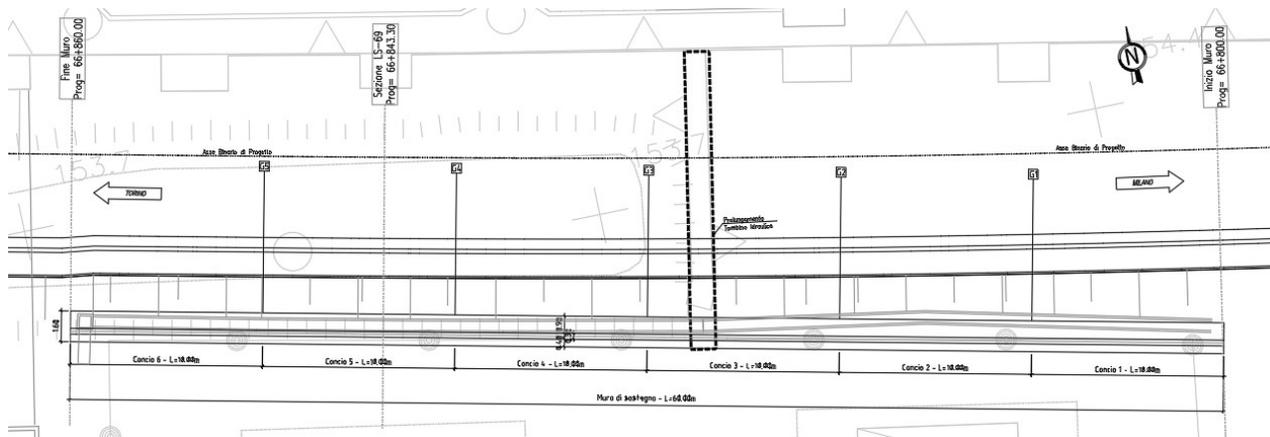


Fig. 2 – Planimetria generale dell' opera – Muro di sostegno di linea

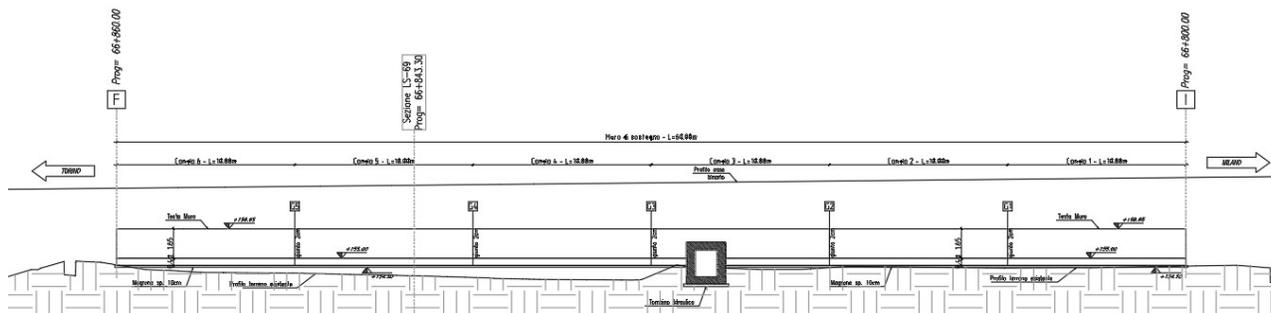


Fig. 3 – Profilo longitudinale – Muro di sostegno di linea

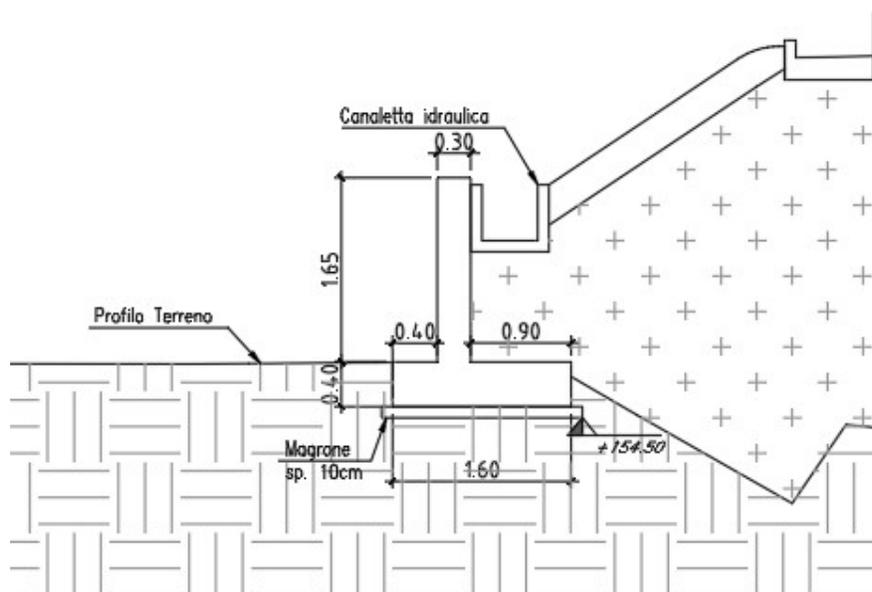


Fig. 4 – Sezione tipo

 <p><b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p><b>LINEA FERROVIARIA TORINO - VENEZIA. TRATTA TORINO - MILANO. NODO DI NOVARA 1^ FASE PRG DI NOVARA BOSCHETTO PROGETTO DEFINITIVO</b></p>												
<p><b>RELAZIONE DI CALCOLO</b></p>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>NMOY</td> <td>00 D 11</td> <td>CL</td> <td>RI0005 001</td> <td>A</td> <td>7 di 81</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	NMOY	00 D 11	CL	RI0005 001	A	7 di 81
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
NMOY	00 D 11	CL	RI0005 001	A	7 di 81								

### 3. **NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO**

#### 3.1 **Normativa di riferimento**

Si riporta di seguito la normativa di riferimento per la redazione del seguente documento:

- LEGGE n. 1086 del 05.11.1971 – “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”.
- Circolare n.11951 del 14.02.1974 - “Istruzioni per l’applicazione della legge 5/11/1971 n. 1086”.
- D.M. 17 gennaio 2018 - Norme Tecniche per le Costruzioni.
- Circolare 21 gennaio 2019 - Istruzioni per l’applicazione dell’ “Aggiornamento delle Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 17 gennaio 2018.
- Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Parte 1.1: Regole generali e regole per gli edifici.
- UNI ENV 1992-1-1 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- UNI EN 1997-1: Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali;
- UNI EN 1998-5: Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici;
- UNI EN 206-1:2016 – “Calcestruzzo. Specificazione, prestazione, produzione e conformità”.
- UNI 11104:2016 – “Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Specificazioni complementari per l'applicazione della EN 206”.
- RFI DTC SI MA IFS 001 D del 20.12.2019 - Manuale di Progettazione delle Opere Civili.
- RFI DTC SI PS MA IFS 001 D del 20.12.2019 - Manuale di Progettazione delle Opere Civili - Parte II - Sezione 2 - Ponti e Strutture.
- RFI DTC SI CS MA IFS 001 D del 20.12.2019 - Manuale di Progettazione delle Opere Civili - Parte II - Sezione 3 - Corpo Stradale.
- RFI DTC SI SP IFS 001 D del 20.12.2019 - “Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili”.
- Regolamento (UE) N° 1299/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema “infrastruttura” del sistema ferroviario dell’Unione europea, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 776/2019 della Commissione del 16 maggio 2019.
- Regolamento (UE) N. 1300/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per l’accessibilità del sistema ferroviario dell’Unione europea per le persone con disabilità e le

<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	NMOY	00 D 11	CL	RI0005 001	A	8 di 81

persone a mobilità ridotta, modificato con il Regolamento di esecuzione (UE) N° 772/2019 della Commissione del 16 maggio 2019.

- Regolamento di Esecuzione (UE) 776/2019 della Commissione del 16 maggio 2019 che modifica i regolamenti (UE) n. 321/2013, (UE) n. 1299/2014, (UE) n. 1301/2014, (UE) n. 1302/2014, (UE) n. 1303/2014 e (UE) 2016/919 della Commissione e la decisione di esecuzione 2011/665/UE della Commissione per quanto riguarda l'allineamento alla direttiva (UE) 2016/797 del Parlamento europeo e del Consiglio e l'attuazione di obiettivi specifici stabiliti nella decisione delegata (UE) 2017/1474 della Commissione
- Regolamento di Esecuzione (UE) 2019/772 DELLA COMMISSIONE del 16 maggio 2019 che modifica il regolamento (UE) n. 1300/2014 per quanto riguarda l'inventario delle attività al fine di individuare le barriere all'accessibilità, fornire informazioni agli utenti e monitorare e valutare i progressi compiuti in materia di accessibilità.

### 3.2 Documentazione progettuale di riferimento

<b>GEOTECNICA</b>																			
Relazione geotecnica generale	-	1	NMOY	0	0	D	1	1	G	E	OC	0	0	0	1	0	0	1	A
Plano profilo geotecnico tav 1/4	1:2000	1	NMOY	0	0	D	1	1	F	6	OC	0	0	0	1	0	0	1	A
Plano profilo geotecnico tav 2/4	1:2000	1	NMOY	0	0	D	1	1	F	6	OC	0	0	0	1	0	0	2	A
Plano profilo geotecnico tav 3/4	1:2000	1	NMOY	0	0	D	1	1	F	6	OC	0	0	0	1	0	0	3	A
Plano profilo geotecnico tav 4/4	1:2000	1	NMOY	0	0	D	1	1	F	6	OC	0	0	0	1	0	0	4	A
<b>OPERE DI SOSTEGNO SEDE FERROVIARIA E AUTOSTRADA A4</b>																			
Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria	-	1	NMOY	0	0	D	1	1	C	L	RI	0	0	0	5	0	0	1	A
Carpenterie tipo muri di sostegno sede ferroviaria	1:50	1	NMOY	0	0	D	1	1	B	B	RI	0	0	0	5	0	0	1	A

### 3.3 Unità di misura e simbologia

Corpo del testo

#### Unità di misura principali

<b>N</b>	(Newton)	unità di forza
<b>m</b>	(metro)	unità di lunghezza
<b>kg</b>	(kilogrammo-massa)	unità di massa
<b>s</b>	(secondo)	unità di tempo

#### Unità di misura derivate

<b>kN</b> (kiloNewton)	$10^3$ N
<b>MN</b>	(megaNewton) $10^6$ N
<b>kgf</b>	(kilogrammo-forza) 1 kgf = 9.81 N
<b>cm</b>	(centimetro) $10^{-2}$ m
<b>mm</b>	(millimetro) $10^{-3}$ m
<b>Pa</b> (Pascal)	1 N/m <sup>2</sup>
<b>kPa</b>	(kiloPascal) $10^3$ N/m <sup>2</sup>
<b>MPa</b>	(megaPascal) $10^6$ N/m <sup>2</sup>
<b>N/m<sup>3</sup></b>	(peso specifico)
<b>g</b> (accelerazione di gravità)	$\sim 9.81$ m/s <sup>2</sup>

#### Corrispondenze notevoli

$$1 \text{ MPa} = 1 \text{ N/mm}^2$$

$$1 \text{ MPa} \sim 10 \text{ kgf/cm}^2$$

$$1 \text{ kN/m}^3 \sim 100 \text{ kgf/m}^3$$

Si utilizzano i seguenti principali simboli con le relative unità di misura normalmente adottate:

$\gamma$ (gamma)	peso dell'unità di volume	(kN/m <sup>3</sup> )
$\sigma$ (sigma)	tensione normale	(N/mm <sup>2</sup> )
$\tau$ (tau)	tensione tangenziale	(N/mm <sup>2</sup> )
$\epsilon$ (epsilon)	deformazione	(m/m - adimensionale)
$\phi$ (fi)	angolo di resistenza	(° sessagesimali)

 <p><b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p><b>LINEA FERROVIARIA TORINO - VENEZIA.</b> <b>TRATTA TORINO - MILANO.</b> <b>NODO DI NOVARA 1^ FASE PRG DI NOVARA BOSCHETTO</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b></p>												
<p><b>RELAZIONE DI CALCOLO</b></p>	<table border="1"> <tr> <td>COMMESSA</td> <td>LOTTO</td> <td>CODIFICA</td> <td>DOCUMENTO</td> <td>REV.</td> <td>FOGLIO</td> </tr> <tr> <td>NMOY</td> <td>00 D 11</td> <td>CL</td> <td>RI0005 001</td> <td>A</td> <td>10 di 81</td> </tr> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	NMOY	00 D 11	CL	RI0005 001	A	10 di 81
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
NMOY	00 D 11	CL	RI0005 001	A	10 di 81								

#### 4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per la realizzazione delle opere in esame si impiegheranno calcestruzzo e acciaio in accordo ai p.ti. 11.2 e 11.3 delle NTC2018.

Nell'approccio agli stati limite, i valori di calcolo delle resistenze dei materiali per le verifiche agli SLU si ottengono dividendo il valore caratteristico della generica resistenza  $r_k$  per il coefficiente di sicurezza del materiale relativo  $\gamma$ :

$$r_d = r_k / \gamma$$

È previsto, pertanto, l'utilizzo dei materiali riportati nei successivi paragrafi, in cui si illustrano le caratteristiche meccaniche.

##### 4.1 Calcestruzzo

Le caratteristiche meccaniche dei calcestruzzi distinte per parte d'ora sono di seguito riportate:

###### **Magroni**

- Classe di resistenza: C12/15
- Resistenza caratteristica cubica:  $R_{ck} = 15 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza caratteristica cilindrica:  $f_{ck} = 12 \text{ N/mm}^2$
- Classe di esposizione: X0
- Classe di consistenza slump: S3
- Contenuto minimo di cemento:  $150 \text{ Kg/m}^3$
- Rapporto A/C:  $\leq 0.60$
- Acqua: Conforme a UNI EN 1008
- Cemento: CEM II/B-M 32.5 R

###### **Strutture in c.a. in elevazione e fondazione:**

- Classe di resistenza: C30/37
- Classe di esposizione: XC3
- Classe di consistenza slump: S4
- Contenuto minimo di cemento:  $300 \text{ Kg/m}^3$
- Rapporto A/C:  $\leq 0.55$

**RELAZIONE DI CALCOLO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0005 001	A	11 di 81

- Aggregato: Conforme a UNI EN 12620
- Massima dimensione aggregato: 32 mm
- Copriferro: 40 mm
- Acqua: Conforme a UNI EN 1008
- Cemento: CEM III/IV
- Resistenza caratteristica cubica:  $R_{ck} = 37 \text{ N/mm}^2$
- Coefficiente sicurezza SLU  $\gamma_C = 1,50$
- Resistenza di calcolo a compressione SLU  $f_{cd} = 0,85 f_{ck} / \gamma_C = 17.40 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) SLU  $f_{ctd} = 0.7 f_{ctk} / \gamma_C = 0.96 \text{ N/mm}^2$

**4.2 Acciaio per c.a.**

Acciaio per c.a. tipo B 450 C secondo DM 14.01.2018 avente le seguenti caratteristiche:

- Tensione caratteristica di snervamento  $f_{yk} > 450 \text{ N/mm}^2$
- Tensione caratteristica di rottura  $f_{tk} > 540 \text{ N/mm}^2$
- Rapporto  $1,15 < (f_t/f_y)_k < 1,35$  (frattile 10%)
- Rapporto  $(f_y/f_{y,nom})_k < 1,25$  (frattile 10%)
- Allungamento  $(A_{gt})_k > 7,5\%$  (frattile 10%)
- Coefficiente sicurezza SLU  $\gamma_S = 1,15$
- Resistenza di calcolo SLU  $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S = 391,30 \text{ N/mm}^2$
- Tensione di calcolo SLE  $\sigma_{y,ad} = 0,80 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$

La rispondenza dei materiali ai requisiti sarà valutata mediante le prescritte prove di accettazione. Con riferimento al p.to 4.1.6.1.3 delle NTC, al fine della protezione delle armature dalla corrosione il valore minimo dello strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) deve rispettare quanto indicato nella tabella C4.1.IV della Circolare n.7 del 21.1.2019 (Tab. 1), riportata di seguito, nella quale sono distinte le tre condizioni ambientali di Tabella 4.1.III delle NTC 2018 (Tab. 2).

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0005 001	A	12 di 81

			barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p elementi a piastra		cavi da c.a.p altri elementi	
$C_{min}$	$C_o$	ambiente	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C28/35	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

Tab. 1 – Tabella C4.1.IV della Circolare n.7 del 21.1.2019

Tab. 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

Tab. 2 – Tabella 4.1.III delle NTC 2018

La classe di esposizione delle strutture in conglomerato cementizio delle rampe scale marciapiede di stazione è XC3; la corrispondente condizione ambientale desunta da Tab. 2 è “*Ordinaria*”. Il copriferro di progetto è pari a **40 mm**.

	<b>LINEA FERROVIARIA TORINO - VENEZIA.</b> <b>TRATTA TORINO - MILANO.</b> <b>NODO DI NOVARA 1^ FASE PRG DI NOVARA BOSCHETTO</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>	COMMESSA NMOY	LOTTO 00 D 11	CODIFICA CL	DOCUMENTO RI0005 001	REV. A

## 5. VITA NOMINALE E CLASSE D'USO

### 5.1 Vita nominale

La vita nominale di una costruzione, così come definita al punto 2.4.1 delle NTC 2018, è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve essere usata per lo scopo al quale è destinata. Essa è la durata alla quale deve farsi espresso riferimento in sede progettuale, in relazione alla durabilità delle costruzioni, nel dimensionare le strutture ed i particolari costruttivi, nella scelta dei materiali e delle eventuali applicazioni e misure protettive per garantire il mantenimento della resistenza e della funzionalità. Facendo riferimento al punto 2.5.1.1.1 del Manuale 2 di Progettazione di RFI, la vita nominale  $V_N$  delle infrastrutture ferroviarie può, di norma, assumersi come indicato in Tab. 3

TIPO DI COSTRUZIONE <sup>(1)</sup>	Vita Nominale [ $V_N$ ] <sup>(1)</sup>
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	$\geq 100$ <sup>(2)</sup>

(1) - La medesima  $V_N$  si applica anche ad apparecchi di appoggio, coprigiunti e impermeabilizzazione delle stesse opere.

(2) - Da definirsi per il singolo progetto a cura di FERROVIE.

Tab. 3 – Vita Nominale delle infrastrutture ferroviarie

In particolare, visto che la linea ferroviaria in esame non rientra nell'elenco delle linee e tratte ferroviarie facenti parte del sistema "Sistema di grande viabilità ferroviaria" ai sensi dell'OPCM N°3274 del 2003 (cfr. Allegato 5 della parte II – Sezione 2 del MdP RFI □) l'opera in oggetto avrà una vita nominale  $V_N$  pari a 75 anni.

### 5.2 Classe d'uso

La norma attribuisce alle costruzioni, in funzione della loro destinazione d'uso e quindi delle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso in conseguenza di un evento sismico, diverse classi d'uso; a ciascuna classe corrisponde un coefficiente d'uso  $C_U$ .

Facendo riferimento al punto 2.5.1.1.2 del Manuale 2 di Progettazione di RFI., la classe d'uso delle infrastrutture

	<b>LINEA FERROVIARIA TORINO - VENEZIA.          TRATTA TORINO - MILANO.          NODO DI NOVARA 1^ FASE PRG DI NOVARA BOSCHETTO          PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>	COMMESSA NMOY	LOTTO 00 D 11	CODIFICA CL	DOCUMENTO RI0005 001	REV. A

ferroviarie può, di norma, assumersi come indicato in Tab. 4:

TIPO DI COSTRUZIONE	Classe d'uso	Coefficiente d'uso [CU]
GRANDI STAZIONI	C IV	2,0
OPERE D'ARTE DEL SISTEMA DI GRANDE VIABILITÀ FERROVIARIA	C III	1,5
INFRASTRUTTURE FERROVIARIE NON STRATEGICHE	C II	1,0

Tab. 4 – Tabella della Classe d'uso e del coefficienti d'uso per le infrastrutture ferroviarie

In particolare, per l'opera in oggetto la classe d'uso a cui far riferimento sarà C = II, a cui corrisponde un coefficiente d'uso  $C_U$  pari a 1,0.

### 5.3 Periodo di riferimento per l'azione sismica

In riferimento a quanto detto nei paragrafi precedenti, il periodo di riferimento  $V_R$  da prendere a riferimento per valutare le azioni sismiche sulla struttura è pari a:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 75 \cdot 1,0 = 75 \text{ anni}$$

	<b>LINEA FERROVIARIA TORINO - VENEZIA.          TRATTA TORINO - MILANO.          NODO DI NOVARA 1^ FASE PRG DI NOVARA BOSCHETTO          PROGETTO DEFINITIVO</b>												
<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>	<table border="1"> <tr> <td>COMMESSA</td> <td>LOTTO</td> <td>CODIFICA</td> <td>DOCUMENTO</td> <td>REV.</td> <td>FOGLIO</td> </tr> <tr> <td>NMOY</td> <td>00 D 11</td> <td>CL</td> <td>RI0005 001</td> <td>A</td> <td>15 di 81</td> </tr> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	NMOY	00 D 11	CL	RI0005 001	A	15 di 81
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
NMOY	00 D 11	CL	RI0005 001	A	15 di 81								

## 6. PARAMETRI GEOTECNICI

I valori caratteristici dei parametri geotecnici e la stratigrafia di riferimento sono stati ottenuti mediante l'interpretazione di prove e misure effettuate in sito tenendo in conto dello studio riportato nella relazione geotecnica e nei profili geotecnici.

Di seguito si riporta la stratigrafia del terreno ed i valori caratteristici dei parametri geotecnici delle differenti unità geotecniche presenti:

- Terreno di riporto – Rilevato di progetto

Nel tratto di linea in esame il presente strato va allocarsi in corrispondenza del fascio binari esistente e di progetto.

- Coesione efficace  $c' = 0$  kPa
- Angolo di resistenza al taglio  $\varphi = 34^\circ\text{-}35^\circ$
- Modulo di deformabilità  $E = 20\text{-}30$  MPa
- Peso per unità di volume  $\gamma = 20.0$  kN/m<sup>3</sup>

- Terreno di riporto – Rilevato di progetto

Descrizione: Unità A Terreno di riporto o terreno vegetale, composto da sabbia fine con limo e ghiaia.

- Coesione efficace  $c' = 0$  kPa
- Resistenza non drenata  $c_u = -$  kPa
- Angolo di resistenza al taglio  $\varphi' = 26^\circ\text{-}30^\circ$
- Modulo di deformabilità  $E = 4\text{-}10$  MPa
- Peso per unità di volume  $\gamma = 18.0 - 19.0$  kN/m<sup>3</sup>

- Terreno - Strato D

Descrizione: Limo con argilla, debolmente sabbioso.

**RELAZIONE DI CALCOLO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0005 001	A	16 di 81

- Coesione efficace  $c' = 0-10$  kPa
- Resistenza non drenata  $c_u = 50-60$  kPa
- Angolo di resistenza al taglio  $\varphi' = 26^\circ-28^\circ$
- Modulo di deformabilità  $E = 8-10$  MPa
- Peso per unità di volume  $\gamma = 18.0 - 19.0$  kN/m<sup>3</sup>

- Terreno - Strato B

Descrizione: ghiaia eterometrica, con clasti poligenici arrotondati, con sabbia da grossolana, talora debolmente limosa.

- Coesione efficace  $c' = 0$  kPa
- Resistenza non drenata  $c_u = -$  kPa
- Angolo di resistenza al taglio  $\varphi' = 40^\circ-44^\circ$
- Modulo di deformabilità  $E = 35-60$  ( $0 < z < 10$ ) Mpa  
45-70 ( $z > 10$ ) MPa
- Peso per unità di volume  $\gamma = 20$  kN/m<sup>3</sup>

Il livello di falda è posto ad una profondità tale da non interessare le opere oggetto della presente relazione.

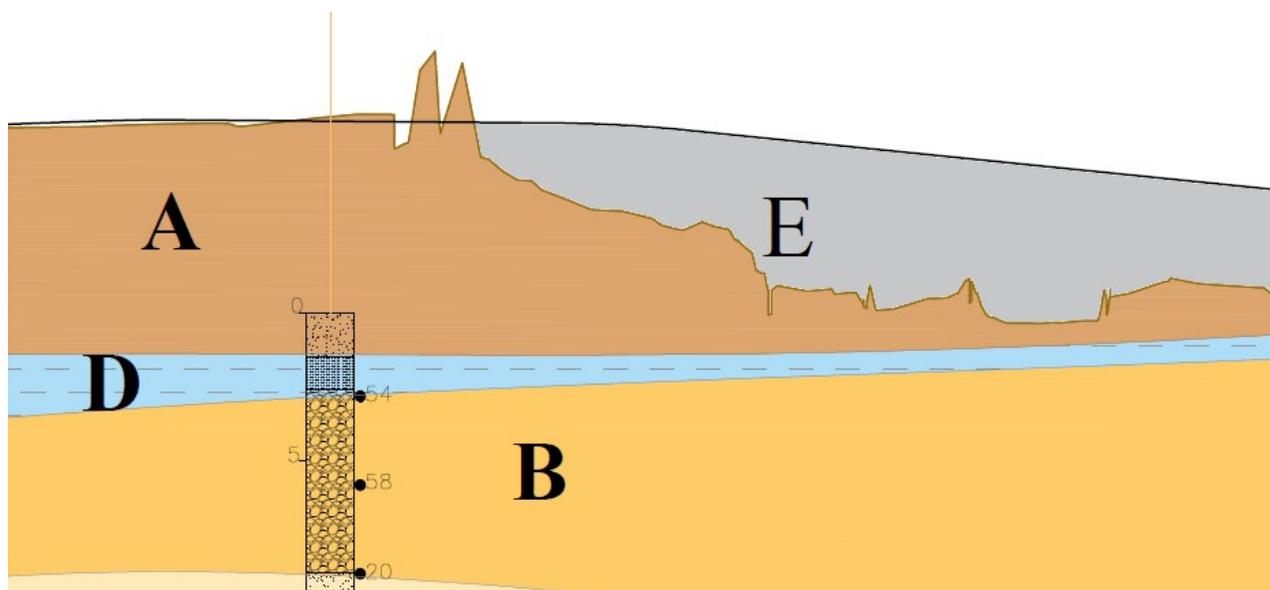


Fig. 5 – Estratto profilo geotecnico – km 66+800.00 ÷ 66+860.00

	<b>LINEA FERROVIARIA TORINO - VENEZIA.</b> <b>TRATTA TORINO - MILANO.</b> <b>NODO DI NOVARA 1^ FASE PRG DI NOVARA BOSCHETTO</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>												
<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>NMOY</td> <td>00 D 11</td> <td>CL</td> <td>RI0005 001</td> <td>A</td> <td>18 di 81</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	NMOY	00 D 11	CL	RI0005 001	A	18 di 81
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
NMOY	00 D 11	CL	RI0005 001	A	18 di 81								

## 7. ANALISI DEI CARICHI

Come prescritto dalle NTC2018, sono state considerate agenti sulla struttura le seguenti condizioni di carico elementari, combinate tra loro in modo da determinare gli effetti più sfavorevoli ai fini delle verifiche dei singoli elementi strutturali:

- peso proprio strutture;
- carichi permanenti non strutturali;
- sovraccarico variabile;
- azione sismica;
- spinta del terreno in condizioni sismiche

### 7.1 Peso proprio Strutture

I carichi permanenti strutturali si riferiscono ad un metro lineare di estensione del muro di fondazione e sono:

- peso proprio dell'opera di fondazione;
- spinta del terreno a monte dell'opera di fondazione.

Il peso proprio dell'opera di fondazione, corrisponde ad un carico verticale e dipende esclusivamente dalle dimensioni geometriche dell'opera e dal peso specifico del calcestruzzo armato:

$$\gamma_{cls} = 25.00 \text{ kN/m}^3$$

0

$$S_{G1} = \gamma_t \cdot H^2 / 2 \cdot k_a$$

dove:

- $\gamma_t$  è il peso specifico del terreno a monte del paramento (nel caso specifico si riferisce al rilevato)
- $H$  è la somma tra l'altezza dell'opera di sostegno e l'eventuale spessore dello strato di terreno inclinato a monte dell'opera, in corrispondenza della superficie ideale di spinta;

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>LINEA FERROVIARIA TORINO - VENEZIA.</b> <b>TRATTA TORINO - MILANO.</b> <b>NODO DI NOVARA 1^ FASE PRG DI NOVARA BOSCHETTO</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>	COMMESSA NMOY	LOTTO 00 D 11	CODIFICA CL	DOCUMENTO RI0005 001	REV. A

- $k_a$  è il coefficiente di spinta attiva valutato secondo l'espressione fornita da Coulomb.

Per una pendenza del terreno a monte, inferiore all'angolo di attrito del terreno, il coefficiente di spinta secondo la teoria di Coulomb dipende dall'angolo di attrito del terreno " $\varphi$ ", dall'angolo di inclinazione del terreno a monte della superficie ideale di spinta " $\varepsilon$ ", dall'angolo di attrito terreno/paramento " $\delta$ " e dall'angolo di inclinazione che il paramento forma con il piano orizzontale " $\psi$ ". Il coefficiente di spinta attiva vale:

$$k_a = \frac{\sin^2(\psi + \varphi)}{\sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \delta) \cdot \left[ 1 - \frac{\sqrt{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \varepsilon)}}{\sqrt{\sin(\psi - \delta) \cdot \sin(\psi + \varepsilon)}} \right]^2}$$

## 7.2 Carichi Permanenti non Strutturali

Si considera il peso della recinzione per metro lineare dato dal peso del montante costituito dall'IPE80 e del grigliato di recinzione:

$$g_2 = 1.2 \text{ kN/m}$$

## 7.3 Sovraccarico Accidentale

- Carichi variabili a tergo della fondazione

Non risultano carichi a tergo della fondazione

## 7.4 Azione Sismica

Descrizione generale dell'opera	
Ubicazione	Comune di NOVARA (NO) (Regione PIEMONTE)
	Località NOVARA BOSCHETTO (NO)
	Longitudine 8.6179, Latitudine 45.4415

Parametri della struttura			
Classe d'uso	Vita Vn [anni]	Coeff. Uso	Periodo Vr [anni]
II	75.0	1.0	75.0

In questo paragrafo si riporta il calcolo dell'azione sismica secondo le modalità previste dalle "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni DM 17 gennaio 2018".

In base alla collocazione geografica del sito più gravoso si ritrovano i seguenti valori della griglia dei dati sismici:

### FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

Ricerca per comune

LONGITUDINE  
8.6179

LATTITUDINE  
45.4415

REGIONE  
Piemonte

PROVINCIA  
Novara

COMUNE  
Novara

Elaborazioni grafiche

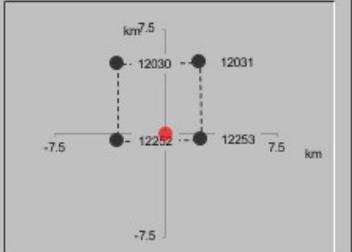
Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

Interpolazione  
superficie rigata

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

ed i relativi parametri caratteristici:

### Valori dei parametri $a_g$ , $F_o$ , $T_C^*$ per i periodi di ritorno $T_R$

SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_o$ [-]	$T_C^*$ [s]
SLO	45	0.017	2.503	0.168
SLD	75	0.021	2.554	0.180
SLV	712	0.041	2.647	0.293
SLC	1462	0.048	2.702	0.316

In merito alla scelta della vita nominale il progetto colloca le opere all'interno del seguente tipo di costruzione:

- Opere ordinarie  $V_N \geq 50$  anni

Nel caso specifico in studio si assume quanto segue:

$V_N = 75$  anni

Classe d'uso II

$C_U = 1.0$

#### FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) -  $V_N$   info

Coefficiente d'uso della costruzione -  $c_u$   info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) -  $V_k$   info

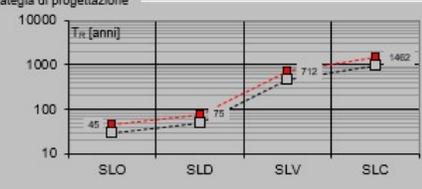
Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) -  $T_k$   info

Stati limite di esercizio - SLE	<table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 50%; border-right: 1px solid black;">SLO - <math>P_{VE} = 81\%</math></td> <td style="width: 50%;"><input style="width: 80px;" type="text" value="45"/></td> </tr> <tr> <td style="border-right: 1px solid black;">SLD - <math>P_{VE} = 63\%</math></td> <td><input style="width: 80px;" type="text" value="75"/></td> </tr> <tr> <td style="border-right: 1px solid black;">SLV - <math>P_{VE} = 10\%</math></td> <td><input style="width: 80px;" type="text" value="712"/></td> </tr> <tr> <td style="border-right: 1px solid black;">SLC - <math>P_{VE} = 5\%</math></td> <td><input style="width: 80px;" type="text" value="1462"/></td> </tr> </table>	SLO - $P_{VE} = 81\%$	<input style="width: 80px;" type="text" value="45"/>	SLD - $P_{VE} = 63\%$	<input style="width: 80px;" type="text" value="75"/>	SLV - $P_{VE} = 10\%$	<input style="width: 80px;" type="text" value="712"/>	SLC - $P_{VE} = 5\%$	<input style="width: 80px;" type="text" value="1462"/>
SLO - $P_{VE} = 81\%$	<input style="width: 80px;" type="text" value="45"/>								
SLD - $P_{VE} = 63\%$	<input style="width: 80px;" type="text" value="75"/>								
SLV - $P_{VE} = 10\%$	<input style="width: 80px;" type="text" value="712"/>								
SLC - $P_{VE} = 5\%$	<input style="width: 80px;" type="text" value="1462"/>								

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

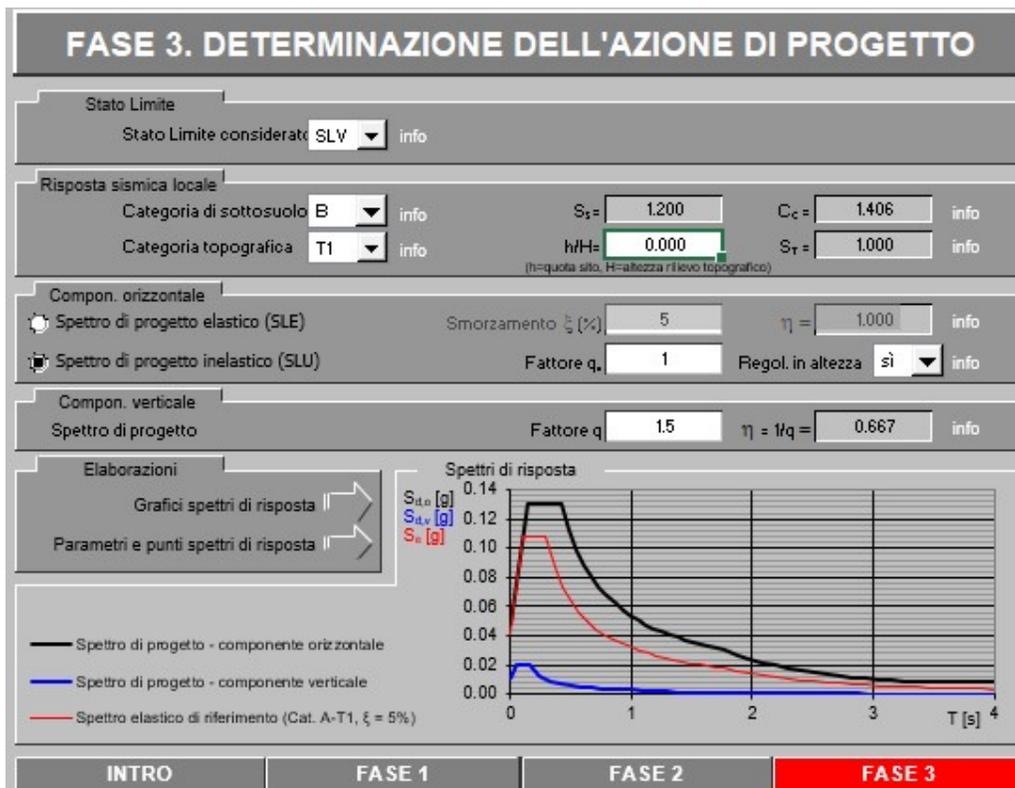
INTRO	FASE 1	FASE 2	FASE 3
-------	--------	--------	--------

Si considera il terreno di fondazione all'interno della classe di sottosuolo di tipo B.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>LINEA FERROVIARIA TORINO - VENEZIA.</b> <b>TRATTA TORINO - MILANO.</b> <b>NODO DI NOVARA 1^ FASE PRG DI NOVARA BOSCHETTO</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>	COMMESSA NMOY	LOTTO 00 D 11	CODIFICA CL	DOCUMENTO RI0005 001	REV. A

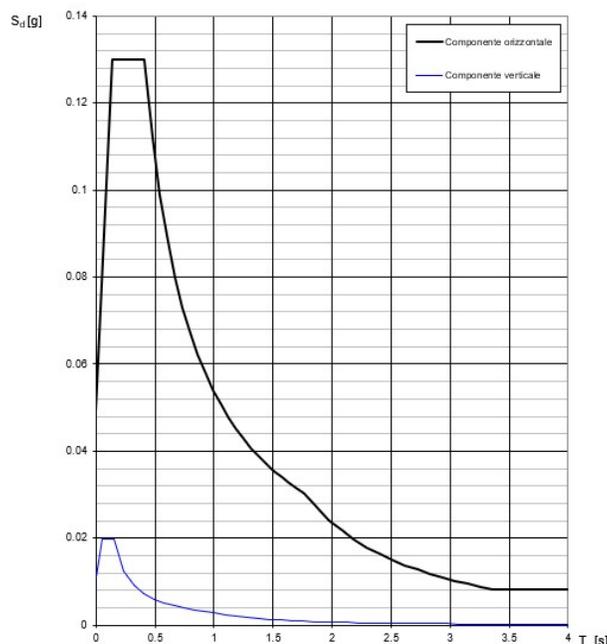
Si collocano il sito nella categoria topografica T1.

Seguono gli spettri in SLV:



Di seguito si riporta a titolo di esempio lo spettro di progetto per lo Stato Limite di salvaguardia della Vita SLV relativamente alle componenti orizzontali, con coefficiente di smorzamento strutturale canonico pari al 5%.

**Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato li SLV**



Seguono gli spettri in SLD:

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

**Stato Limite**  
Stato Limite considerato: SLD info

---

**Risposta sismica locale**  
 Categoria di sottosuolo: B info       $S_B = 1.200$        $C_C = 1.549$  info  
 Categoria topografica: T1 info       $h/H = 0.000$        $S_T = 1.000$  info  
(in quota sito, H=altezza rilievo topografico)

---

**Compon. orizzontale**  
 Spettro di progetto elastico (SLE)      Smorzamento  $\xi$  (%): 5       $\eta_1 = 1.000$  info  
 Spettro di progetto inelastico (SLU)      Fattore  $q_s$ : 1      Regol. in altezza: si info

---

**Compon. verticale**  
 Spettro di progetto      Fattore  $q_v$ : 1.5       $\eta_1 = 1/q_v = 0.667$  info

---

**Elaborazioni**  
 Grafici spettri di risposta ⇨  
 Parametri e punti spettri di risposta ⇨

$S_{d,h}$  [g]

$S_{d,v}$  [g]

$S_e$  [g]

**Spettri di risposta**

— Spettro di progetto - componente orizzontale  
 — Spettro di progetto - componente verticale  
 — Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1,  $\xi = 5\%$ )

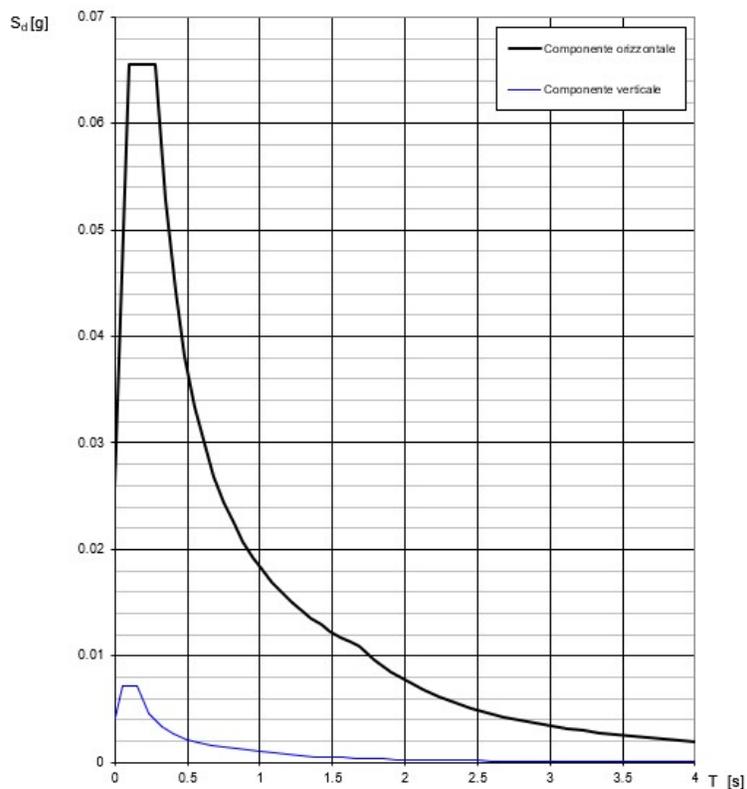
INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

**RELAZIONE DI CALCOLO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0005 001	A	24 di 81

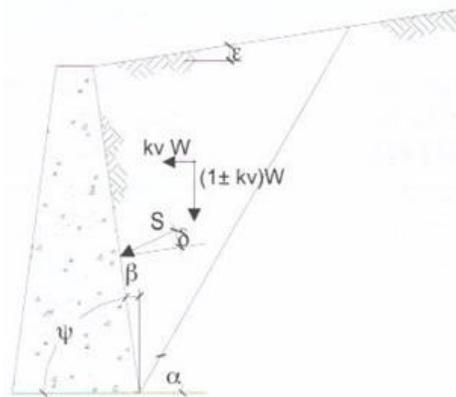
Di seguito si riporta a titolo di esempio lo spettro elastico per lo Stato Limite di salvaguardia della Vita SLD relativamente alle componenti orizzontali, con coefficiente di smorzamento strutturale canonico pari al 5%.

**Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato li SLD**



### 7.5 Sovrappinta Sismica

L'analisi delle spinte sul muro di sostegno in condizioni sismiche è eseguita attraverso metodi pseudo-statici. Nell'ipotesi di muro libero di ruotare il metodo più appropriato è quello di Mononobe-Okabe, il quale rappresenta un'estensione del criterio di Coulomb in cui il cuneo di rottura si muove come un corpo rigido soggetto ad accelerazioni verticali e orizzontali.



Tali accelerazioni sono espresse in funzione dei coefficienti di intensità sismica  $k_h$  e  $k_v$  definiti al paragrafo 7.11.3.5.2 delle NTC 18.

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

$$K_v = \pm 0,5 \cdot K_h$$

dove:

- $\beta_m$  è il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;
- $a_{\max}$  è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito
- $g$  è l'accelerazione di gravità.

Si precisa che per muri su pali il coefficiente di amplificazione è assunto pari a  $2\beta_m$ .

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

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

dove:

 <p><b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p><b>LINEA FERROVIARIA TORINO - VENEZIA.</b> <b>TRATTA TORINO - MILANO.</b> <b>NODO DI NOVARA 1^ FASE PRG DI NOVARA BOSCHETTO</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b></p>												
<p><b>RELAZIONE DI CALCOLO</b></p>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>NMOY</td> <td>00 D 11</td> <td>CL</td> <td>RI0005 001</td> <td>A</td> <td>26 di 81</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	NMOY	00 D 11	CL	RI0005 001	A	26 di 81
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
NMOY	00 D 11	CL	RI0005 001	A	26 di 81								

- S il coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica SS e dell'amplificazione topografica ST;
- ag è l'accelerazione massima attesa su sito di riferimento rigido.

I valori di  $\beta_m$  sono riportati di seguito:

$\beta_m=0.38$  nello stato limite ultimo SLV

$\beta_m=0.47$  nello stato limite di esercizio SLD

Tali valori sono incrementati del 50% nel caso di verifica a ribaltamento.

Nel metodo considerato le condizioni di equilibrio limite sono espresse ancora da coefficienti di spinta attiva e passiva definiti a partire dalla geometria del sistema e dalle condizioni sismiche di calcolo.

La spinta attiva del terrapieno in condizioni sismiche vale:

$$S_{G1} = \gamma_t \cdot H^2 / 2 \cdot k_{ae}$$

dove:

- $\gamma_t$  è il peso specifico del terreno a monte del paramento (nel caso specifico ci si riferisce all'unità geotecnica del rilevato)
- H è la somma tra l'altezza dell'opera di sostegno e l'eventuale spessore dello strato di terreno inclinato a monte dell'opera, in corrispondenza della superficie ideale di spinta;
- $k_{ae}$  è il coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche.

Il coefficiente di spinta può valutarsi in accordo con le seguenti relazioni:

- per  $\varepsilon \leq \varphi - \theta$

$$k_{a,e} = \frac{\sin^2(\psi + \varphi - \theta)}{\cos \theta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \delta - \theta) \cdot \left[ 1 - \frac{\sqrt{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \varepsilon - \theta)}}{\sqrt{\sin(\psi - \delta - \theta) \cdot \sin(\psi + \varepsilon)}} \right]^2};$$

- per  $\varepsilon > \varphi - \theta$

$$k_{a,e} = \frac{\sin^2(\psi + \varphi - \theta)}{\cos \theta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \delta - \theta)};$$

Il parametro  $\theta$  dipende dal parametro sismico  $k_h$  e  $k_v$  ed è definito come:

$$\theta = \arctg \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$

In presenza di falda a monte,  $\theta$  assume le seguenti espressioni:

- terreno a bassa permeabilità  $\theta = \arctg [( \gamma_{sat} / (\gamma_{sat} - \gamma_w) ) * (kH / (1 \pm kV))]$
- terreno a permeabilità elevata  $\theta = \arctg [( \gamma / (\gamma_{sat} - \gamma_w) ) * (kH / (1 \pm kV))]$

Detta S la spinta calcolata in condizioni statiche, l'incremento di spinta da applicare è espresso da:

$$\Delta S = AS' - S$$

Dove il coefficiente A vale:

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2\beta \cos\theta}$$

In presenza di falda a monte nel coefficiente A si tiene conto dell'influenza dei pesi di volume nel calcolo di  $\theta$ . Adottando il metodo di Mononobe-Obake per il calcolo della spinta, il coefficiente A viene posto pari a 1.

Per la presenza carico verticale permanente non strutturale, la spinta del terreno presenta un incremento e vale:

$$S_{G2} = G_2 \cdot H \cdot k_{ac}$$

Per la presenza carico verticale variabile dovuto alla folla, la spinta del terreno presenta un incremento e vale:

$$S_{G2} = Q_{sism} \cdot H \cdot k_{ac}$$

In condizioni sismiche il carico variabile dovuto alla folla è il 20% del carico valutato in condizioni statiche.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>LINEA FERROVIARIA TORINO - VENEZIA.</b> <b>TRATTA TORINO - MILANO.</b> <b>NODO DI NOVARA 1^ FASE PRG DI NOVARA BOSCHETTO</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>	COMMESSA NMOY	LOTTO 00 D 11	CODIFICA CL	DOCUMENTO RI0005 001	REV. A

## 8. DEFINIZIONE DELLE COMBINAZIONI

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni (§ 2.5.3 delle NTC 2018):

- combinazione fondamentale (SLU):

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

- combinazione sismica:

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

- combinazione eccezionale:

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

- combinazione Rara (SLE irreversibile):

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

- combinazione Frequente (SLE reversibile):

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

- combinazione Quasi Permanente (SLE per gli effetti a lungo termine):

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

Le condizioni elementari di carico sono opportunamente combinate per determinare le condizioni più sfavorevoli per le verifiche strutturali e geotecniche. Nelle verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali e geotecnici è stato adottato l'Approccio2, i cui coefficienti di sicurezza per azioni e resistenze si riferiscono ad A1+M1+R3. Per le verifiche geotecniche relative alla stabilità globale si utilizza la combinazione A2+M2+R2.

Nella tabella che segue si riportano i coefficienti parziali per le azioni.

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2$ <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_{Q}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Per i carichi permanenti  $G_2$  si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti  $\gamma_{G1}$

Le verifiche strutturali e geotecniche nelle condizioni di carico eccezionali, secondo quanto riportato al paragrafo §4.1.4 delle NTC 18, sono state svolte applicando coefficienti parziali di sicurezza unitari alle resistenze dei materiali.

Inoltre, per la valutazione delle sollecitazioni allo SLU, nel foglio di calcolo che si utilizza per il dimensionamento della struttura non si ha distinzione tra carichi permanenti strutturali G1 e non strutturali G2. In fase di calcolo si considera il carico G2 come completamente definito, pertanto si adotta lo stesso coefficiente previsto per i carichi strutturali G1.

	<b>LINEA FERROVIARIA TORINO - VENEZIA.</b> <b>TRATTA TORINO - MILANO.</b> <b>NODO DI NOVARA 1^ FASE PRG DI NOVARA BOSCHETTO</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>												
<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>NMOY</td> <td>00 D 11</td> <td>CL</td> <td>RI0005 001</td> <td>A</td> <td>30 di 81</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	NMOY	00 D 11	CL	RI0005 001	A	30 di 81
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
NMOY	00 D 11	CL	RI0005 001	A	30 di 81								

## 9. CRITERI DI ANALISI

Le verifiche geotecniche e strutturali dei muri di sostegno, oggetto della presente relazione di calcolo, sono condotte attraverso l'utilizzo di fogli di calcolo "Excel" appositamente sviluppati e validati.

Lo studio del muro si effettua prendendo a riferimento due fasi distinte:

- fase 1: il muro non presenta il terreno a tergo dell'opera. In questa fase il muro si verifica nel rispetto della sola condizione statica essendo una situazione transitoria.
- fase 2: il muro si trova in condizione di esercizio ed è soggetto alle azioni trasmesse dal terreno a tergo dell'opera e dai carichi permanenti e variabili.

Dal momento che le situazioni più gravose per le opere in esame si riscontrano nella fase 2, nel seguito si riporteranno i tabulati di calcolo relativi solo alla seconda fase.

Le verifiche geotecniche si eseguono per condizioni di carico statico e sismico. Nel primo caso si prendono a riferimento le prescrizioni riportate al paragrafo 6.5.3.1.1 delle NTC 2018. Per il secondo caso si prendono a riferimento le prescrizioni riportate al paragrafo 7.11.6.2.2 delle NTC 2018.

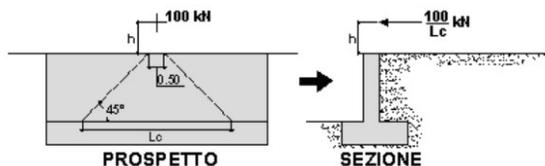
Le verifiche strutturali si eseguono in accordo con le prescrizioni al paragrafo 4.1 delle NTC 2018.

Per quanto riguarda le azioni concentrate, laddove presenti, si considera una differente lunghezza di diffusione del carico. Si ricorda che per entrambe le tipologie di verifiche, queste si eseguono riferendo le azioni ad 1 m di muro. L'effetto di ciascuna azione cambia ed è differente se la verifica è di tipo geotecnico o strutturale. Nel caso delle verifiche geotecniche, per riportare tali azioni a carichi a metro lineare, si divide l'azione puntuale per la lunghezza del concio di muro da analizzare. Si considera ciascun concio di muro di una lunghezza pari a quella compresa tra i due giunti strutturali. Ad esempio, prendendo a riferimento la condizione di ribaltamento, il muro si comporta come un corpo rigido e ribalta tutto quanto per effetto di tale azione concentrata.

Relativamente alle verifiche strutturali, l'effetto di un'azione concentrata è tale da limitarsi ad una limitata estensione longitudinale del muro. In fase di calcolo strutturale si considera una diffusione del carico trasversale secondo un'inclinazione a 45°, lungo l'altezza H del paramento del muro di sostegno. In tal caso la lunghezza di muro interessata dall'azione concentrata vale:

$$L_{STR} = 2 \cdot H \cdot \tan(45^\circ)$$

Nella figura che segue si riporta un'immagine esemplificativa relativa alla condizione di urto di un veicolo in svio.



### 9.1 Verifiche Geotecniche

Le verifiche geotecniche prese a riferimento per lo studio dei muri di sostegno in esame sono le seguenti:

- Verifiche al ribaltamento;
- Verifica allo scorrimento;
- Verifiche al carico limite della fondazione;
- Verifiche di stabilità globale.

L'approccio di verifica adottato per le verifiche geotecniche è l'approccio A1+M1+R3 ad eccezione della verifica di stabilità per cui si considera l'approccio A2+M2+R2. I coefficienti parziali per le azioni sono riportati al paragrafo precedente.

Nella tabella che segue si riportano i coefficienti parziali per i materiali.

**Tabella 6.2.II** – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_M$ $\gamma_{\phi'}$	1.0	1.25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1.0	1.25
Resistenza non drenata	$c_{sk}$	$\gamma_{cu}$	1.0	1.4
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_f$	1.0	1.0

Per le verifiche geotecniche in condizioni statiche, si adottano i seguenti coefficienti di sicurezza.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>LINEA FERROVIARIA TORINO - VENEZIA.</b> <b>TRATTA TORINO - MILANO.</b> <b>NODO DI NOVARA 1^ FASE PRG DI NOVARA BOSCHETTO</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>	COMMESSA NMOY	LOTTO 00 D 11	CODIFICA CL	DOCUMENTO RI0005 001	REV. A

Tab. 6.5.I - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di muri di sostegno

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1,15$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,4$

Per le verifiche di sicurezza da svolgere nei confronti della stabilità globale il coefficiente di sicurezza è definito al paragrafo §6.8.2

Coefficiente	R2
$\gamma_R$	1.1

Nella verifica a ribaltamento i coefficienti R3 della Tab. 6.5.I si applicano agli effetti delle azioni stabilizzanti.

Per le verifiche geotecniche in condizioni sismiche, si adottano gli stessi coefficienti di sicurezza definiti in condizioni statiche.

A seguire si riporta una breve descrizione delle verifiche geotecniche da eseguire per il dimensionamento delle fondazioni.

#### Verifica al ribaltamento

La verifica a ribaltamento consiste nel determinare il momento risultante di tutte le forze che tendono a fare ribaltare il muro (momento ribaltante  $M_r$ ) ed il momento risultante di tutte le forze che tendono a stabilizzare il muro (momento stabilizzante  $M_s$ ) rispetto allo spigolo a valle della fondazione e verificare che il rapporto  $M_s/M_r$  sia maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza  $\eta_r$ .

Il momento ribaltante  $M_r$  è dato dalle forze trasmesse dalla componente orizzontale della spinta  $S$ , dalle forze di inerzia del muro e del terreno gravante sulla fondazione di monte. Nel momento stabilizzante interviene il peso del muro (applicato nel baricentro) ed il peso del terreno gravante sulla fondazione di monte.

	<b>LINEA FERROVIARIA TORINO - VENEZIA.</b> <b>TRATTA TORINO - MILANO.</b> <b>NODO DI NOVARA 1^ FASE PRG DI NOVARA BOSCHETTO</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>												
<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>	<table border="1"> <tr> <td>COMMESSA</td> <td>LOTTO</td> <td>CODIFICA</td> <td>DOCUMENTO</td> <td>REV.</td> <td>FOGLIO</td> </tr> <tr> <td>NMOY</td> <td>00 D 11</td> <td>CL</td> <td>RI0005 001</td> <td>A</td> <td>33 di 81</td> </tr> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	NMOY	00 D 11	CL	RI0005 001	A	33 di 81
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
NMOY	00 D 11	CL	RI0005 001	A	33 di 81								

Per quanto riguarda la componente verticale della spinta essa, in quanto associata ad un'azione esterna ribaltante, comporterà un effetto benefico di riduzione del momento ribaltante solo se l'angolo d'attrito terra-muro  $\delta$  è positivo.

#### Verifica a scorrimento

Per la verifica a scorrimento del muro lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere il muro deve essere minore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza. La verifica a scorrimento risulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento  $F_r$  e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere il muro  $F_s$  risulta maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza  $\eta_s$ .

Le forze che intervengono nella  $F_s$  sono: la componente della spinta parallela al piano di fondazione e la componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione.

La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Tale forza dipende dalla componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione, dalla componente verticale della spinta (vale solo se l'angolo  $\alpha$  è positivo) e dall'angolo di attrito terreno fondazione.

Non è stato considerato alcun contributo di spinta passiva.

#### Verifica al carico limite di fondazione

La verifica al carico limite di fondazione è una verifica a rottura del terreno di fondazione. Tale verifica si ritiene soddisfatta se il rapporto tra il carico limite in fondazione  $Q_u$  e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi dal muro sul terreno di fondazione risulta superiore al fattore di sicurezza definito dalle NTC 18.

La verifica di capacità portante verticale si esegue in accordo con le espressioni di Brinch-Hansen del 1970, prendendo a riferimento una condizione di terreno incoerente.

#### Verifica della stabilità globale

La verifica è effettuata ricorrendo ai metodi di calcolo della stabilità dei pendii e consiste nel ricercare, tra le possibili superfici di rottura, quella che presenta il minor coefficiente di sicurezza e nel confrontare, quindi, le resistenze e le azioni sollecitanti lungo tale superficie. Secondo questi metodi è

	<b>LINEA FERROVIARIA TORINO - VENEZIA.          TRATTA TORINO - MILANO.          NODO DI NOVARA 1^ FASE PRG DI NOVARA BOSCHETTO          PROGETTO DEFINITIVO</b>					
<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>	COMMESSA NMOY	LOTTO 00 D 11	CODIFICA CL	DOCUMENTO RI0005 001	REV. A	FOGLIO 34 di 81

necessario ipotizzare una superficie di scorrimento del terreno di forma qualsiasi, passante al di sotto del muro e valutare, rispetto al generico polo, i momenti instabilizzanti, generati dalle forze peso, ed i momenti resistenti, generati dalle reazioni del terreno.

In letteratura sono presenti vari metodi (Fellenius, Bishop, Bell, Jambu, MorgensternPrice, etc). La procedura utilizzata nel seguito è quella che si rifà alla trattazione proposta da Bishop.

## 9.2 Verifiche Strutturali

Le verifiche sono condotte nel rispetto di quanto dichiarato nel paragrafo 4.1.2 delle NTC 2018.

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 condotte nel progetto. Ulteriori dettagli specifici, laddove impiegati, sono dichiarati e motivati nelle relative risultanze delle verifiche.

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.

## 9.3 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.

## 9.4 Verifica agli stati limite ultimi a taglio

La verifica di resistenza nei confronti delle sollecitazioni taglianti si esegue nel rispetto delle prescrizioni riportate al paragrafo 4.1.2.3 delle NTC 2018.

Per prima cosa si valuta il soddisfacimento delle verifiche considerando elementi strutturali senza armature trasversali resistenti a taglio (paragrafo 4.1.2.3.5.1 delle NTC 2018). Qualora tale verifica non

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>LINEA FERROVIARIA TORINO - VENEZIA.</b> <b>TRATTA TORINO - MILANO.</b> <b>NODO DI NOVARA 1^ FASE PRG DI NOVARA BOSCHETTO</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>	COMMESSA NMOY	LOTTO 00 D 11	CODIFICA CL	DOCUMENTO RI0005 001	REV. A

risultasse soddisfatta si procede con il calcolo del taglio resistente considerando il caso di elementi con armature trasversali resistenti al taglio (paragrafo 4.1.2.3.5.2 delle NTC 2018).

La verifica allo stato limite ultimo per azioni di taglio è condotta secondo quanto prescritto dal DM14/01/2018, per elementi con armatura a taglio verticali.

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

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ \left[ \frac{0.18}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d; \left( v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d \right\}, \text{ resistenza}$$

di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio

$$V_{Rd,s} = 0.9 \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \alpha + \cot \vartheta) \cdot \text{sen} \alpha, \text{ valore di progetto dello sforzo di taglio che può}$$

essere sopportato dall'armatura a taglio alla tensione di snervamento

$$V_{Rd,max} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} (\cot \alpha + \cot \vartheta) / (1 + \cot^2 \vartheta), \text{ valore di progetto del massimo sforzo di}$$

taglio che può essere sopportato dall'elemento, limitato dalla rottura delle bielle compresse.

Nelle espressioni precedenti, i simboli hanno i seguenti significati:

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

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

$A_{sl}$  è l'area dell'armatura tesa;

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

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

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

$A_c$  è l'area della sezione di calcestruzzo;

 <p><b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p><b>LINEA FERROVIARIA TORINO - VENEZIA.</b> <b>TRATTA TORINO - MILANO.</b> <b>NODO DI NOVARA 1^ FASE PRG DI NOVARA BOSCHETTO</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b></p>												
<p><b>RELAZIONE DI CALCOLO</b></p>	<table border="1"> <tr> <td>COMMESSA</td> <td>LOTTO</td> <td>CODIFICA</td> <td>DOCUMENTO</td> <td>REV.</td> <td>FOGLIO</td> </tr> <tr> <td>NMOY</td> <td>00 D 11</td> <td>CL</td> <td>RI0005 001</td> <td>A</td> <td>36 di 81</td> </tr> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	NMOY	00 D 11	CL	RI0005 001	A	36 di 81
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
NMOY	00 D 11	CL	RI0005 001	A	36 di 81								

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

$1 \leq \cot \vartheta \leq 2.5$  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.

### 9.5 Verifica agli stati limite d'esercizio

Si effettuano le seguenti verifiche agli stati limite di esercizio secondo quanto riportato nel Manuale di Progettazione delle Opere Civili - Parte II - Sezione 2 - Ponti e Strutture:

- stato limite delle tensioni in esercizio;
- stato limite di fessurazione;

Le verifiche si eseguono considerando la sola combinazione rara. Per la verifica sullo stato tensionale si prendono a riferimento le prescrizioni riportate al paragrafo 2.5.1.8.3.2.1 del Manuale 2 di Progettazione di RFI.

Per la verifica sullo stato tensionale si prendono a riferimento le prescrizioni riportate al paragrafo 2.5.1.8.3.2.4 del Manuale 2 di Progettazione di RFI. Nel caso in esame considerando condizioni ambientali aggressive.

#### Stato limite delle tensioni in esercizio

Si esegue il 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:

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>LINEA FERROVIARIA TORINO - VENEZIA.</b> <b>TRATTA TORINO - MILANO.</b> <b>NODO DI NOVARA 1^ FASE PRG DI NOVARA BOSCHETTO</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>	COMMESSA NMOY	LOTTO 00 D 11	CODIFICA CL	DOCUMENTO RI0005 001	REV. A

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

$\sigma_c < 0.40 \cdot f_{ck}$   $\sigma_c < 0.40$  per combinazione di carico quasi permanente  $\sigma_s < 0.80$

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

#### Stato limite di fessurazione

Si verifica che le aperture delle fessure siano inferiori al valore limite dell'apertura determinato in funzione della classe di esposizione e delle condizioni ambientali del singolo elemento:

Tab. 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

Tab. 5 – Condizioni ambientali

Tab. 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile Stato limite	$w_k$	Poco sensibile Stato limite	$w_k$
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

Tab. 6 – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

L'apertura convenzionale delle fessure, calcolata con la combinazione caratteristica (rara) per gli SLE, dovrà risultare inferiore al valore nominale di riferimento  $w_1$  per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili:

$$w_1 = 0.20 \text{ mm}$$

In particolare si effettuano le seguenti verifiche:

VERIFICA A FESSURAZIONE	VALORI LIMITE DELLE APERTURE		
	CLASSE ESPOSIZIONE	CONDIZIONI AMBIENTALI	RARA
	XC3	ORDINARIE	$w_1$

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>LINEA FERROVIARIA TORINO - VENEZIA.</b> <b>TRATTA TORINO - MILANO.</b> <b>NODO DI NOVARA 1^ FASE PRG DI NOVARA BOSCHETTO</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>	COMMESSA NMOY	LOTTO 00 D 11	CODIFICA CL	DOCUMENTO RI0005 001	REV. A

## 10. ANALISI STRUTTURALE

Per le verifiche dei muri di sostegno sono stati utilizzati dei fogli Excel. Il calcolo tiene in conto una striscia unitaria di muro e viene implementato uno schema statico per le verifiche delle sezioni.

Dati Geotecnici				valori caratteristici SLE		valori di progetto	
				STR/GEO	RIB		
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	$\phi'$	35.00		35.00	35.00
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma'$	20.00		20.00	20.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	$\delta$	21.00		21.00	21.00
Dati Terreno Fondazione	Condizioni		<input checked="" type="radio"/> drenate <input type="radio"/> Non Drenate				
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	$c'$	0.00		0.00	0.00
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	$\phi_1'$	35.00		35.00	35.00
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_1$	20.00		20.00	20.00
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_d$	20.00		20.00	20.00
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2'B)	(m)	Hs	3.20			
	Modulo di deformazione	(kN/m <sup>2</sup> )	E	25000.00			
Dati Sismici	Fase di progettazione	2	Muro con terrapieno	SLV		SLD	
	Accelerazione sismica			$a_s/g$ 0.041 (-)		$a_s/g$ 0.021 (-)	
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico			$S_s$ 1.2 (-)		$S_s$ 1.2 (-)	
	Coefficiente Amplificazione Topografico			$S_T$ 1.000 (-)		$S_T$ 1.000 (-)	
	Categoria di sottosuolo			$C_s$ B (-)		$C_s$ B (-)	
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima			$\beta_s$ 0.380 (-)		$\beta_s$ 0.470 (-)	
	Coefficiente sismico orizzontale			kh 0.0187 (-)		kh 0.0118 (-)	
	Coefficiente sismico verticale			kv 0.0093 (-)		kv 0.0059 (-)	
	Muro libero di traslare o ruotare			<input type="radio"/> si <input checked="" type="radio"/> no			
Coefficienti di Spinta			SLE	STR/GEO	RIB	STR/SLD	
	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0.245	0.245	0.245	0.245	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0.281	0.281	0.286	0.281	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0.281	0.281	0.286	0.281	
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	3.690	3.690	3.690	3.690	
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	3.654	3.654	3.637	3.637	
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	3.654	3.654	3.635	3.635	

A seguire le caratteristiche i parametri geotecnici caratteristici utilizzati durante le analisi. I parametri geotecnici adottati per la verifica geotecnica di stabilità globale, già scalati per i coefficienti di sicurezza previsti dall'approccio utilizzato, sono:

	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi$ [°]	c [kPa]	Descrizione
<b>materiale 1</b>	20.00	29.26	0.00	Terrapieno
<b>materiale 2</b>	20.00	29.26	0.00	Terreno di fondazione

## Diagrammi di spinta del terreno

Prima di riportare le verifiche per la tipologia di muro analizzata, si riportano di seguito le formulazioni analitiche adottate per il calcolo delle spinte in condizioni statica e sismica con i relativi diagrammi qualitativi.

### CONDIZIONE STATICA

#### SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta totale condizione statica

$$St = 0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$$

$$Sq \text{ perm} = qp \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$$

$$Sq \text{ acc} = q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$$

### CONDIZIONE SISMICA +

#### SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica +

$$Sst1 \text{ stat} = 0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$$

$$Sst1 \text{ sism} = 0,5 \cdot \gamma \cdot (1 + kv) \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot kas^+ - Sst1 \text{ stat}$$

$$Ssq1 \text{ perm} = qp \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot kas^+$$

$$Ssq1 \text{ acc} = qs \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot kas^+$$

### CONDIZIONE SISMICA -

#### SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica -

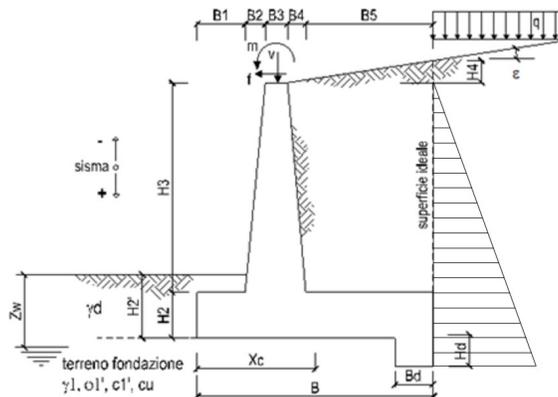
$$Sst1 \text{ stat} = 0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$$

$$Sst1 \text{ sism} = 0,5 \cdot \gamma \cdot (1 - kv) \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot kas^- - Sst1 \text{ stat}$$

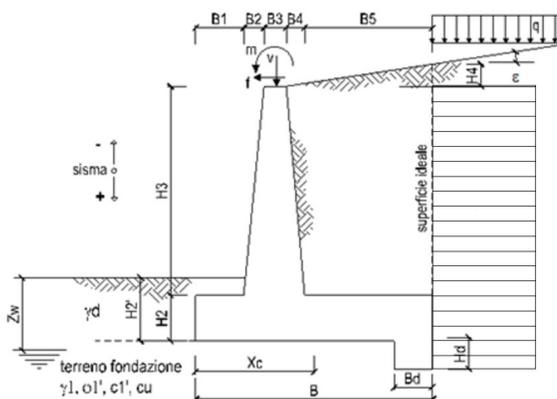
$$Ssq1 \text{ perm} = qp \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot kas^-$$

$$Ssq1 \text{ acc} = qs \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot kas^-$$

Il termine "S<sub>t</sub>" rappresenta la spinta agente in condizione statica sul paramento verticale del muro dovuta al peso terreno, mentre il termine "S<sub>st1 sism</sub>" rappresenta l'incremento di spinta in condizioni sismiche dovuto sempre al terreno a monte del muro. A questa tipologia di spinte è associato un diagramma triangolare con valore nullo in sommità e massimo alla base con intensità pari al valore della pressione litostatica per il coefficiente di spinta attiva.



Il termine " $S_{q \text{ perm}}$ " rappresenta la spinta agente in condizione statica sul paramento verticale del muro dovuta ai sovraccarichi permanenti, mentre il termine " $S_{sq1 \text{ perm}}$ " rappresenta l'incremento di spinta in condizioni sismiche dovuta agli stessi carichi. A queste tipologie di spinte è associato un diagramma rettangolare con intensità pari al valore del sovraccarico permanente per il coefficiente di spinta attiva.



Il termine " $S_{q \text{ acc}}$ " rappresenta la spinta agente in condizione statica sul paramento verticale del muro dovuta ai sovraccarichi variabili, mentre il termine " $S_{sq1 \text{ acc}}$ " rappresenta l'incremento di spinta in condizioni sismiche dovuta agli stessi carichi. A queste tipologie di spinte è associato un diagramma rettangolare con intensità pari al valore del sovraccarico variabile per il coefficiente di spinta attiva.



RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0005 001	A	42 di 81

**Coefficienti di spinta SLE**

$\varphi' = 35.0$  (°)     $i = 0.0$  (°)     $\delta = 21.00$  (°)     $\delta_{sismico} = 0.00$

**coefficienti di spinta attiva**

STATICO

$k_a = 0.2447$  (-)     $k_{ah} = Ka \cdot \cos(\delta_{sup,10}) = 0.2285$  (-)

SISMICO

$k_h = 0.0187$      $k_v = 0.0093$

$\theta^+ = \arctg(k_v/(1+k_h)) = 1.06$  (°)     $\theta^- = \arctg(k_v/(1-k_h)) = 1.08$  (°)  
 $\theta = 0.0185$      $\theta = 0.0189$   
 $\theta = 1.58$      $\theta = 1.63$   
 $\theta = 0.0276$      $\theta = 0.0284$

$kas^+ = 0.2808$  (-)     $kas^- = 0.2810$  (-)

**coefficienti di spinta passiva**

(resistenza a taglio nulla tra terreno e muro)

$\varphi_1' = 35.00$

- condizioni statiche

$k_p = 3.6902$  (-) (Rankine)

- condizioni sismiche

$kps^+ = 3.6544$  (-)

$kps^- = 3.6538$  (-)

### Coefficienti di spinta SLU STR/GEO

$$\varphi' = 35.00 \quad \delta_{sup\ id} = 21.00 \quad (^\circ) \quad \delta_{sismico} = 0.00$$

#### coefficienti di spinta attiva

##### STATICO

$$ka = 0.2447 \quad (-)$$

$$kah = Ka \cdot \cos(\delta_{sup\ id})$$

$$kah = 0.2285 \quad (-)$$

##### SISMICO

$$kas^* = 0.2808 \quad (-)$$

$$kas^* = 0.2810 \quad (-)$$

#### coefficienti di spinta passiva

(resistenza a taglio nulla tra terreno e muro)

$$\varphi_1' = 35.00$$

- condizioni statiche

$$kp = 3.6902 \quad (-) \quad (\text{Rankine})$$

- condizioni sismiche

$$kps^* = 3.6544 \quad (-)$$

$$kps^* = 3.6538 \quad (-)$$

### Coefficienti di spinta SLU RIB

$$\varphi' = 35.0 \quad \delta_{sup\ id} = 21.00 \quad (^\circ) \quad \delta_{sismico} = 0.00$$

#### coefficienti di spinta attiva

##### STATICO

$$ka = 0.2447 \quad (-)$$

$$kah = Ka \cdot \cos(\delta_{sup\ id})$$

$$kah = 0.2285 \quad (-)$$

##### SISMICO

$$kas^* = 0.2857 \quad (-)$$

$$kas^* = 0.2862 \quad (-)$$

#### coefficienti di spinta passiva

(resistenza a taglio nulla tra terreno e muro)

$$\varphi_1' = 35.00$$

- condizioni statiche

$$kp = 3.6902 \quad (-) \quad (\text{Rankine})$$

- condizioni sismiche

$$kps^* = 3.6367 \quad (-)$$

$$kps^* = 3.6352 \quad (-)$$

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>LINEA FERROVIARIA TORINO - VENEZIA.</b> <b>TRATTA TORINO - MILANO.</b> <b>NODO DI NOVARA 1^ FASE PRG DI NOVARA BOSCHETTO</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>	COMMESSA NMOY	LOTTO 00 D 11	CODIFICA CL	DOCUMENTO RI0005 001	REV. A

### 11. ANALISI FONDAZIONE SEZIONE TIPO 1 (SEZIONE CORRENTE)

Per la verifica del muro di sostegno sono stati utilizzati dei fogli Excel.

Il calcolo tiene in conto una striscia di muro unitaria e viene implementato uno schema statico per le verifiche delle sezioni.

Lo studio del muro si effettua prendendo a riferimento due fasi distinte:

- **fase 1:** il muro non presenta il terreno a tergo dell'opera. In questa fase il muro si verifica nel rispetto della sola condizione statica essendo una situazione transitoria.
- **fase 2:** il muro si trova in condizioni di esercizio ed è soggetto alle azioni trasmesse dal terreno a tergo dell'opera e dai carichi permanenti e variabili.

Dal momento che le situazioni più gravose per le opere in esame si riscontrano nella fase 2, nel seguito si riporteranno i tabulati di calcolo relativi solo alla seconda fase.

A seguire le caratteristiche e i parametri geotecnici caratteristici utilizzati durante le analisi.

Dati Geotecnici		valori caratteristici SLE		valori di progetto		
		STR/GEO	RIB	STR/GEO	RIB	
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno (°)	$\varphi'$	35.00	35.00	35.00	
	Peso Unità di Volume del terrapieno (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma'$	20.00	20.00	20.00	
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale (°)	$\delta$	21.00	21.00	21.00	
Condizioni		<input checked="" type="radio"/> drenate <input type="radio"/> Non Drenate				
Dati Terreno Fondazione	Coesione Terreno di Fondazione (kPa)	$c'$	0.00	0.00	0.00	
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione (°)	$\varphi_1'$	35.00	35.00	35.00	
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_1$	20.00	20.00	20.00	
	Peso Unità di Volume del Finterro della Fondazione (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_d$	20.00	20.00	20.00	
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2'B) (m)	H <sub>s</sub>	3.20			
Modulo di deformazione (kN/m <sup>2</sup> )	E	25000.00				
Dati Sismici	Fase di progettazione	2	Muro con terrapieno	SLV	SLD	
	Accelerazione sismica	$a_s/g$	0.041 (-)	$a_s/g$	0.021 (-)	
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S <sub>s</sub>	1.2 (-)	S <sub>s</sub>	1.2 (-)	
	Coefficiente Amplificazione Topografico	S <sub>T</sub>	1.000 (-)	S <sub>T</sub>	1.000 (-)	
	Categoria di sottosuolo	C <sub>s</sub>	B (-)	C <sub>s</sub>	B (-)	
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	$\beta_s$	0.380 (-)	$\beta_s$	0.470 (-)	
	Coefficiente sismico orizzontale	kh	0.0187 (-)	kh	0.018 (-)	
	Coefficiente sismico verticale	kv	0.0093 (-)	kv	0.0059 (-)	
Muro libero di traslare o ruotare	<input type="radio"/> sì <input checked="" type="radio"/> no					
Coefficienti di Spinta			SLE	STR/GEO	RIB	STR/SLD
	Coeff. di Spinta Attiva Statico	k <sub>a</sub>	0.245	0.245	0.245	0.245
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	k <sub>as+</sub>	0.281	0.281	0.286	0.281
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	k <sub>as-</sub>	0.281	0.281	0.286	0.281
	Coeff. Di Spinta Passiva	k <sub>p</sub>	3.690	3.690	3.690	3.690
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	k <sub>ps+</sub>	3.654	3.654	3.637	3.637
Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	k <sub>ps-</sub>	3.654	3.654	3.635	3.635	

I parametri geotecnici adottati per la verifica geotecnica di stabilità globale, già scalati per i coefficienti di sicurezza previsti dall'approccio utilizzato, sono:

**RELAZIONE DI CALCOLO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0005 001	A	45 di 81

	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi$ [°]	c [kPa]	Descrizione
<b>materiale 1</b>	20.00	29.26	0.00	Terrapieno
<b>materiale 2</b>	20.00	29.26	0.00	Terreno di fondazione

### Diagrammi di spinta del terreno

Prima di riportare le verifiche per le tipologie di muro analizzate, si riportano di seguito le formulazioni analitiche adottate per il calcolo delle spinte in condizioni statica e sismica con i relativi diagrammi qualitativi.

#### CONDIZIONE STATICA

##### SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta totale condizione statica

$$St = 0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot ka$$

$$Sq \text{ perm} = qp \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot ka$$

$$Sq \text{ acc} = q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot ka$$

#### CONDIZIONE SISMICA +

##### SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica +

$$Sst1 \text{ stat} = 0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot ka$$

$$Sst1 \text{ sism} = 0,5 \cdot \gamma \cdot (1 + kv) \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot kas^+$$

$$Ssq1 \text{ perm} = qp \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot kas^+$$

$$Ssq1 \text{ acc} = qs \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot kas^+$$

#### CONDIZIONE SISMICA -

##### SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica -

$$Sst1 \text{ stat} = 0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot ka$$

$$Sst1 \text{ sism} = 0,5 \cdot \gamma \cdot (1 - kv) \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot kas^-$$

$$Ssq1 \text{ perm} = qp \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot kas^-$$

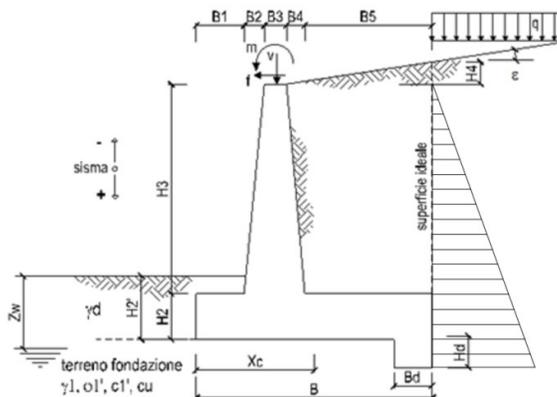
$$Ssq1 \text{ acc} = qs \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot kas^-$$

Il termine "S" rappresenta la spinta agente in condizione statica sul paramento verticale del muro dovuta al peso terreno, mentre il termine " $S_{st1 \text{ sism}}$ " rappresenta l'incremento di spinta in condizioni sismiche dovuto sempre al terreno a monte del muro. A questa tipologia di spinte è associato un

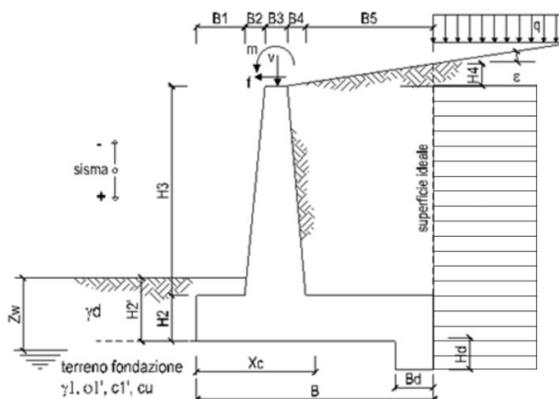
**RELAZIONE DI CALCOLO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0005 001	A	46 di 81

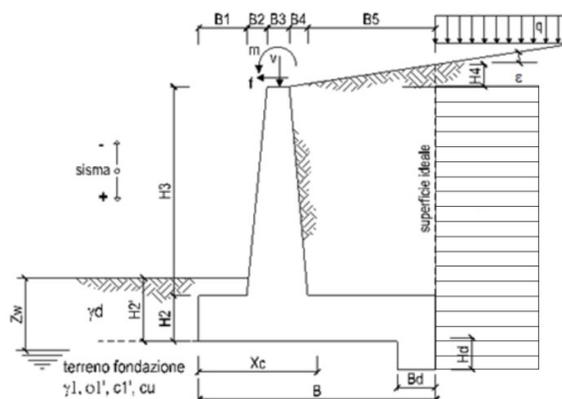
diagramma triangolare con valore nullo in sommità e massimo alla base con intensità pari al valore della pressione litostatica per il coefficiente di spinta attiva.



Il termine " $S_{q \text{ perm}}$ " rappresenta la spinta agente in condizione statica sul paramento verticale del muro dovuta ai sovraccarichi permanenti, mentre il termine " $S_{sq1 \text{ perm}}$ " rappresenta l'incremento di spinta in condizioni sismiche dovuta agli stessi carichi. A queste tipologie di spinte è associato un diagramma rettangolare con intensità pari al valore del sovraccarico permanente per il coefficiente di spinta attiva.

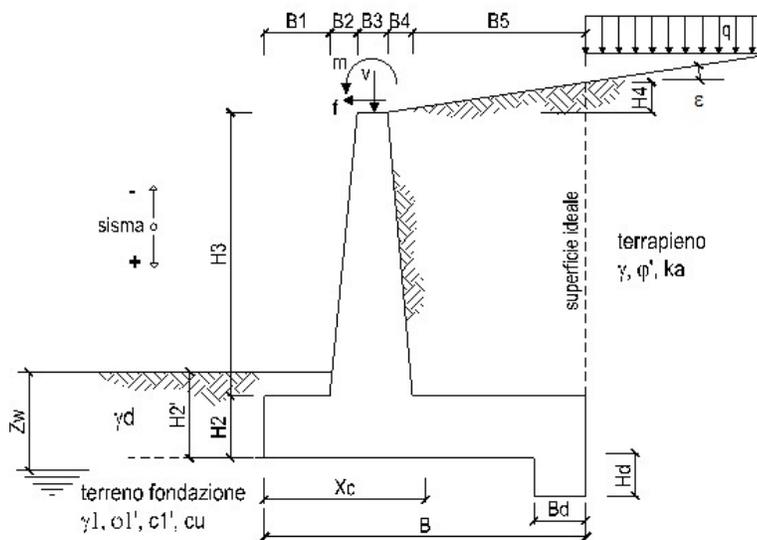


Il termine " $S_{q \text{ acc}}$ " rappresenta la spinta agente in condizione statica sul paramento verticale del muro dovuta ai sovraccarichi variabili, mentre il termine " $S_{sq1 \text{ acc}}$ " rappresenta l'incremento di spinta in condizioni sismiche dovuta agli stessi carichi. A queste tipologie di spinte è associato un diagramma rettangolare con intensità pari al valore del sovraccarico variabile per il coefficiente di spinta attiva.



I valori delle spinte in condizioni statiche e sismiche per le varie tipologie di muro analizzate sono riportate nelle verifiche a seguire.

Nella figura che segue si riportano i simboli di riferimento per il dimensionamento complessivo dell'opera di sostegno.



**RELAZIONE DI CALCOLO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0005 001	A	48 di 81

**DATI DI PROGETTO:**

**Geometria del Muro**

Elevazione	H3 =	1.95	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.40	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.00	(m)

**Geometria della Fondazione**

Larghezza Fondazione	B =	1.60	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0.40	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0.40	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	0.80	(m)
Altezza dente	Hd =	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	0.80	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo	$\gamma_{cls}$ =	25.00	(kN/m <sup>3</sup> )
---------------------------------	------------------	-------	----------------------

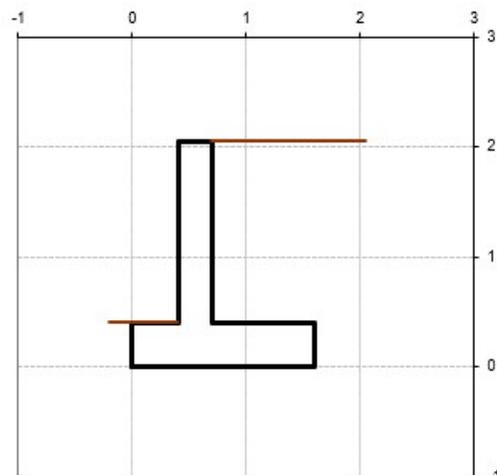
Nella fase 1 e nella fase 2 si considera uno spessore del rinterro a lato della fondazione pari allo spessore della stessa.

**OPERA** Muro

**Combinazioni coefficienti parziali di verifica**

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

Peso Specifico del Calcestruzzo	$\gamma_{cls}$ =	25.00	(kN/m <sup>3</sup> )
---------------------------------	------------------	-------	----------------------



**RELAZIONE DI CALCOLO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Y	00 D 11	CL	RI0005 001	A	49 di 81

Carichi	Effetto	Coeff. Parziale	EQU	A1 (STR)	A2 (GEO)	SLE	altro
Permanenti	favorevole	$\gamma_G$	0,90	1,00	1,00	1,00	1,10
	sfavorevole		1,35	1,35	1,00	1,00	1,10
Variabili	favorevole	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00	0,00	1,10
	sfavorevole		1,50	1,50	1,30	1,00	1,10

Parametro		Coeff. Parziale	M1	M2	SLE	altro
angolo d'attrito	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,00	1,25	1,00	1,00
coesione	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25	1,00	1,00
resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,00	1,40	1,00	1,00
peso unità di volume	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,00	1,00	1,00	1,00

Verifica	Coeff. Parziale	R1	R2	R3	SLE	altro
Capacità portante fondazione	$\gamma_R$	1,00	1,00	1,40	2,00	1,00
Scorrimento		1,00	1,00	1,10	1,30	1,00
Ribaltamento		1,00	1,00	1,00	1,50	1,00

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0005 001	A	50 di 81

				<i>valori caratteristici SLE - sisma</i>		<i>valori di progetto</i>	
				STR	GEO	RIB	
<b>Carichi Agenti</b>							
Tipo di verifica da effettuare				GEO			
Lunghezza di diffusione del carico per verifiche geotecniche (m)		L <sub>GEO</sub>		10.00			
Lunghezza di diffusione del carico per verifiche strutturali alo SLU e SLE (m)		L <sub>STR</sub>		3.30			
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente (kN/m <sup>2</sup> )	qp	0.00	0.00	0.00		
	Sovraccarico su zattera di monte <input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no						
	Forza Orizzontale in Testa permanente concentrata (kN)	fpc	0.00	-	-		
	Forza Orizzontale in Testa permanente (kN/m)	fp	0.00	0.00	0.00		
	Forza Verticale in Testa permanente concentrata (kN)	vpc	0.00	-	-		
	Forza Verticale in Testa permanente (kN/m)	vp	1.20	1.20	1.20		
	Momento in Testa permanente concentrato (kNm)	mpc	0.00	-	-		
	Momento in Testa permanente (kNm/m)	mp	0.00	0.00	0.00		
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche (kN/m <sup>2</sup> )	q	0.00	0.00	0.00		
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche concentrata (kN)	fc	0.00	-	-		
	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 concentrata (kN)	vc	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 concentrato (kNm)	mc	0.00	-	-		
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche (kNm/m)	m	0.00	0.00	0.00		
	Coefficienti di combinazione	condizione frequente $\Psi 1$	0.70	condizione quasi permanente $\Psi 2$	0.60		
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche (kN/m <sup>2</sup> )	qs	0.00	-	-		
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche concentrata (kN)	fsc	0.00	-	-		
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche (kN/m)	fs	0.00	-	-		
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche concentrata (kN)	vsc	0.00	-	-		
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche (kN/m)	vs	0.00	-	-		
	Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche concentrato (kNm)	msc	0.00	-	-		
	Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche (kNm/m)	ms	0.00	-	-		

**RELAZIONE DI CALCOLO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0005 001	A	51 di 81

**11.1 Condizioni di carico SLU-SLV – Verifiche geotecniche**

**FORZE VERTICALI**

		SLE	STR/GEO	RIB
<b>- Peso del Muro (Pm)</b>				
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m) 19.50	19.50	22.43
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m) 16.00	16.00	18.40
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
Pm =	$Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5$	(kN/m) 35.50	35.50	40.83
<b>- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)</b>				
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma')$	(kN/m) 31.20	31.20	35.88
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4 + B5) \cdot H4 \cdot \gamma')$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma') / 2$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
Sovr =	$qp \cdot (B4 + B5)$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
Pt =	$Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr$	(kN/m) 31.20	31.20	35.88
<b>- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro</b>				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4 + B5)$	(kN/m) 0.00	0	
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B4 + B5)$	(kN/m) 0.00		

**RELAZIONE DI CALCOLO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0005 001	A	52 di 81

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

			SLE	STR/GEO	RIB
- Muro (Mm)					
Mm1 =	Pm1*(B1+2/3 B2)	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm2 =	Pm2*(B1+B2+0,5*B3)	(kNm/m)	11.70	11.70	13.46
Mm3 =	Pm3*(B1+B2+B3+1/3 B4)	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm4 =	Pm4*(B/2)	(kNm/m)	12.80	12.80	14.72
Mm5 =	Pm5*(B - Bd/2)	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm =	Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5	(kNm/m)	24.50	24.50	28.18
- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro					
Mt1 =	Pt1*(B1+B2+B3+B4+0,5*B5)	(kNm/m)	37.44	37.44	43.06
Mt2 =	Pt2*(B1+B2+B3+2/3*(B4+B5))	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mt3 =	Pt3*(B1+B2+B3+2/3*B4)	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Msovr =	Sovr*(B1+B2+B3+1/2*(B4+B5))	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mt =	Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr	(kNm/m)	37.44	37.44	43.06
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro					
Sovr acc. Stat	*(B1+B2+B3+1/2*(B4+B5))	(kNm/m)	0.00	0.00	
Sovr acc. Sism	*(B1+B2+B3+1/2*(B4+B5))	(kNm/m)	0.00		

**INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO**

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)					
Ps h =	Pm*kh	(kN/m)		0.66	
Ps v =	Pm*kv	(kN/m)		0.33	
- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)					
Ptsh =	Pt*kh	(kN/m)		0.58	
Ptsv =	Pt*kv	(kN/m)		0.29	
- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs h)					
MPs1 h=	kh*Pm1*(H2+H3/3)	(kNm/m)		0.00	
MPs2 h=	kh*Pm2*(H2 + H3/2)	(kNm/m)		0.50	
MPs3 h=	kh*Pm3*(H2+H3/3)	(kNm/m)		0.00	
MPs4 h=	kh*Pm4*(H2/2)	(kNm/m)		0.06	
MPs5 h=	-kh*Pm5*(Hd/2)	(kNm/m)		0.00	
MPs h=	MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5	(kNm/m)		0.56	
- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs v)					
MPs1 v=	kv*Pm1*(B1+2/3*B2)	(kNm/m)		0.00	
MPs2 v=	kv*Pm2*(B1+B2+B3/2)	(kNm/m)		0.11	
MPs3 v=	kv*Pm3*(B1+B2+B3+B4/3)	(kNm/m)		0.00	
MPs4 v=	kv*Pm4*(B/2)	(kNm/m)		0.12	
MPs5 v=	kv*Pm5*(B-Bd/2)	(kNm/m)		0.00	
MPs v=	MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5	(kNm/m)		0.23	
- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)					
MPts1 h=	kh*Pt1*(H2 + H3/2)	( kNm/m )		0.80	
MPts2 h=	kh*Pt2*(H2 + H3 + H4/3)	( kNm/m )		0.00	
MPts3 h=	kh*Pt3*(H2+H3*2/3)	( kNm/m )		0.00	
MPts h=	MPts1 + MPts2 + MPts3	( kNm/m )		0.80	
- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts v)					
MPts1 v=	kv*Pt1*(B - B5/2)	( kNm/m )		0.35	
MPts2 v=	kv*Pt2*(B - (B4+B5)/3)	( kNm/m )		0.00	
MPts3 v=	kv*Pt3*(B1+B2+B3+2/3*B4)	( kNm/m )		0.00	
MPts v=	MPts1 + MPts2 + MPts3	( kNm/m )		0.35	

**RELAZIONE DI CALCOLO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0005 001	A	53 di 81

**CONDIZIONE STATICA**

**SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

- Spinta totale condizione statica

		SLE	STR/GEO	RIB
St =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m) 13.52	18.25	18.25
Sq perm =	$qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
Sq acc =	$q \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00

- Componente orizzontale condizione statica

Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m) 12.62	17.03	17.03
Sqh perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
Sqh acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00

- Componente verticale condizione statica

Stv =	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m) 4.84	6.54	6.54
Sqv perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
Sqv acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00

- Spinta passiva sul dente

Sp =	$\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot Hd^2 \cdot \left[ \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot Hd^2 \cdot kp + (2 \cdot c_1 \cdot kp^{0.5} + \gamma_1 \cdot kp \cdot H2) \cdot Hd \right]$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
------	--	-------------	------	------

**MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

		SLE	STR/GEO	RIB
MSt1 =	$Sth \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3 - Hd)$	(kNm/m) 9.88	13.34	13.34
MSt2 =	$Stv \cdot B$	(kNm/m) 7.75	10.46	10.46
MSq1 perm =	$Sqh \text{ perm} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2 - Hd)$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
MSq1 acc =	$Sqh \text{ acc} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2 - Hd)$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
MSq2 perm =	$Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
MSq2 acc =	$Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
MSp =	$\gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kp / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot kp^{0.5} + \gamma_1 \cdot kp \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$	(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) 0.72	0.72	0.72

**RELAZIONE DI CALCOLO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0005 001	A	54 di 81

**VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)**

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v + S_{tv} + S_{qv \text{ perm}} + S_{qv \text{ acc}} \quad 74.44 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{th} + S_{qh} + f \quad 17.03 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tg} \varphi_1' \quad 0.70 \quad (-)$$

$$\mathbf{F_s \text{ scorr.} \quad (N \cdot f + S_p) / T \quad \mathbf{3.06} \quad > \quad \mathbf{1.10}}$$

**VERIFICA AL RIBALTAMENTO (RIB)**

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} \quad 82.41 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{St} + M_{Sq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} \quad 13.34 \quad (\text{kNm/m})$$

$$\mathbf{F_s \text{ ribaltamento} \quad M_s / M_r \quad \mathbf{6.18} \quad > \quad \mathbf{1.00}}$$

**RELAZIONE DI CALCOLO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0005 001	A	55 di 81

**VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)**

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$P_m + P_t + v + S_{tv} + S_{qv} (+ \text{Sovr acc})$	74.44	74.44	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$S_{th} + S_{qh} + f - S_p$	17.03	17.03	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	$\Sigma M$	59.78	59.78	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$X_c \cdot N - MM$	-0.23	-0.23	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

$c'$	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kPa)
$\phi_1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	35.00		(°)
$\gamma_1$	peso unità di volume terreno fondaz.	20.00		(kN/m <sup>3</sup> )
$q_0 = \gamma d' H_2'$	sovraccarico stabilizzante	8.00		(kN/m <sup>2</sup> )
$e = M / N$	eccentricità	0.00	0.00	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	1.59	1.59	(m)

I valori di  $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

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

I valori di  $i_c$ ,  $i_q$  e  $i_\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B^* c' \cot \phi'))^m$	(1 in cond. nd)	0.59	0.59	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.58	0.58	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* c' \cot \phi'))^{m+1}$		0.46	0.46	(-)

(fondazione nastriforme  $m = 2$ )

$q_{lim}$	(carico limite unitario)	509.47	509.47	(kN/m <sup>2</sup> )
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

<b>FS carico limite</b>	<b><math>F = q_{lim} \cdot B^* / N</math></b>	Nmin	<b>10.91</b>	>	<b>1.40</b>
		Nmax	<b>10.91</b>	>	

**RELAZIONE DI CALCOLO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0005 001	A	56 di 81

**CONDIZIONE SISMICA +**

**SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

- Spinta condizione sismica +

		SLE	STR/GEO	RIB	
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma' \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m)	13.52	13.52	13.52
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma' \cdot (1+kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas^+ - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	2.14	2.14	2.48
Ssq1 perm=	$qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^+$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1 acc =	$qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^+$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Componente orizzontale condizione sismica +

Sst1h stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	12.62	12.62	12.62
Sst1h sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	1.99	1.99	2.32
Ssq1h perm=	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1h acc=	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Componente verticale condizione sismica +

Sst1v stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	4.84	4.84	4.84
Sst1v sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.77	0.77	0.89
Ssq1v perm=	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v acc=	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Spinta passiva sul dente

Sp=	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_1' \cdot (1+kv) \cdot Hd^2 \cdot kps^+ + (2 \cdot c_1' \cdot kps^{+0.5} + \gamma_1' \cdot (1+kv) \cdot kps^+ \cdot H2') \cdot Hd$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
-----	---	--------	------	------	------

**MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

- Condizione sismica +

		SLE	STR/GEO	RIB	
MSst1 stat =	$Sst1h \text{ stat} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3 - Hd)$	( kNm/m )	9.88	9.88	9.88
MSst1 sism=	$Sst1h \text{ sism} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2 - Hd)$	( kNm/m )	2.34	2.34	2.73
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} \cdot B$	( kNm/m )	7.75	7.75	7.75
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} \cdot B$	( kNm/m )	1.22	1.22	1.42
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2 - Hd)$	( kNm/m )	0.00	0.00	0.00
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	( kNm/m )	0.00	0.00	0.00
MSp =	$\gamma_1' \cdot Hd^3 \cdot kps^+ / 3 + (2 \cdot c_1' \cdot kps^{+0.5} + \gamma_1' \cdot kps^+ \cdot H2') \cdot Hd^2 / 2$	( kNm/m )	0.00	0.00	0.00

**MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE**

Mfext1 =	$mp + ms$	( kNm/m )		0.00
Mfext2 =	$(fp + fs) \cdot (H3 + H2)$	( kNm/m )		0.00
Mfext3 =	$(vp + vs) \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	( kNm/m )		0.72

**RELAZIONE DI CALCOLO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0005 001	A	57 di 81

**VERIFICA ALLO SCORRIMENTO**

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} \quad 74.13 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} \quad 15.86 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tg} \varphi 1' \quad 0.70 \quad (-)$$

$$F_s = (N \cdot f + S_p) / T \quad \mathbf{3.27} \quad > \quad \mathbf{1.10}$$

**VERIFICA AL RIBALTAMENTO**

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} \quad 71.83 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{Sst} + M_{Ssq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{pts} \quad 13.62 \quad (\text{kNm/m})$$

$$F_r = M_s / M_r \quad \mathbf{5.27} \quad > \quad \mathbf{1.00}$$

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>LINEA FERROVIARIA TORINO - VENEZIA.</b> <b>TRATTA TORINO - MILANO.</b> <b>NODO DI NOVARA 1^ FASE PRG DI NOVARA BOSCHETTO</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>	COMMESSA NMOY	LOTTO 00 D 11	CODIFICA CL	DOCUMENTO RI0005 001	REV. A

### VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv + (Sovr\ acc)$	74.13	74.13	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh - Sp$	15.86		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	$\Sigma M$	58.62	58.62	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$Xc * N - MM$	0.68	0.68	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'Nc'ic + q_0 * Nq * iq + 0,5 * \gamma_1 * B * N\gamma * i\gamma$$

c1'	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kN/mq)
$\phi 1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	35.00		(°)
$\gamma_1$	peso unità di volume terreno fondaz.	20.00		(kN/m <sup>3</sup> )
$q_0 = \gamma d * H^2$	sovraccarico stabilizzante	8.00		(kN/m <sup>2</sup> )
$e = M / N$	eccentricità	0.01	0.01	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	1.58	1.58	(m)

I valori di Nc, Nq e N $\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$Nq = \text{tg}^2(45 + \phi'/2) * e^{(\pi * \text{tg}(\phi'))}$	(1 in cond. nd)	33.30		(-)
$Nc = (Nq - 1) / \text{tg}(\phi')$	(2 + $\pi$ in cond. nd)	46.12		(-)
$N\gamma = 2 * (Nq + 1) * \text{tg}(\phi')$	(0 in cond. nd)	48.03		(-)

I valori di ic, iq e i $\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$iq = (1 - T / (N + B * c' * \text{cotg}(\phi')))^m$	(1 in cond. nd)	0.62	0.62	(-)
$ic = iq - (1 - iq) / (Nq - 1)$		0.61	0.61	(-)
$i\gamma = (1 - T / (N + B * c' * \text{cotg}(\phi')))^{m+1}$		0.49	0.49	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

q <sub>lim</sub>	(carico limite unitario)	533.56	533.56	(kN/m <sup>2</sup> )
------------------	--------------------------	--------	--------	----------------------

<b>FS carico limite</b>	<b>F = q<sub>lim</sub> * B* / N</b>	Nmin	<b>11.38</b>	>	<b>1.40</b>
		Nmax	<b>11.38</b>	>	

**RELAZIONE DI CALCOLO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0005 001	A	59 di 81

**CONDIZIONE SISMICA -**

**SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

- Spinta condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	RIB
Sst1 stat = $0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m)	13.52	13.52	13.52
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma \cdot (1-kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas^- - Sst1\ stat$	(kN/m)	1.86	1.86	2.07
Ssq1 perm = $qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^-$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1 acc = $qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^-$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Componente orizzontale condizione sismica -

Sst1h stat = Sst1 stat * cos $\delta$	(kN/m)	12.62	12.62	12.62
Sst1h sism = Sst1 sism * cos $\delta$	(kN/m)	1.73	1.73	1.93
Ssq1h perm = Ssq1 perm * cos $\delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1h acc = Ssq1 acc * cos $\delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat = Sst1 stat * sen $\delta$	(kN/m)	4.84	4.84	4.84
Sst1v sism = Sst1 sism * sen $\delta$	(kN/m)	0.66	0.66	0.74
Ssq1v perm = Ssq1 perm * sen $\delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v acc = Ssq1 acc * sen $\delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Spinta passiva sul dente

$Sp = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot (1-kv) \cdot Hd^2 \cdot kps^+ + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{-0.5} + \gamma_1 \cdot (1-kv) \cdot kps^- \cdot H2) \cdot Hd$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
--	--------	------	------	------

**MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

- Condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	RIB
MSst1 stat = Sst1h stat * ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)	( kNm/m )	9.88	9.88	9.88
MSst1 sism = Sst1h sism * ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)	( kNm/m )	2.04	2.04	2.27
MSst2 stat = Sst1v stat * B	( kNm/m )	7.75	7.75	7.75
MSst2 sism = Sst1v sism * B	( kNm/m )	1.06	1.06	1.18
MSsq1 = Ssq1h * ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)	( kNm/m )	0.00	0.00	0.00
MSsq2 = Ssq1v * B	( kNm/m )	0.00	0.00	0.00
MSp = $\gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kps^+ / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{+0.5} + \gamma_1 \cdot kps^- \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$	( kNm/m )	0.00	0.00	0.00

**MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE**

Mfext1 = mp + ms	( kNm/m )		0.00	
Mfext2 = (fp + fs) * (H3 + H2)	( kNm/m )		0.00	
Mfext3 = (vp + vs) * (B1 + B2 + B3/2)	( kNm/m )		0.72	

**RELAZIONE DI CALCOLO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0005 001	A	60 di 81

**VERIFICA ALLO SCORRIMENTO**

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} \quad 72.79 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} \quad 15.60 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tg} \varphi_1' \quad 0.70 \quad (-)$$

$$F_s = (N \cdot f + S_p) / T \quad \mathbf{3.27} \quad > \quad \mathbf{1.10}$$

**VERIFICA AL RIBALTAMENTO**

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} \quad 71.59 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{Sst} + M_{Ssq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{pts} \quad 14.38 \quad (\text{kNm/m})$$

$$F_r = M_s / M_r \quad \mathbf{4.98} \quad > \quad \mathbf{1.00}$$

<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	NMOY	00 D 11	CL	RI0005 001	A	61 di 81

### VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
$N = Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv$		72.79	72.79	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh - Sp$		15.60		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
$MM = \Sigma M$		57.61	57.61	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
$M = Xc * N - MM$		0.62	0.62	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'Nc'ic + q_0 * Nq * iq + 0,5 * \gamma_1 * B * N\gamma * i\gamma$$

$c'1'$	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kN/mq)
$\varphi 1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	35.00		(°)
$\gamma_1$	peso unità di volume terreno fondaz.	20.00		(kN/m <sup>3</sup> )
$q_0 = \gamma d * H^2$	sovraccarico stabilizzante	8.00		(kN/m <sup>2</sup> )
$e = M / N$	eccentricità	0.01	0.01	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	1.58	1.58	(m)

I valori di  $Nc$ ,  $Nq$  e  $N\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$Nq = tg^2(45 + \varphi'/2) * e^{(\pi * tg(\varphi'))}$	(1 in cond. nd)	33.30		(-)
$Nc = (Nq - 1) / tg(\varphi')$	(2+π in cond. nd)	46.12		(-)
$N\gamma = 2 * (Nq + 1) * tg(\varphi')$	(0 in cond. nd)	48.03		(-)

I valori di  $ic$ ,  $iq$  e  $i\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$iq = (1 - T / (N + B * c' * cotg(\varphi')))^m$	(1 in cond. nd)	0.62	0.62	(-)
$ic = iq - (1 - iq) / (Nq - 1)$		0.61	0.61	(-)
$i\gamma = (1 - T / (N + B * c' * cotg(\varphi')))^{m+1}$		0.49	0.49	(-)

(fondazione nastriforme  $m = 2$ )

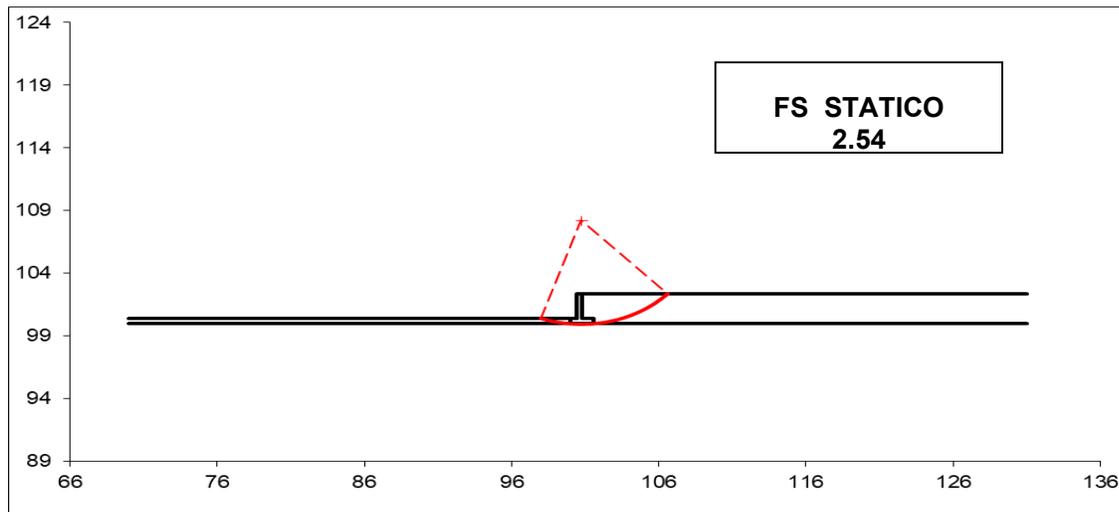
$q_{lim}$	(carico limite unitario)	533.22	533.22	(kN/m <sup>2</sup> )
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

<b>FS carico limite</b>	<b>F = qlim * B* / N</b>	Nmin	<b>11.60</b>	>	<b>1.40</b>
		Nmax	<b>11.60</b>	>	

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0005 001	A	62 di 81

Verifica di stabilità globale



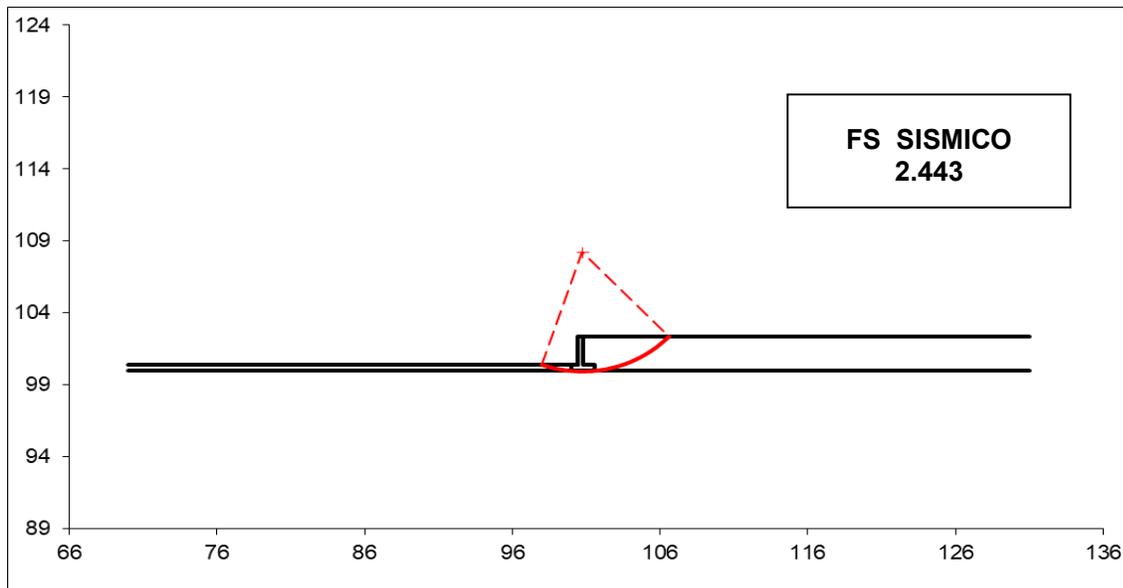
Superficie critica in condizione sismica con minimo fattore di sicurezza:



LINEA FERROVIARIA TORINO - VENEZIA.  
TRATTA TORINO - MILANO.  
NODO DI NOVARA 1^ FASE PRG DI NOVARA BOSCHETTO  
PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0005 001	A	63 di 81



RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0005 001	A	64 di 81

## 11.2 Condizioni di carico SLU-SLV – Verifiche strutturali

### CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI

#### Calcestruzzo

classe cls

Rck	37	(MPa)
fck	30	(MPa)
fcm	38	(MPa)
Ec	32837	(MPa)
$\alpha_{cc}$	0.85	
$\gamma_c$	1.50	

$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	17.00	(MPa)
$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$	2.90	(MPa)

#### Tensioni limite (tensioni ammissibili)

##### condizioni statiche

$\sigma_c$	16.50	Mpa	RARA
$\sigma_s$	337.50	Mpa	RARA
$\sigma_c$	12.00	Mpa	QP

##### condizioni sismiche

$\sigma_c$	16.50	Mpa
$\sigma_s$	337.50	Mpa

#### Valore limite di apertura delle fessure

Rara  0.2 mm

#### Acciaio

tipo di acciaio

$f_{yk} = 450$  (MPa)

$\gamma_s = 1.15$

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391.30$  (MPa)

$E_s = 210000$  (MPa)

$\epsilon_{ys} = 0.19\%$

coefficiente omogeneizzazione acciaio  $n = 15$

#### Copriferro (distanza asse armatura-bordo)

$c = 4.70$  (cm)

#### Copriferro minimo di normati (ricoprimento armatura)

$c_{min} = 4.00$  (cm)

#### Interferro tra I e II strato

$i_{I-II} = 5.00$  (cm)

**RELAZIONE DI CALCOLO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0005 001	A	65 di 81

**11.3 Verifica strutturale allo SLU a pressoflessione e taglio**

statico	Risultante forze verticali (N)	Nmin	Nmax	
	$N = P_m + P_t + v + St_v + Sq_v (+ Sovr acc)$	86.86	86.86	(kN/m)
	Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
	$MM = SM$	59.78	59.78	( kNm/m )
	Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)			
	$M = X_c * N - MM$	9.71	9.71	( kNm/m )
sismica+	Risultante forze verticali (N)	Nmin	Nmax	
	$N = P_m + P_t + v + St_v + Sq_v (+ Sovr acc)$	73.73	73.73	(kN/m)
	Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
	$MM = SM$	59.63	59.63	( kNm/m )
	Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)			
	$M = X_c * N - MM$	-0.64	-0.64	( kNm/m )
sismica -	Risultante forze verticali (N)	Nmin	Nmax	
	$N = P_m + P_t + v + St_v + Sq_v (+ Sovr acc)$	72.16	72.16	(kN/m)
	Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
	$MM = SM$	58.51	58.51	( kNm/m )
	Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)			
	$M = X_c * N - MM$	-0.78	-0.78	( kNm/m )

**RELAZIONE DI CALCOLO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0005 001	A	66 di 81

**CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE**

**Reazione del terreno**

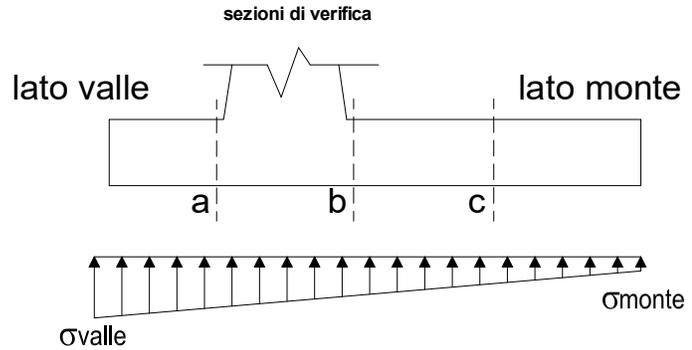
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 1.60 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 0.43 \text{ (m}^3\text{)}$$

caso	N	M	$\sigma_{valle}$	$\sigma_{monte}$
	[kN]	[kNm]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
statico	86.86	9.71	77.05	31.53
	86.86	9.71	77.05	31.53
sisma+	73.73	-0.64	44.57	47.59
	73.73	-0.64	44.57	47.59
sisma-	72.16	-0.78	43.27	46.93
	72.16	-0.78	43.27	46.93



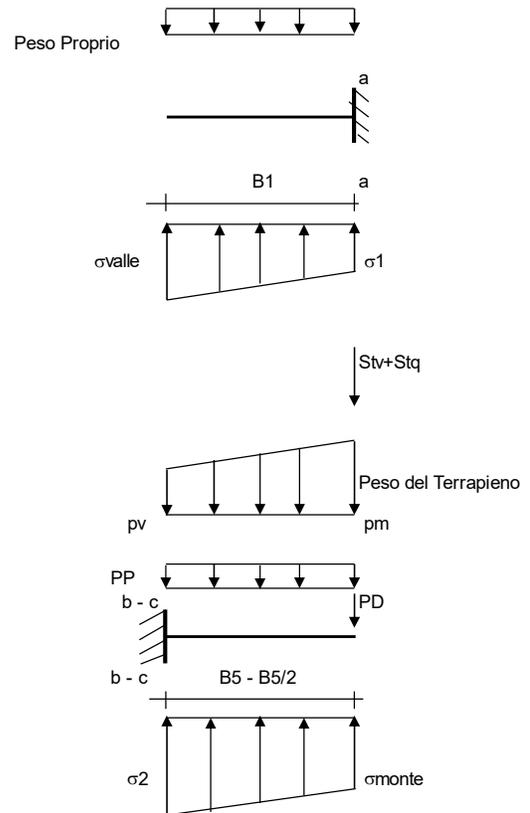
**Mensola Lato Valle**

Peso Proprio. PP = 10.00 (kN/m)

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

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

caso	$\sigma_{valle}$	$\sigma_1$	$M_a$	$V_a$
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]	[kN]
statico	77.05	65.67	5.06	24.55
	77.05	65.67	5.06	24.55
sisma+	44.57	45.33	2.78	13.72
	44.57	45.33	2.78	13.72
sisma-	43.27	44.19	2.69	13.25
	43.27	44.19	2.69	13.25



**Mensola Lato Monte**

PP = 10.00 (kN/m<sup>2</sup>)      peso proprio soletta fondazione  
PD = 0.00 (kN/m)      peso proprio dente

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	=	39.00	39.00	39.00 (kN/m <sup>2</sup> )
pvc	=	39.00	39.00	39.00 (kN/m <sup>2</sup> )
pvc	=	39.00	39.00	39.00 (kN/m <sup>2</sup> )

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

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

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

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

**RELAZIONE DI CALCOLO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0005 001	A	67 di 81

caso	$\sigma_{monte}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_{2b}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Mb [kNm]	Vb [kN]	$\sigma_{2c}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Mc [kNm]	Vc [kN]
statico	31.53	54.29	-8.39	-11.41	42.91	-3.71	-11.25
	31.53	54.29	-8.39	-11.41	42.91	-3.71	-11.25
sisma+	47.59	46.08	-4.83	-7.19	46.84	-2.21	-5.99
	47.59	46.08	-4.83	-7.19	46.84	-2.21	-5.99
sisma-	46.93	45.10	-4.71	-7.02	46.02	-2.15	-5.83
	46.93	45.10	-4.71	-7.02	46.02	-2.15	-5.83

**CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO**

**Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo**

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

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

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

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

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

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

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

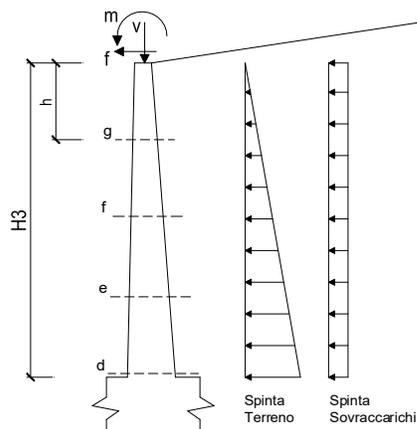
$$V_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz.}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$$

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

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

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

$$V_{\text{inerzia}} = \sum P_m \cdot kh$$



**condizione statica**

sezione	h [m]	Mt [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M <sub>ext</sub> [kNm/m]	M <sub>tot</sub> [kNm/m]	N <sub>ext</sub> [kN/m]	N <sub>pp</sub> [kN/m]	N <sub>tot</sub> [kN/m]
d-d	1.95	7.62	0.00	0.00	7.62	1.20	19.50	20.70
e-e	1.46	3.22	0.00	0.00	3.22	1.20	14.63	15.83
f-f	0.98	0.95	0.00	0.00	0.95	1.20	9.75	10.95
g-g	0.49	0.12	0.00	0.00	0.12	1.20	4.88	6.08

sezione	h [m]	Vt [kN/m]	Vq [kN/m]	V <sub>ext</sub> [kN/m]	V <sub>tot</sub> [kN/m]
d-d	1.95	11.73	0.00	0.00	11.73
e-e	1.46	6.60	0.00	0.00	6.60
f-f	0.98	2.93	0.00	0.00	2.93
g-g	0.49	0.73	0.00	0.00	0.73

**RELAZIONE DI CALCOLO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0005 001	A	68 di 81

**condizione sismica +**

sezione	h	Mt <sub>stat</sub>	Mt <sub>sism</sub>	Mq	M <sub>ext</sub>	M <sub>inerzia</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>ext</sub>	N <sub>pp+inerzia</sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	1.95	5.65	0.31	0.00	0.00	0.36	6.32	1.20	19.68	20.88
e-e	1.46	2.38	0.13	0.00	0.00	0.20	2.71	1.20	14.76	15.96
f-f	0.98	0.71	0.04	0.00	0.00	0.09	0.83	1.20	9.84	11.04
g-g	0.49	0.09	0.00	0.00	0.00	0.02	0.12	1.20	4.92	6.12

sezione	h	Vt <sub>stat</sub>	Vt <sub>sism</sub>	Vq	V <sub>ext</sub>	V <sub>inerzia</sub>	V <sub>tot</sub>
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	1.95	8.69	0.48	0.00	0.00	0.36	9.53
e-e	1.46	4.89	0.27	0.00	0.00	0.27	5.43
f-f	0.98	2.17	0.12	0.00	0.00	0.18	2.47
g-g	0.49	0.54	0.03	0.00	0.00	0.09	0.66

**condizione sismica -**

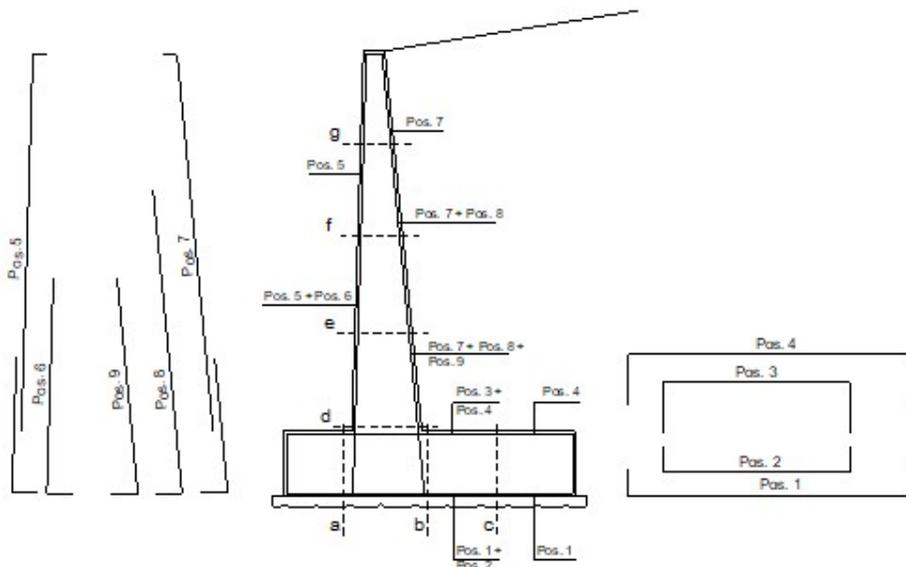
sezione	h	Mt <sub>stat</sub>	Mt <sub>sism</sub>	Mq	M <sub>ext</sub>	M <sub>inerzia</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>ext</sub>	N <sub>pp+inerzia</sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	1.95	5.65	0.20	0.00	0.00	0.36	6.20	1.20	19.32	20.52
e-e	1.46	2.38	0.08	0.00	0.00	0.20	2.67	1.20	14.49	15.69
f-f	0.98	0.71	0.02	0.00	0.00	0.09	0.82	1.20	9.66	10.86
g-g	0.49	0.09	0.00	0.00	0.00	0.02	0.11	1.20	4.83	6.03

sezione	h	Vt <sub>stat</sub>	Vt <sub>sism</sub>	Vq	V <sub>ext</sub>	V <sub>inerzia</sub>	V <sub>tot</sub>
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	1.95	8.69	0.31	0.00	0.00	0.36	9.36
e-e	1.46	4.89	0.17	0.00	0.00	0.27	5.33
f-f	0.98	2.17	0.08	0.00	0.00	0.18	2.43
g-g	0.49	0.54	0.02	0.00	0.00	0.09	0.65

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0005 001	A	69 di 81

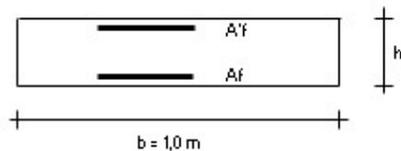
SCHEMA DELLE ARMATURE



ARMATURE

pos	n/ml	φ	Il strato	pos	n/ml	φ	Il strato
1	5.0	14		5	5.0	14	
2	0.0		□	6	0.0	14	□
3	0.0		□	7	5.0	14	
4	5.0	14		8	0.0		□
				9	0.0		□

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

Cal

**RELAZIONE DI CALCOLO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0005 001	A	70 di 81

Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(kNm)
a - a	5.06	0.00	0.40	7.70	7.70	105.97
b - b	-8.39	0.00	0.40	7.70	7.70	105.97
c - c	-3.71	0.00	0.40	7.70	7.70	105.97
d - d	7.62	20.70	0.40	7.70	7.70	109.26
e - e	3.22	15.83	0.40	7.70	7.70	108.49
f - f	0.95	10.95	0.40	7.70	7.70	107.71
g - g	0.12	6.08	0.40	7.70	7.70	106.94

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

Sez.	V <sub>Ed</sub>	h	V <sub>rd</sub>	ø staffe	i orizz.	i vert.	θ	V <sub>Rsd</sub>	
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)	
a - a	24.55	0.40	157.02	10	40	40	21.8	152.56	Armatura a taglio non necessaria
b - b	11.41	0.40	157.02	10	40	40	21.8	152.56	Armatura a taglio non necessaria
c - c	11.25	0.40	157.02	10	40	40	21.8	152.56	Armatura a taglio non necessaria
d - d	11.73	0.40	159.77	10	40	40	21.8	152.56	Armatura a taglio non necessaria
e - e	6.60	0.40	159.12	10	40	40	21.8	152.56	Armatura a taglio non necessaria
f - f	2.93	0.40	158.47	10	40	40	21.8	152.56	Armatura a taglio non necessaria
g - g	0.73	0.40	157.83	10	40	40	21.8	152.56	Armatura a taglio non necessaria

Si dispone un'armatura a taglio minima sul paramento e sulla fondazione pari a  $9\phi 10/m^2$ .

**RELAZIONE DI CALCOLO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0005 001	A	71 di 81

**11.4 Verifica strutturale allo SLE a fessurazione**

	Risultante forze verticali (N)	Nmin	Nmax	
RARA	$N = P_m + P_t + v + S_{tv} + S_{qv} (+ \text{Sovr acc})$	72.74	72.74	(kN/m)
	Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
	$MM = SM$	60.53	60.53	( kNm/m )
	Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)			
	$M = X_c * N - MM$	-2.33	-2.33	( kNm/m )
QP	Risultante forze verticali (N)	Nmin	Nmax	
	$N = P_m + P_t + v + S_{tv} + S_{qv} (+ \text{Sovr acc})$	72.74	72.74	(kN/m)
	Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
	$MM = SM$	60.53	60.53	( kNm/m )
	Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)			
	$M = X_c * N - MM$	-2.33	-2.33	( kNm/m )

**RELAZIONE DI CALCOLO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0005 001	A	72 di 81

**VERIFICA A FESSURAZIONE**

**CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE**

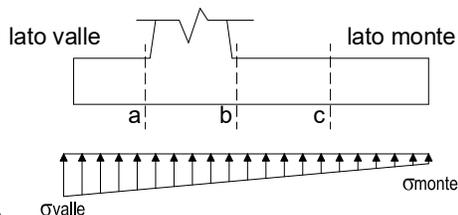
**Reazione del terreno**

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

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

$$A = 1.0 * B = 1.60 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 * B^2 / 6 = 0.43 \quad (m^3)$$



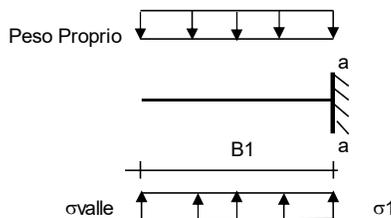
caso	N	M	σvalle	σmonte
	[kN]	[kNm]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
RARA	72.74	-2.33	40.00	50.93
	72.74	-2.33	40.00	50.93
Q.P.	72.74	-2.33	40.00	50.93
	72.74	-2.33	40.00	50.93

**Mensola Lato Valle**

Peso Proprio. PP = 10.00 (kN/m)

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

caso	σvalle	σ1	Ma
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]
Freq.	40.00	42.73	2.47
	40.00	42.73	2.47
Q.P.	40.00	42.73	2.47
	40.00	42.73	2.47



**Mensola Lato Monte**

PP = 10.00 (kN/m<sup>2</sup>) peso proprio soletta fondazione

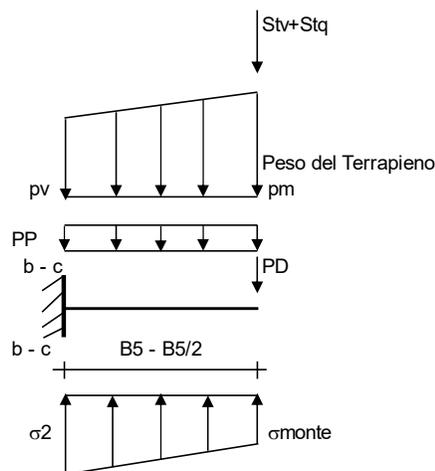
PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max	Freq	N max	QP	
pm	=	39.00	39.00	39.00	39.00	(kN/m <sup>2</sup> )
pvb	=	39.00	39.00	39.00	39.00	(kN/m <sup>2</sup> )
pvc	=	39.00	39.00	39.00	39.00	(kN/m <sup>2</sup> )

$$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP)) * B^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) * B^2 / 6 - (p_m - p_{vb}) * B^2 / 3 - (Stv + Sqv) * B^2 - PD * (B^2 - Bd / 2) + M_{sp} + Sp * H^2 / 2$$

$$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP)) * (B/2)^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) * (B/2)^2 / 6 - (p_m - p_{vc}) * (B/2)^2 / 3 - (Stv + Sqv) * (B/2) - PD * (B/2 - Bd / 2) + M_{sp} + Sp * H^2 / 2$$

caso	σmonte	σ2b	Mb	σ2c	Mc
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]
RARA	50.93	45.46	-3.84	48.20	-1.86
	50.93	45.46	-3.84	48.20	-1.86
Q.P.	50.93	45.46	-3.84	48.20	-1.86
	50.93	45.46	-3.84	48.20	-1.86



RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Y	00 D 11	CL	RI0005 001	A	73 di 81

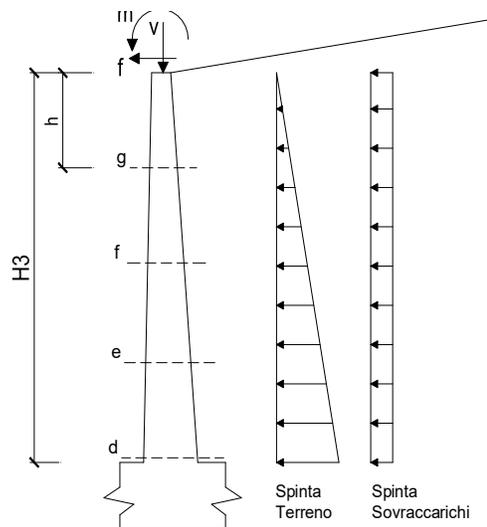
Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

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

$$N_{ext} = v$$



condizione Frequente

sezione	h	Mt	Mq	M <sub>ext</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>ext</sub>	N <sub>pp</sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	1.95	5.65	0.00	0.00	5.65	1.20	19.50	20.70
e-e	1.46	2.38	0.00	0.00	2.38	1.20	14.63	15.83
f-f	0.98	0.71	0.00	0.00	0.71	1.20	9.75	10.95
g-g	0.49	0.09	0.00	0.00	0.09	1.20	4.88	6.08

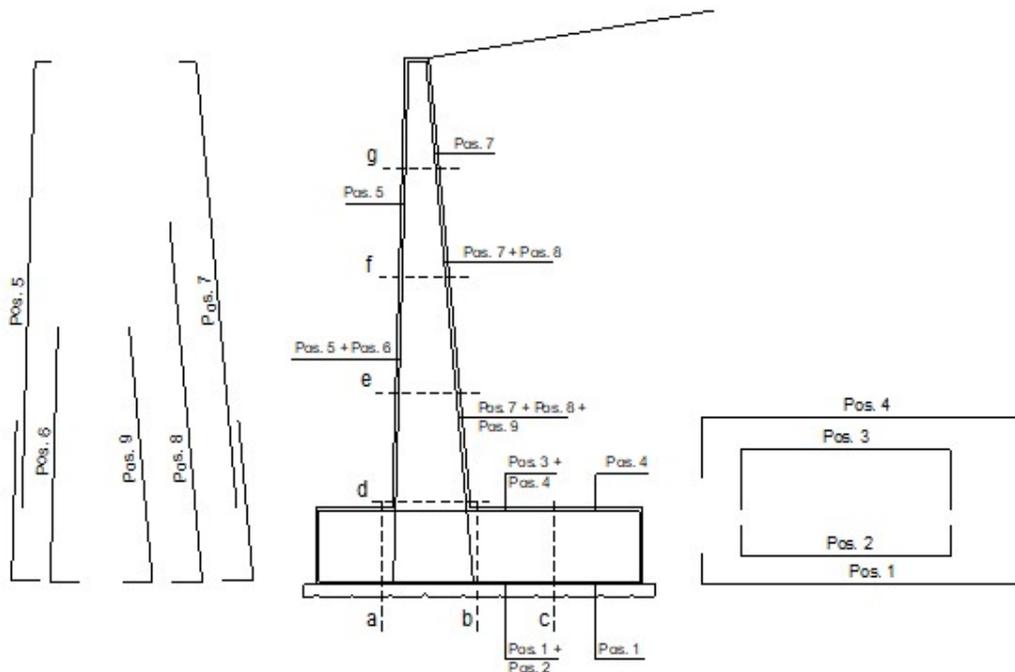
condizione Quasi Permanente

sezione	h	Mt	Mq	M <sub>ext</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>ext</sub>	N <sub>pp</sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	1.95	5.65	0.00	0.00	5.65	1.20	19.50	20.70
e-e	1.46	2.38	0.00	0.00	2.38	1.20	14.63	15.83
f-f	0.98	0.71	0.00	0.00	0.71	1.20	9.75	10.95
g-g	0.49	0.09	0.00	0.00	0.09	1.20	4.88	6.08

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0005 001	A	74 di 81

SCHEMA DELLE ARMATURE

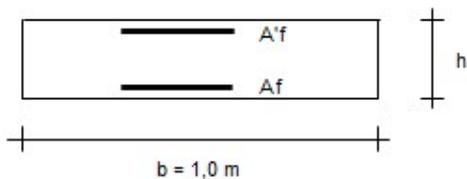


ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5.0	14		5	5.0	14	
2	0.0		<input type="checkbox"/>	6	0.0	14	<input type="checkbox"/>
3	0.0		<input type="checkbox"/>	7	5.0	14	
4	5.0	14		8	0.0		<input type="checkbox"/>
				9	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

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0005 001	A	75 di 81

condizione RARA

Sez.	M	N	h	Af	A'f	$\sigma_c$	$\sigma_f$	wk	w <sub>amm</sub>
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(mm)	(mm)
a - a	2.47	0.00	0.40	7.70	7.70	0.18	9.87	0.013	0.200
b - b	-3.84	0.00	0.40	7.70	7.70	0.28	15.33	0.021	0.200
c - c	-1.86	0.00	0.40	7.70	7.70	0.13	7.41	0.010	0.200
d - d	5.65	20.70	0.40	7.70	7.70	0.39	10.13	0.012	0.200
e - e	2.38	15.83	0.40	7.70	7.70	0.15	1.44	0.001	0.200
f - f	0.71	10.95	0.40	7.70	7.70	0.05	-0.11	0.000	0.200
g - g	0.09	6.08	0.40	7.70	7.70	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	$\sigma_c$	$\sigma_f$	wk	w <sub>amm</sub>
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(mm)	(mm)
a - a	2.47	0.00	0.40	7.70	7.70	0.18	9.87	0.013	0.300
b - b	-3.84	0.00	0.40	7.70	7.70	0.28	15.33	0.021	0.300
c - c	-1.86	0.00	0.40	7.70	7.70	0.13	7.41	0.010	0.300
d - d	5.65	20.70	0.40	7.70	7.70	0.39	10.13	0.012	0.300
e - e	2.38	15.83	0.40	7.70	7.70	0.15	1.44	0.001	0.300
f - f	0.71	10.95	0.40	7.70	7.70	0.05	-0.11	0.000	0.300
g - g	0.09	6.08	0.40	7.70	7.70	0.00	-	-	0.300

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0005 001	A	76 di 81

11.5 Verifica strutturale allo SLE dello stato tensionale

VERIFICHE TENSIONE

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

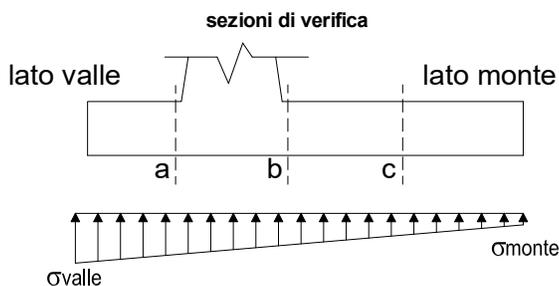
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 * B = 1.60 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$W_{gg} = 1.0 * B^2 / 6 = 0.43 \text{ (m}^3\text{)}$$

caso	N	M	$\sigma_{valle}$	$\sigma_{monte}$
	[kN]	[kNm]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
statico	72.74	-2.33	40.00	50.93
	72.74	-2.33	40.00	50.93
sisma+	73.73	-0.64	44.57	47.59
	73.73	-0.64	44.57	47.59
sisma-	72.16	-0.78	43.27	46.93
	72.16	-0.78	43.27	46.93

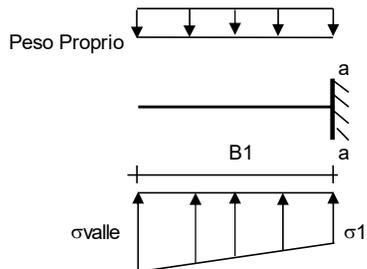


Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 10.00 (kN/m)

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

caso	$\sigma_{valle}$	$\sigma_1$	Ma
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]
statico	40.00	42.73	2.47
	40.00	42.73	2.47
sisma+	44.57	45.33	2.78
	44.57	45.33	2.78
sisma-	43.27	44.19	2.69
	43.27	44.19	2.69



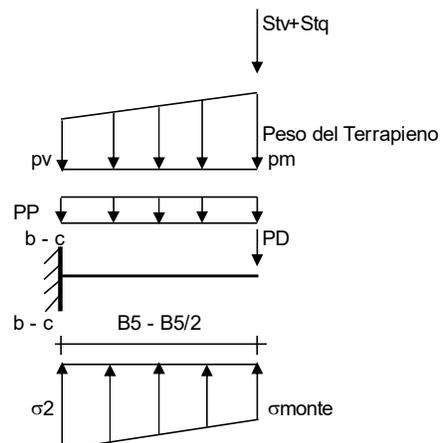
Mensola Lato Monte

PP = 10.00 (kN/m<sup>2</sup>) peso proprio soletta fondazione  
 PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	= 39.00	39.00	39.00	(kN/m <sup>2</sup> )
pvb	= 39.00	39.00	39.00	(kN/m <sup>2</sup> )
pvc	= 39.00	39.00	39.00	(kN/m <sup>2</sup> )

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

$$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) * (1 \pm kv)) * (B_5 / 2)^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) * (B_5 / 2)^2 / 6 - (p_m - p_{vc}) * (1 \pm kv) * (B_5 / 2)^2 / 3 - (St_v + Sq_v) * (B_5 / 2) - PD * (1 \pm kv) * (B_5 / 2 - B_d / 2) - PD * kh * (H_d + H_2 / 2) + M_{sp} + Sp * H_2 / 2$$



RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0005 001	A	77 di 81

caso	$\sigma_{omonte}$	$\sigma_{2b}$	Mb	$\sigma_{2c}$	Mc
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]
statico	50.93	45.46	-3.84	48.20	-1.86
	50.93	45.46	-3.84	48.20	-1.86
sisma+	47.59	46.08	-4.83	46.84	-2.21
	47.59	46.08	-4.83	46.84	-2.21
sisma-	46.93	45.10	-4.71	46.02	-2.15
	46.93	45.10	-4.71	46.02	-2.15

**CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO**

**Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo**

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

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

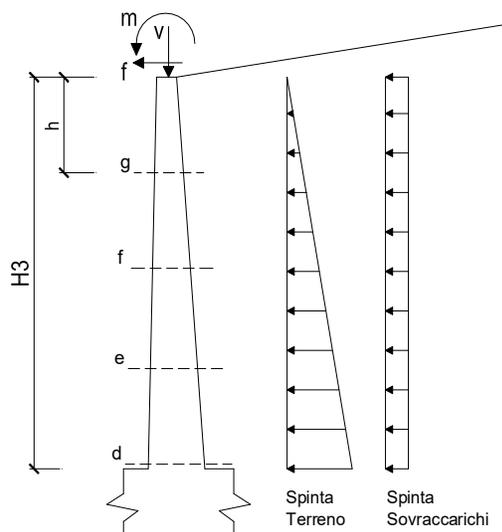
$$M_q = \frac{1}{2} K_{a_{orizz.}} \cdot q \cdot h^2$$

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

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

$$N_{ext} = v$$

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



**condizione statica**

sezione	h	Mt	Mq	M <sub>ext</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>ext</sub>	N <sub>pp</sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	1.95	5.65	0.00	0.00	5.65	1.20	19.50	20.70
e-e	1.46	2.38	0.00	0.00	2.38	1.20	14.63	15.83
f-f	0.98	0.71	0.00	0.00	0.71	1.20	9.75	10.95
g-g	0.49	0.09	0.00	0.00	0.09	1.20	4.88	6.08

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Y	00 D 11	CL	RI0005 001	A	78 di 81

condizione sismica +

sezione	h	Mt stat	Mt sism	Mq	M <sub>ext</sub>	M <sub>inerzia</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>ext</sub>	N <sub>pp+inerzia</sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	1.95	5.65	0.31	0.00	0.00	0.36	6.32	1.20	19.68	20.88
e-e	1.46	2.38	0.13	0.00	0.00	0.20	2.71	1.20	14.76	15.96
f-f	0.98	0.71	0.04	0.00	0.00	0.09	0.83	1.20	9.84	11.04
g-g	0.49	0.09	0.00	0.00	0.00	0.02	0.12	1.20	4.92	6.12

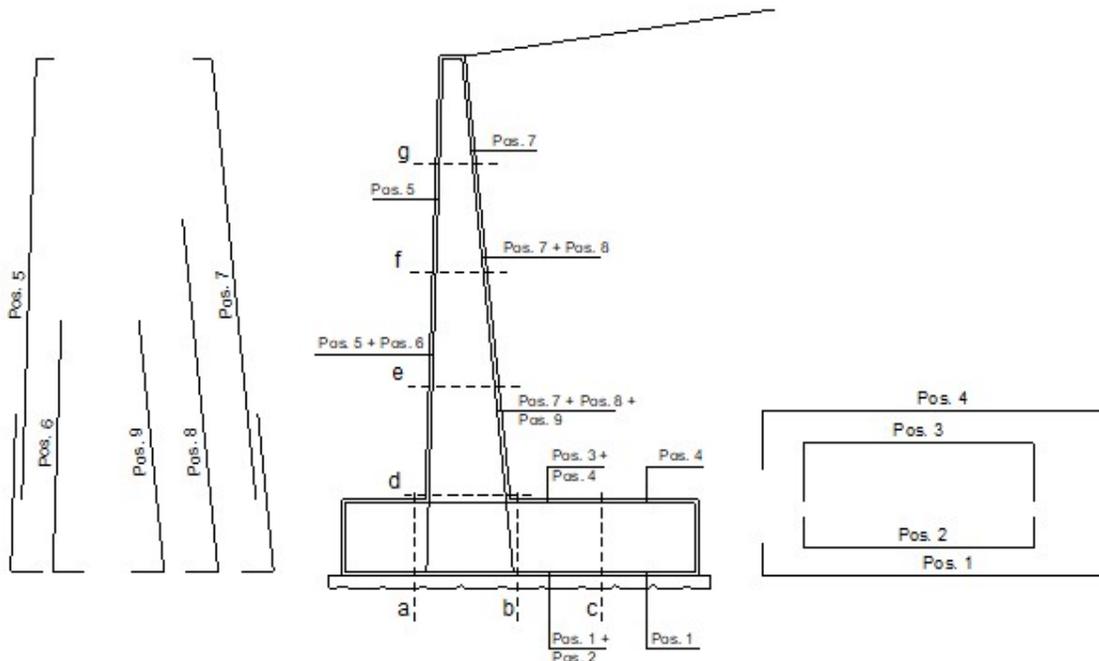
condizione sismica -

sezione	h	Mt stat	Mt sism	Mq	M <sub>ext</sub>	M <sub>inerzia</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>ext</sub>	N <sub>pp+inerzia</sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	1.95	5.65	0.20	0.00	0.00	0.36	6.20	1.20	19.32	20.52
e-e	1.46	2.38	0.08	0.00	0.00	0.20	2.67	1.20	14.49	15.69
f-f	0.98	0.71	0.02	0.00	0.00	0.09	0.82	1.20	9.66	10.86
g-g	0.49	0.09	0.00	0.00	0.00	0.02	0.11	1.20	4.83	6.03

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0005 001	A	79 di 81

SCHEMA DELLE ARMATURE

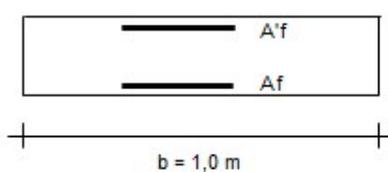


ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5.0	14	<input type="checkbox"/>	5	5.0	14	<input type="checkbox"/>
2	0.0		<input type="checkbox"/>	6	0.0	14	<input type="checkbox"/>
3	0.0		<input type="checkbox"/>	7	5.0	14	<input type="checkbox"/>
4	5.0	14	<input type="checkbox"/>	8	0.0		<input type="checkbox"/>
				9	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

RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0005 001	A	80 di 81

**Condizione Statica**

Sez.	M	N	h	Af	A'f	$\sigma_c$	$\sigma_f$
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )
a - a	2.47	0.00	0.40	7.70	7.70	0.18	9.87
b - b	-3.84	0.00	0.40	7.70	7.70	0.28	15.33
c - c	-1.86	0.00	0.40	7.70	7.70	0.13	7.41
d - d	5.65	20.70	0.40	7.70	7.70	0.39	10.13
e - e	2.38	15.83	0.40	7.70	7.70	0.15	1.44
f - f	0.71	10.95	0.40	7.70	7.70	0.05	-0.11
g - g	0.09	6.08	0.40	7.70	7.70	0.02	-

**Condizione Sismica**

Sez.	M	N	h	Af	A'f	$\sigma_c$	$\sigma_f$
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )
a - a	2.78	0.00	0.40	7.70	7.70	0.20	11.09
b - b	-4.83	0.00	0.40	7.70	7.70	0.35	19.29
c - c	-2.21	0.00	0.40	7.70	7.70	0.16	8.81
d - d	6.32	20.52	0.40	7.70	7.70	0.45	12.74
e - e	2.71	15.69	0.40	7.70	7.70	0.17	2.34
f - f	0.83	10.86	0.40	7.70	7.70	0.05	-0.06
g - g	0.12	6.03	0.40	7.70	7.70	0.02	-

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



**LINEA FERROVIARIA TORINO - VENEZIA.  
TRATTA TORINO - MILANO.  
NODO DI NOVARA 1^ FASE PRG DI NOVARA BOSCHETTO  
PROGETTO DEFINITIVO**

**RELAZIONE DI CALCOLO**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	RI0005 001	A	81 di 81