

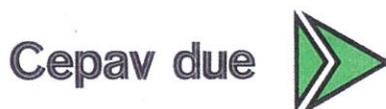
COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



### INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N. 443/01

LINEA A.V. /A.C. TORINO – VENEZIA      Tratta MILANO – VERONA  
Lotto funzionale Brescia-Verona

### PROGETTO ESECUTIVO

**GA27 - GALLERIA ARTIFICIALE BRESCIA EST**

**DA PK 105+814 A PK 106+304**

**VASCA DRENANTE OVEST – MURO A L – RELAZIONE DI CALCOLO**

GENERAL CONTRACTOR	DIRETTORE LAVORI
Consorzio <b>Cepav due</b>  Consorzio Cepav due Il Direttore del Consorzio (Ing. T. Taranta)  Data: <u>29 MAG 2020</u>	      Data: _____

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC	OPERA/DISCIPLINA	PROGR	REV
I N O R	1 2	E	E 2	C L	G A 2 7 0 0	0 0 5	A

PROGETTAZIONE							
Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Progettista Integratore	Data
A	Emissione	<i>Mariani</i>	31/03/20	<i>C. Beltrami</i>	31/03/20	<i>Ing. Roberto Beltrami</i>	31/03/20
B							
C							



CIG. 751447334A      Stampato dal Service      File: IN0R12EE2CLGA2700005A\_10.docx



Progetto cofinanziato dalla Unione Europea

Stampato dal Service  
di plottaggio ITALFERR S.p.A.  
ALBA s.r.l.

CUP: F81H91000000008

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.

Progetto  
INOR

Lotto  
12

Codifica Documento  
E E2 CL GA 270 0 005

Rev.  
A

Foglio  
2 di 38

## INDICE

1.	INTRODUZIONE .....	3
2.	ELABORATI DI RIFERIMENTO .....	5
3.	NORMATIVE E SPECIFICHE DI RIFERIMENTO .....	7
3.1.	NORMATIVE .....	7
3.2.	SPECIFICHE TECNICHE .....	7
3.3.	ISTRUTTORIE DI RIFERIMENTO .....	7
4.	MATERIALI .....	8
4.1.	CALCESTRUZZO .....	8
4.2.	ACCIAIO .....	8
4.3.	DURABILITÀ .....	9
4.3.1.	<i>Ambiente di riferimento</i> .....	9
4.3.2.	<i>Copriferro di progetto</i> .....	9
4.3.3.	<i>Limiti fessurativi</i> .....	9
5.	STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI .....	11
5.1.	STRATIGRAFIA .....	11
5.2.	FALDA .....	11
6.1.	PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO .....	12
7.	PARAMETRI SISMICI .....	13
8.	CRITERI NORMATIVI DI VERIFICA .....	16
8.1.	VERIFICHE DI SICUREZZA IN CONDIZIONI SISMICHE .....	17
9.	VERIFICHE GEOTECNICHE E STRUTTURALI .....	19

## 1. INTRODUZIONE

Nella presente relazione si riportano le verifiche geotecniche e strutturali relative al muro di contenimento degli scavi per la vasca Ovest, al fine di contenere gli ingombri e rendere possibile la realizzazione della vasca drenante SLA8. Le fasi realizzative prevedono prima la realizzazione del muro con vasca Ovest drenante e a seguire la vasca SLA8.

Il manufatto in oggetto rientra nell'ambito della progettazione dell'opera denominata Galleria artificiale Brescia Est – GA27, posta nel Comune Mazzano (BS), che si sviluppa dalla progressiva Pk 105+814 alla progressiva Pk 106+304.

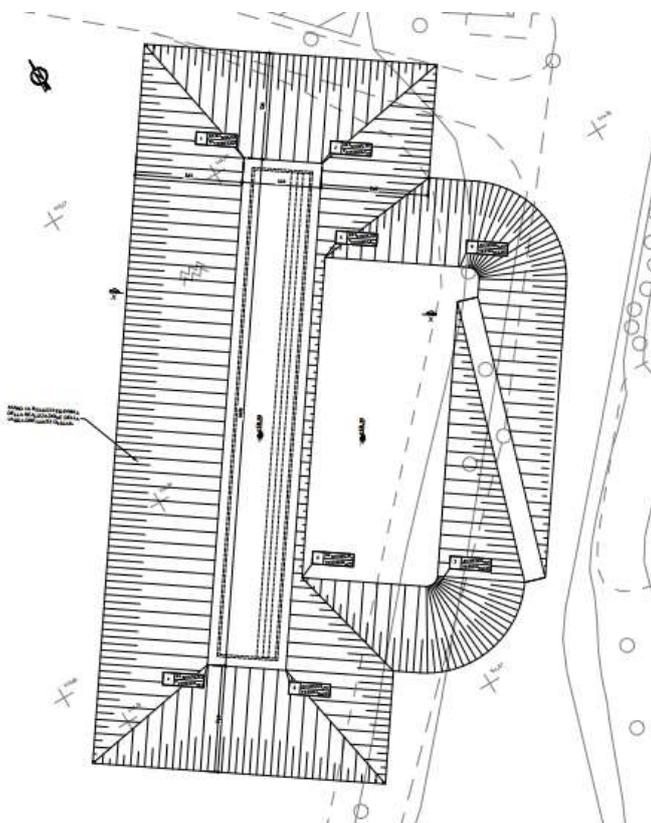


Figura 1: Inquadramento planimetrico

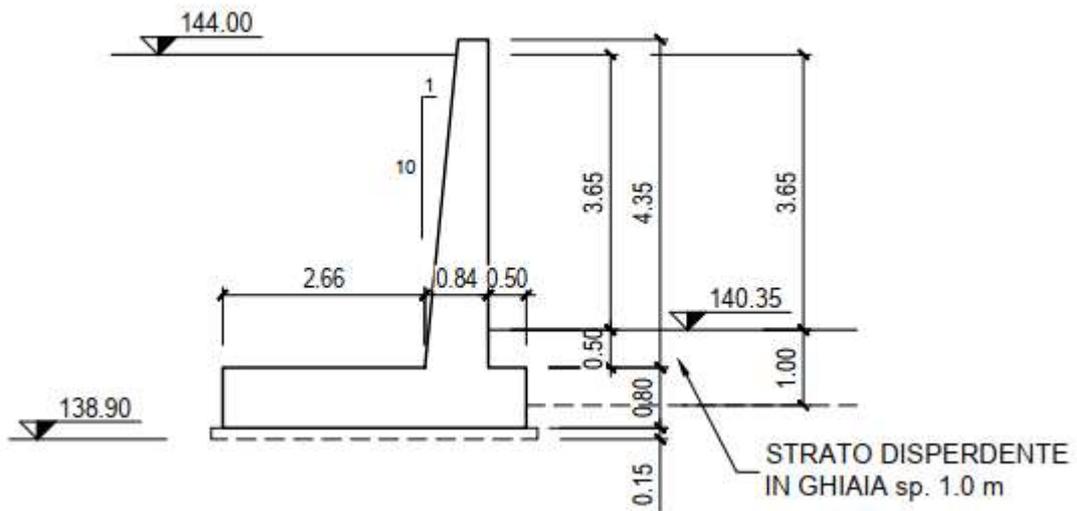


Figura 2: Sezione trasversale

## 2. ELABORATI DI RIFERIMENTO

Nel seguito si riporta l'elenco elaborati della WBS GA27, di cui la presente relazione generale costituisce parte integrante.

CODICE										DESCRIZIONE	
INOR	12	E	E2	R	O	GA	27	0	0	001	Relazione generale
INOR	12	E	E2	R	B	GA	27	0	0	001	Relazione geotecnica
INOR	12	E	E2	C	L	GA	27	0	0	001	Galleria artificiale - Relazione di calcolo
INOR	12	E	E2	C	L	GA	27	0	0	002	Galleria artificiale - Tabulati di calcolo
INOR	12	E	E2	R	O	GA	27	0	0	003	Relazione di verifica di resistenza al fuoco Galleria artificiale
INOR	12	E	E2	C	L	GA	27	0	0	003	Muri di imbocco - Relazione di calcolo
INOR	12	E	E2	C	L	GA	27	0	0	004	Muri di imbocco - Tabulati di calcolo
INOR	12	E	E2	C	L	GA	27	0	1	001	Opere di sostegno degli scavi - Relazione di calcolo
INOR	12	E	E2	C	L	GA	27	0	1	002	Opere di sostegno degli scavi - Tabulati di calcolo
INOR	12	E	E2	R	I	GA	27	0	6	001	Relazione di smaltimento acque di piattaforma
INOR	12	E	E2	4	T	GA	27	0	0	001	Tabella materiali
INOR	12	E	E2	P	8	GA	27	0	0	001	Planimetria di individuazione dell'opera
INOR	12	E	E2	F	6	GA	27	0	0	001	Profilo longitudinale generale dell'opera
INOR	12	E	E2	P	A	GA	27	0	0	001	Pianta e sezione longitudinale tav.1/6
INOR	12	E	E2	P	A	GA	27	0	0	002	Pianta e sezione longitudinale tav.2/6
INOR	12	E	E2	P	A	GA	27	0	0	003	Pianta e sezione longitudinale tav.3/6
INOR	12	E	E2	P	A	GA	27	0	0	004	Pianta e sezione longitudinale tav.4/6
INOR	12	E	E2	P	A	GA	27	0	0	005	Pianta e sezione longitudinale tav.5/6
INOR	12	E	E2	P	A	GA	27	0	0	006	Pianta e sezione longitudinale tav.6/6
INOR	12	E	E2	P	Z	GA	27	0	0	001	Planimetria di ubicazione delle indagini geognostiche
INOR	12	E	E2	F	6	GA	27	0	0	002	Profilo geotecnico in asse galleria
INOR	12	E	E2	P	A	GA	27	0	1	001	Pianta scavi Tav. 1/3
INOR	12	E	E2	P	A	GA	27	0	1	002	Pianta scavi Tav. 2/3
INOR	12	E	E2	P	A	GA	27	0	1	003	Pianta scavi Tav. 3/3
INOR	12	E	E2	B	Z	GA	27	0	0	005	Sezioni tipo galleria
INOR	12	E	E2	B	B	GA	27	0	0	002	Sezioni tipo muri di linea
INOR	12	E	E2	P	Z	GA	27	0	0	002	Planimetria sistemazione definitiva
INOR	12	E	E2	W	A	GA	27	0	0	001	Sistemazione finale - Sezioni trasversali Tav. 1/2
INOR	12	E	E2	W	A	GA	27	0	0	002	Sistemazione finale - Sezioni trasversali Tav. 2/2
INOR	12	E	E2	B	A	GA	27	0	0	001	Carpenteria - Pianta, profilo e sezioni - Muri lato Ovest Tav. 1/2
INOR	12	E	E2	B	A	GA	27	0	0	002	Carpenteria - Pianta, profilo e sezioni - Muri lato Ovest Tav. 2/2
INOR	12	E	E2	B	A	GA	27	0	0	003	Carpenteria - Pianta, profilo e sezioni - Muri lato Est
INOR	12	E	E2	W	9	GA	27	0	1	001	Opere di sostegno e scavi - Sezioni trasversali Tav. 1/2
INOR	12	E	E2	W	9	GA	27	0	1	002	Opere di sostegno e scavi - Sezioni trasversali Tav. 2/2
INOR	12	E	E2	P	A	GA	27	0	1	004	Planimetria di tracciamento opere di sostegno 1/3
INOR	12	E	E2	P	A	GA	27	0	1	005	Planimetria di tracciamento opere di sostegno 2/3
INOR	12	E	E2	P	A	GA	27	0	1	006	Planimetria di tracciamento opere di sostegno 3/3
INOR	12	E	E2	F	A	GA	27	0	1	001	Profilo longitudinale opere di sostegno - micropali Tav. 1/3
INOR	12	E	E2	F	A	GA	27	0	1	002	Profilo longitudinale opere di sostegno - micropali Tav. 2/3

Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
12Codifica Documento  
E E2 CL GA 270 0 005Rev.  
AFoglio  
6 di 38

INOR	12	E	E2	F	A	GA	27	0	1	003	Profilo longitudinale opere di sostegno - micropali Tav. 3/3
INOR	12	E	E2	F	A	GA	27	0	1	004	Profilo longitudinale opere di sostegno - paratia di pali 1/3
INOR	12	E	E2	F	A	GA	27	0	1	005	Profilo longitudinale opere di sostegno - paratia di pali 2/3
INOR	12	E	E2	F	A	GA	27	0	1	006	Profilo longitudinale opere di sostegno - paratia di pali 3/3
INOR	12	E	E2	B	Z	GA	27	0	0	001	Concio 1 - Armatura Tav. 1/2
INOR	12	E	E2	B	Z	GA	27	0	0	002	Concio 1 - Armatura Tav. 2/2
INOR	12	E	E2	B	Z	GA	27	0	0	003	Conci 2-3-4-5-8-9-10-11 - Armatura Tav. 1/2
INOR	12	E	E2	B	Z	GA	27	0	0	004	Conci 2-3-4-5-8-9-10-11 - Armatura Tav. 2/2
INOR	12	E	E2	B	B	GA	27	0	0	001	Concio 6 - Armatura Tav. 1/2
INOR	12	E	E2	B	B	GA	27	0	0	004	Concio 6 - Armatura Tav. 2/2
INOR	12	E	E2	B	Z	GA	27	0	0	007	Concio 7 - Armatura Tav. 1/2
INOR	12	E	E2	B	Z	GA	27	0	0	008	Concio 7 - Armatura Tav. 2/2
INOR	12	E	E2	B	Z	GA	27	0	0	009	Concio 12 - Armatura Tav. 1/2
INOR	12	E	E2	B	Z	GA	27	0	0	010	Concio 12 - Armatura Tav. 2/2
INOR	12	E	E2	B	Z	GA	27	0	1	001	Palo tipo 1 - Armatura
INOR	12	E	E2	B	Z	GA	27	0	1	002	Palo tipo 2 - Armatura
INOR	12	E	E2	B	Z	GA	27	0	1	003	Palo tipo 3 - Armatura
INOR	12	E	E2	B	Z	GA	27	0	1	004	Paratia di pali e micropali - Sezione tipo e dettagli
INOR	12	E	E2	B	Z	GA	27	0	1	005	Paratie di pali e micropali - Armatura cordolo sommitale
INOR	12	E	E2	P	Z	GA	27	0	6	001	Pianta drenaggi di piattaforma
INOR	12	E	E2	P	Z	GA	27	0	6	002	Opere di drenaggio di superficie
INOR	12	E	E2	B	Z	GA	27	0	9	001	Dettagli opere di impermeabilizzazione, barriere e recinzioni
INOR	12	E	E2	B	Z	GA	27	0	0	019	Muri di imbocco lato Ovest - Concio A - Armatura Tav. 1/2
INOR	12	E	E2	B	Z	GA	27	0	0	006	Muri di imbocco lato Ovest - Concio A - Armatura Tav. 2/2
INOR	12	E	E2	B	Z	GA	27	0	0	012	Muri di imbocco lato Ovest - Concio B - Armatura Tav. 1/2
INOR	12	E	E2	B	B	GA	27	0	0	006	Muri di imbocco lato Ovest - Concio B - Armatura Tav. 2/2
INOR	12	E	E2	B	Z	GA	27	0	0	013	Muri di imbocco lato Ovest - Conci C/D/E/F - Armatura Tav.1/2
INOR	12	E	E2	B	B	GA	27	0	0	008	Muri di imbocco lato Ovest - Conci C/D/E/F - Armatura Tav.2/2
INOR	12	E	E2	B	Z	GA	27	0	0	014	Muri di imbocco lato Ovest - Concio G - Armatura Tav. 1/2
INOR	12	E	E2	B	B	GA	27	0	0	005	Muri di imbocco lato Ovest - Concio G - Armatura Tav. 2/2
INOR	12	E	E2	B	Z	GA	27	0	0	015	Muri di imbocco lato Est - Concio H - Armatura Tav. 1/2
INOR	12	E	E2	B	B	GA	27	0	0	007	Muri di imbocco lato Est - Concio H - Armatura Tav. 2/2
INOR	12	E	E2	B	B	GA	27	0	5	001	Muri di imbocco lato Ovest ed Est - Conci G/H - Armatura banchina e magrone
INOR	12	E	E2	B	Z	GA	27	0	0	016	Muri di imbocco lato Est - Concio I - Armatura Tav. 1/2
INOR	12	E	E2	B	B	GA	27	0	0	003	Muri di imbocco lato Est - Concio I - Armatura Tav. 2/2
INOR	12	E	E2	B	Z	GA	27	0	0	017	Muri di imbocco lato Est - Concio L - Armatura Tav. 1/2
INOR	12	E	E2	B	Z	GA	27	0	0	018	Muri di imbocco lato Est - Concio L - Armatura Tav. 2/2
INOR	12	E	E2	B	A	GA	27	0	1	001	Schema fasi costruttive
INOR	12	E	E2	P	6	GA	27	0	8	001	Interferenze con i sottoservizi
INOR	12	E	E2	C	L	GA	27	0	0	005	Vasca drenante ovest - Muro a L - Relazione di calcolo
INOR	12	E	E2	B	A	GA	27	0	0	004	Vasca drenante ovest - Muro a L - Pianta scavi e carpenteria muro
INOR	12	E	E2	B	Z	GA	27	0	0	011	Vasca drenante ovest - Muro a L - Armatura

### 3. NORMATIVE E SPECIFICHE DI RIFERIMENTO

#### 3.1. Normative

Il quadro normativo alla base della presente revisione progettuale viene nel seguito riportato:

- **Legge 05.11.1971 n. 1086** "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica"
- **D.P.R. n. 380/2001** e s.m.i. "Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia"
- **D. M. Infrastrutture 14 gennaio 2008 (NTC 2008)** "Nuove Norme tecniche per le costruzioni"
- **CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n. 617** "Istruzione per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008"
- **UNI EN 1992-1-1 novembre 2005 (EC2)** "Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1: Regole generali e regole per edifici"
- **UNI EN 1992-1-2 aprile 2005 (EC2 "Progettazione strutturale contro l'incendio")** "Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-2: Regole generali – Progettazione strutturale contro l'incendio"
- **UNI EN 1998-5 gennaio 2005 (EC8)** "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica– Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici"

#### 3.2. Specifiche Tecniche

- Manuale di Progettazione delle Opere Civili. Parte II – Sezione 4 – Gallerie (RFI DTC SI GA MA IFS 001 A). Emissione 30/12/2016;
- Manuale di Progettazione delle Opere Civili. Parte II – Sezione 3 – Corpo Stradale (RFI DTC SI CS MA IFS 001 A). Emissione 30/12/2016;
- Manuale di Progettazione delle Opere Civili. Parte II – Sezione 6 – Sagome e Profilo minimo degli ostacoli (RFI DTC SI CS MA IFS 003 A). Emissione 30/12/2016;
- Manuale di Progettazione delle Opere Civili. Parte II – Sezione 2 – Ponti e strutture (RFI DTC SI PS MA IFS 001 A). Emissione 30/12/2016;
- "Criteri per il dimensionamento e verifiche delle gallerie artificiali D.M. 2008" rev. 01 del 26.01.2017 – ITALFERR U.O. Gallerie

#### 3.3. Istruttorie di riferimento

- IN0500D09ISGAXX00001A\_IN05-RV-0000000565
- IN0500D11ISGA0000201B\_IN05-RV-0000000779
- IN0500D11ISGA2700107B\_IN05-RV-0000000773
- IN0500D11ISID0000004A\_IN05\_RV\_0000000626
- IN0500D11ISGA000X101A\_IN05-RV-0000000570

## 4. MATERIALI

### 4.1. Calcestruzzo

Calcestruzzo per fondazione ed elevazione:

Classe di resistenza			C30/37
Classe di esposizione			XC2
Resistenza caratteristica cubica a compressione	$R_{ck}$	37.0	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	$f_{ck}$	30.7	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a compressione	$f_{cm}$	38.7	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza cilindrica a compressione di progetto	$f_{cd}$	17.4	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione	$f_{ctm}$	2.94	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk,5\%}$	2.06	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico istantaneo medio (secante)	$E_{cm}$	33019.43	N/mm <sup>2</sup>
Tensione massima di compressione in esercizio (comb.RARA)	$\sigma_c$	16.89	N/mm <sup>2</sup>

### 4.2. Acciaio

Acciaio d'armatura:

Classe di acciaio			B450
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk}$	540	N/mm <sup>2</sup>
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk}$	450	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	$f_{yd}$	391.3	N/mm <sup>2</sup>
Sovra-resistenza	$f_{tk} / f_{yk}$	$\geq 1.15$	-
Modulo di elasticità	$E_s$	210000	N/mm <sup>2</sup>
Tensione massima di trazione in esercizio (comb.SLE)	$\sigma_s$	360.00	N/mm <sup>2</sup>

### 4.3. Durabilità

#### 4.3.1. Ambiente di riferimento

In fase progettuale, si ritiene che le condizioni ambientali alle quali la struttura in esame possa essere sottoposta siano diversificate in relazione al fatto che la parte esaminata sia in fondazione oppure sia in elevazione. In particolare, si assume:

- |                                      |            |
|--------------------------------------|------------|
| - Elevazione (Piedritti e copertura) | <b>XC2</b> |
| - Fondazione                         | <b>XC2</b> |

#### 4.3.2. Copriferro di progetto

Il valore del copriferro di progetto viene definito in accordo al paragrafo C.4.1.6.1.3 della circolare spiegativa. In particolare, i valori minimi di copriferro ( $c_{min}$ ) previsti da tale norma sono:

- |                                      |                             |    |    |
|--------------------------------------|-----------------------------|----|----|
| - Elevazione (Piedritti e copertura) | <b><math>c_{min}</math></b> | 20 | mm |
| - Platea di fondazione               | <b><math>c_{min}</math></b> | 20 | mm |

A partire da tali valori minimi di copriferro si definiscono i copriferri di progetto, in relazione alle classi ambientali riferite a ciascuna parte esaminata e la vita nominale di progetto. In particolare, si considera ordinaria la classe ambientale per la platea di fondazione e aggressiva la classe ambientale per gli elementi in elevazione e una vita nominale di 100 anni. Si considera anche una tolleranza di posa pari a 10 mm come indicato in normativa. Dunque, i copriferri di progetto ( $c_d$ ) risultano:

- |                                      |                         |                 |    |
|--------------------------------------|-------------------------|-----------------|----|
| - Elevazione (Piedritti e copertura) | <b><math>c_d</math></b> | $20+10+10 = 40$ | mm |
| - Platea di fondazione               | <b><math>c_d</math></b> | $20+10+10 = 40$ | mm |

#### 4.3.3. Limiti fessurativi

Allo stato limite di apertura delle fessure, i limiti fessurativi vengono prescritti nel paragrafo 4.1.2.2.4 delle NTC 2008. In particolare, il valore limite di apertura della fessura calcolato, per la combinazione di azioni prescelta, al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

- |         |     |    |
|---------|-----|----|
| - $w_1$ | 0,2 | mm |
| - $w_2$ | 0,3 | mm |
| - $w_3$ | 0,4 | mm |

Lo stato limite di fessurazione deve essere fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione, come descritto di seguito. L'apertura convenzionale delle fessure, calcolata con la combinazione caratteristica (RARA) e quasi permanente (QP) per gli SLE, dovrà risultare:

- per strutture in condizioni ambientali aggressive e molto aggressive e zone non ispezionabili

$$\delta_f \leq w_1$$

- per strutture in condizioni ambientali ordinarie e zone ispezionabili

$$\delta_f \leq w_2$$

Nonostante il manuale di progettazione **RFI DTC SI PS MA IFS 001 A** al 4.1.2.2.4.1 impone che le verifiche a fessurazione vengono eseguite con la combinazione caratteristica (RARA) rispettando le seguenti condizioni sull'apertura convenzionale delle fessure.

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 12	Codifica Documento E E2 CL GA 270 0 005	Rev. A	Foglio 10 di 38
---------	------------------	-------------	--	-----------	--------------------

- $\delta_f < w_1$  per strutture in condizioni ambientali aggressive e molto aggressive, così come identificate nel par. 4.1.2.2.4.3 del DM 14.1.2008, per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili di tutte le strutture;
- $\delta_f < w_2$  per strutture in condizioni ambientali ordinarie secondo il citato paragrafo del DM 14.1.2008.

Se adotta quindi un limite di fessura pari a  $w_1 = 0.2$  mm in tutta la struttura.

## 5. STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI

### 5.1. Stratigrafia

I sondaggi disponibili hanno evidenziato come la collina di Ciliverghe, incisa dalla GA27, sia costituita dai seguenti terreni (procedendo dalla sommità in profondità):

- una coltre superficiale di loess, rappresentata da sabbie limose poco addensate e limi sabbiosi, con locale e irregolare prevalenza della frazione più francamente grossolana o di quella più fine, fino ad avere lenti di argilla;
- alla base del loess, depositi glaciali di granulometria eterometrica, da argilla con ghiaia a ciottoli subangolosi e sabbia ghiaiosa;
- alla base, e fino alle profondità di interesse, depositi fluvioglaciali costituiti da ghiaia eterometrica subangolosa, con livelli conglomeratici a bancate anche plurimetriche e trovanti;
- un'alternanza di sabbie e limi, nei quali tuttavia si ha di rado una frazione nettamente prevalente sulle altre: nei terreni fini è sempre presente una percentuale, anche rilevante, di terreni granulari, e viceversa.

Le unità sopra definite non sono comunque correlabili in modo sempre chiaro e regolare (a luoghi prevale la frazione granulare, a luoghi e con un limite non netto la frazione fine), e soprattutto non presentano una stratificazione regolare e orizzontale, così che risulta difficile definire una successione stratigrafica di riferimento.

Ai fini delle verifiche della galleria artificiale, si potrà considerare la seguente stratigrafia:

- da p.c. a 141 m s.l.m. ( $\cong$  quota intradosso GA): loess
- 141 m s.l.m. ÷ 138.5m s.l.m.: ghiaie e sabbie (depositi glaciali)
- 138.5 m s.l.m. ÷ 126.5m s.l.m.: conglomerati (depositi fluvioglaciali)
- <126.5m s.l.m.: sabbie e limi

### 5.2. Falda

Le letture piezometriche antecedenti il 2018, condotte nei piezometri installati durante le campagne di indagine realizzate nelle fasi progettuali precedenti, avevano individuato una falda profonda rispetto alle opere in progetto e non interferente con le stesse. In particolare, nel piezometro al foro S06 (2002) era stata registrata una soggiacenza media di 20.43m, corrispondente a una falda nell'intorno di quota 124m s.l.m., con un'escursione di 1.15m, mentre il piezometro stesso era risultato asciutto nelle letture degli anni successivi (cfr. la "Relazione idrogeologica" del Progetto Definitivo IN0500DE2RGGE0002001-1).

A prescindere dall'interpretazione delle letture e delle cause che portano ai segnalati picchi isolati, si osserva che la quota dell'acqua rilevata nei piezometri rimane comunque sempre largamente inferiore alle quote di interesse per le opere in progetto, anche considerando i picchi suddetti, e in genere inferiore (con l'eccezione di una singola lettura in un solo piezometro, senza riscontro in quelli adiacenti) alla quota di falda di progetto assunta nel Progetto Definitivo (127.5m s.l.m.), che risultava cautelativa già in quella fase.

Per quanto osservato si è confermata anche per la presente fase progettuale la medesima assunzione:

quota di falda: 127.5m s.l.m.

La superficie di falda è assunta orizzontale nell'ambito dello sviluppo della GA e delle principali opere adiacenti (muri e all'uscita della GA e cavalcaferrovia IV40).

**6.1. Parametri geotecnici di calcolo**

Ai fini dei calcoli e delle verifiche oggetto del presente documento, di seguito si riportano i dati e i parametri geotecnici di progetto del terreno.

		Loess	Sabbie e ghiaie	Conglomerati	Sabbie e limi	
$\gamma$	[kN/m <sup>3</sup> ]	18-19	19.5	19-20	19	peso di volume
$\varphi'$	[°]	28-30	38	38	35	angolo di resistenza a taglio
$c'$	[kPa]	0-5	0	35-50	0	coesione intercetta
$E_0$	[MPa]	20+2.9z	200+18z	450+26.7z	450	modulo elastico iniziale
$\nu$	[-]	0.3	0.3	0.25	0.3	coefficiente di Poisson

**Tabella 7-11.** Caratteristiche geotecniche del terreno.

Per maggiori dettagli si rimanda alla Relazione geotecnica IN0R12EE2RBGA2700001.

## 7. PARAMETRI SISMICI

Tabella 1. Parametri sismici – Galleria GA27.

Classe d'uso	[-]	3
Vita nominale	[anni]	100
Coefficiente d'uso	[-]	1.5
Categoria sismica	[-]	B
Categoria topograf.	[-]	T1
Fattore di struttura q	[-]	1
Longitudine	[°]	10.3518
Latitudine	[°]	45.4853
Stato limite	[-]	SLV
$a_{g,0}$	[g]	0.232
$S_s$	[-]	1.172
$S_t$	[-]	1
$S = S_s * S_t$	[-]	1.172
$a_{max,0}$	[g]	0.272

L'azione sismica è stata calcolata per mezzo del foglio di calcolo Spettri-NTCver.1.0.3 messo a disposizione dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

**FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO**

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: 10.35177      LATTITUDINE: 45.48530

Ricerca per comune

REGIONE: Lombardia      PROVINCIA: Brescia      COMUNE: Magasa

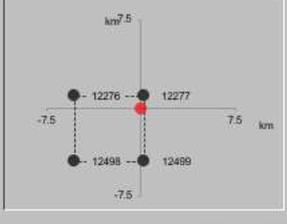
Elaborazioni grafiche

- Grafici spettri di risposta
- Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

- Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



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 posti individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO      **FASE 1**      FASE 2      FASE 3

Figura 1. Pericolosità sismica del sito.



Figura 2. Vita di progetto della costruzione.

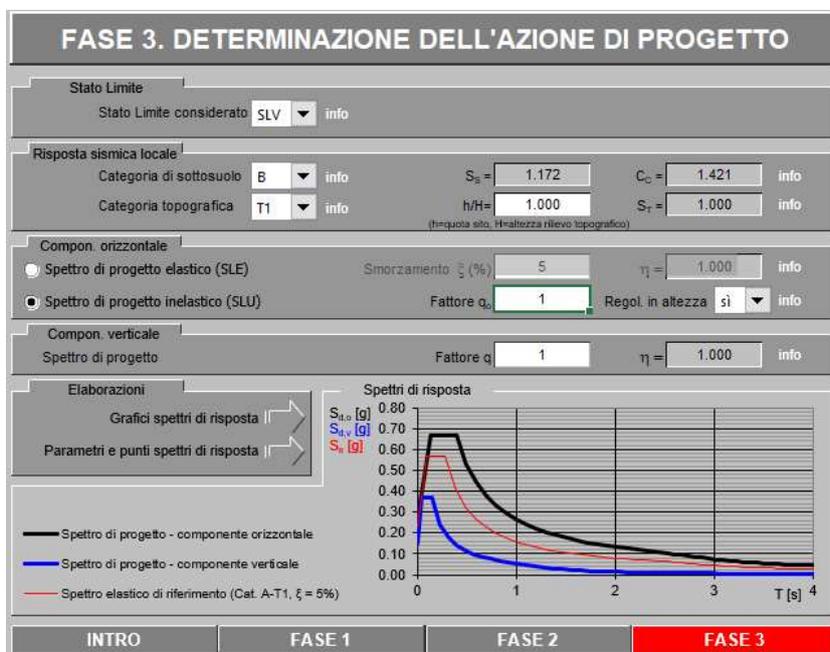
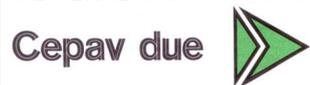


Figura 3. Azioni di progetto sismico.

Tabella 2. Parametri dipendenti e indipendenti sisma orizzontale.

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INOR

Lotto  
12

Codifica Documento  
E E2 CL GA 270 0 005

Rev.  
A

Foglio  
15 di 38

**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0.232 g
$F_o$	2.456
$T_C^*$	0.278 s
$S_S$	1.172
$C_C$	1.421
$S_T$	1.000
$q$	1.000

**Parametri dipendenti**

$S$	1.172
$\eta$	1.000
$T_B$	0.132 s
$T_C$	0.395 s
$T_D$	2.529 s

## 8. CRITERI NORMATIVI DI VERIFICA

Il decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008 prevede che per ogni Stato Limite Ultimo (SLU) il valore di progetto dell'azione (o dell'effetto dell'azione),  $E_d$ , deve essere minore od uguale, del valore di progetto della resistenza,  $R_d$ , del sistema geotecnico di fondazione:

$$E_d \leq R_d \quad (\text{Eq. 6.2.1 del doc. rif. } \textbf{Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.})$$

La verifica della suddetta condizione deve essere svolta impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3), e riportati nelle Tabelle 1, 2 e 3 (quest'ultima Tabella, essendo riferita alle resistenze della specifica tipologia di opera viene riportata nel capitolo successivo, relativo alle verifiche di sicurezza sui opere in materiali sciolti e fronti di scavo) :

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E \gamma_E$ )	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.1	1.3	1.0
Permanenti non strutturali	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3

Tabella 8-1: Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni-(Tab. 6.2.I, doc. rif. **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**)

PARAMETRO	Grandezza a cui applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi_k$	$\gamma_{\phi'}$	1.0	1.25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1.0	1.25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1.0	1.4
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_{\gamma}$	1.0	1.0

Tabella 8-2: Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (Tab. 6.2.II, doc. rif. **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**)

La verifica agli stati limite ultimi dei muri di sostegno, in accordo a quanto definito nel Par. 6.5.3.1.1 del doc. rif. **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**, è stata effettuata secondo l'Approccio 1, Combinazione 2, a cui corrisponde la seguente combinazione di coefficienti parziali di sicurezza:

$$A2+M2+R2$$

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 1 e 2 del precedente paragrafo e della tabella 3 sottostante.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$

Tabella 8-3: Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di muri di sostegno (Tab. 6.5.I, doc. rif **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**)

### 8.1. Verifiche di sicurezza in condizioni sismiche

In quanto segue, le verifiche in condizioni sismiche sono state eseguite mediante un metodo di calcolo all'equilibrio limite pseudostatico.

Nei metodi pseudostatici l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso  $W$  del volume di terreno potenzialmente instabile. Tale forza dipende dalle caratteristiche del moto sismico atteso nel volume di terreno potenzialmente instabile e dalla capacità di tale volume di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza. Nella verifica agli stati limite ultime, la norma prevede, al par. 7.11.3.5.2, che le componenti orizzontale e verticale di tale forza possono esprimersi come:

$$F_h = k_h \cdot W$$

$$F_v = k_v \cdot W$$

con  $k_h$  e  $k_v$  rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale:

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

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h$$

dove

$\beta_s$  = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

$a_{\max}$  = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

$g$  = accelerazione di gravità.

I valori di  $\beta_s$  sono riportati in Tabella 4 in funzione dell'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido,  $a_g(g)$ .

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	$\beta_s$	$\beta_s$
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,31	0,31
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,29	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,18

Tabella 8-4: Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito (Tab. 7.11.II, doc. rif. **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**)

Nel caso in esame, in via cautelativa, si è assunto:

categoria sottosuolo: B

$$a_g/g = 0.232$$

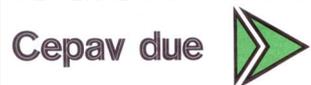
$$F_0 = 2.456$$

$$\Rightarrow S_s = 1.172$$

$$S_T = 1.0$$

e quindi:

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INOR

Lotto  
12

Codifica Documento  
E E2 CL GA 270 0 005

Rev.  
A

Foglio  
18 di 38

$$a_{\max}/g = 0.272$$

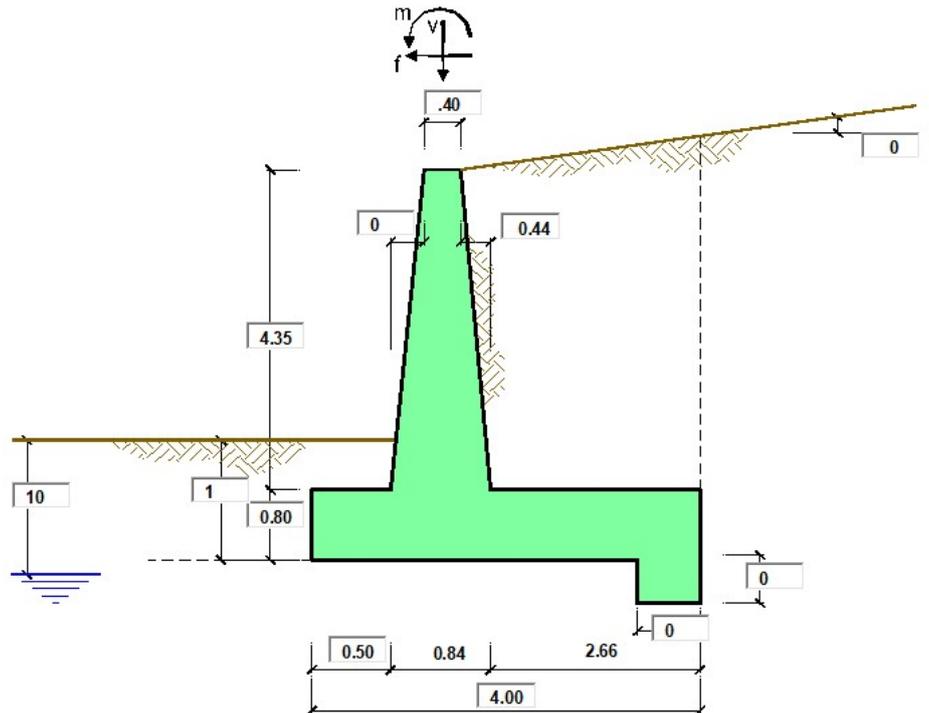
$$k_h = \beta_s \cdot a_{\max}/g = 0.31 \cdot 0.272 = 0.0843$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h = \pm 0.0421$$

## 9. VERIFICHE GEOTECNICHE E STRUTTURALI

Le verifiche sono state condotte mediante il foglio di calcolo "muri\_diretta" compilato e distribuito dalla DEI editore, che effettua il calcolo sia geotecnico che strutturale, consentendo all'utente di inserire i valori desiderati dei fattori di sicurezza parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici del terreno (nella fattispecie sono stati adottati quelli dettati dalla normativa vigente per la Combinazione 2 dell'Approccio di calcolo 1, riportati in precedenza in questa relazione).

Di seguito si riportano stralci del foglio di calcolo per le verifiche in condizioni sia statiche sia sismiche.



				valori caratteristici		valori di progetto	
				SLE		STR/GEO	EQU
<b>Dati Geotecnici</b>							
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	$\varphi'$	30.00	24.79	24.79	
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma'$	19.00	19.00	19.00	
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	$\delta$	0.00	0.00	0.00	
Dati Terreno Fondazione	Condizioni		<input checked="" type="radio"/> drenate <input type="radio"/> Non Drenate				
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	$c1'$	0.00	0.00	0.00	
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	$\varphi1'$	38.00	32.01	32.01	
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma1$	19.50	19.50	19.50	
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma d$	19.00	19.00	19.00	
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata $H = 2*B$ )	(m)	$H_s$	8.00			
	Modulo di deformazione	(kN/m <sup>2</sup> )	$E$	120000			
Dati Sismici	Accelerazione sismica		$a_g/g$	0.232	(-)		
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico		$S_s$	1.172	(-)		
	Coefficiente Amplificazione Topografico		$S_T$	1	(-)		
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima		$\beta_s$	0.31	(-)		
	Coefficiente sismico orizzontale		$k_h$	0.08429024	(-)		
	Coefficiente sismico verticale		$k_v$	0.0421	(-)		
	Muro libero di traslare o ruotare			<input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no			

**Carichi Agenti**

			valori caratteristici		valori di progetto	
			SLE - sisma		STR/GEO	EQU
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m <sup>2</sup> )	qp	0.00	0.00	0.00
	Sovraccarico su zattera di monte <input type="radio"/> si <input checked="" type="radio"/> no					
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	fp	0.00	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	vp	0.00	0.00	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	20.00	26.00	30.00
	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	(kN/m)	v	0.00	0.00	0.00
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	m	0.00	0.00	0.00
	Coefficienti di combinazione condizione frequente $\Psi_1$		0.75	condizione quasi permanente $\Psi_2$		0.00
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m <sup>2</sup> )	qs	0.00		
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	fs	0.00		
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	vs	0.00		
	Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kNm/m)	ms	0.00		

**FORZE VERTICALI**

## - Peso del Muro (Pm)

		SLE	STR/GEO	EQU	
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)	43.50	43.50	39.15
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	23.93	23.93	21.53
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	80.00	80.00	72.00
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5	(kN/m)	147.43	147.43	132.68

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

Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma')$	(kN/m)	219.85	219.85	197.86
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)	18.18	18.18	16.36
Sovr =	qp * (B4+B5)	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr	(kN/m)	238.03	238.03	214.23

## - Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat	q * (B4+B5)	(kN/m)	62	80.6
Sovr acc. Sism	qs * (B4+B5)	(kN/m)	0	

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

## - Muro (Mm)

		SLE	STR/GEO	EQU	
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1+2/3 B2)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1+B2+0,5 \cdot B3)$	(kNm/m)	30.45	30.45	27.41
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1+B2+B3+1/3 B4)$	(kNm/m)	25.04	25.04	22.54
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	160.00	160.00	144.00
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm =	Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5	(kNm/m)	215.49	215.49	193.94

## - Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro

Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1+B2+B3+B4+0,5 \cdot B5)$	(kNm/m)	587.00	587.00	528.30
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	21.70	21.70	19.53
Msovr =	$Sovr \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mt =	Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr	(kNm/m)	608.70	608.70	547.83

## - Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	151.9	197.47
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0	

Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
12Codifica Documento  
E E2 CL GA 270 0 005Rev.  
AFoglio  
21 di 38**INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO**

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)

Ps h =	Pm*kh	(kN/m)	12.43
Ps v =	Pm*kv	(kN/m)	6.21

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

Ptsh =	Pt*kh	(kN/m)	20.06
Ptsv =	Pt*kv	(kN/m)	10.03

- 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)	10.91
MPs3 h=	kh*Pm3*(H2+H3/3)	(kNm/m)	4.54
MPs4 h=	kh*Pm4*(H2/2)	(kNm/m)	2.70
MPs5 h=	-kh*Pm5*(Hd/2)	(kNm/m)	0.00
MPs h=	MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5	(kNm/m)	18.14

- 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)	1.28
MPs3 v=	kv*Pm3*(B1+B2+B3+B4/3)	(kNm/m)	1.06
MPs4 v=	kv*Pm4*(B/2)	(kNm/m)	6.74
MPs5 v=	kv*Pm5*(B-Bd/2)	(kNm/m)	0.00
MPs v=	MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5	(kNm/m)	9.08

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

MPts1 h=	kh*Pt1*(H2 + H3/2)	( kNm/m )	55.13
MPts2 h=	kh*Pt2*(H2 + H3 + H4/3)	( kNm/m )	0.00
MPts3 h=	kh*Pt3*(H2+H3*2/3)	( kNm/m )	5.67
MPts h=	MPts1 + MPts2 + MPts3	( kNm/m )	60.80

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

MPts1 v=	kv*Pt1*((H2 + H3/2) - (B - B5/2)*0.5)	( kNm/m )	24.74
MPts2 v=	kv*Pt2*((H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3)*0.5)	( kNm/m )	0.00
MPts3 v=	kv*Pt3*((H2+H3*2/3)-(B1+B2+B3+2/3*B4)*0.5)	( kNm/m )	1.20
MPts v=	MPts1 + MPts2 + MPts3	( kNm/m )	25.93

**CONDIZIONE STATICA****SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

- Spinta totale condizione statica

		SLE	STR/GEO	EQU	
St =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m)	83.99	103.09	113.39
Sq perm =	$q \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sq acc =	$q \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$	(kN/m)	34.33	54.78	63.21

- Componente orizzontale condizione statica

Sth =	St*cosδ	(kN/m)	83.99	103.09	113.39
Sqh perm =	Sq perm*cosδ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sqh acc =	Sq acc*cosδ	(kN/m)	34.33	54.78	63.21

- Componente verticale condizione statica

Stv =	St*senδ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sqv perm =	Sq perm*senδ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sqv acc =	Sq acc*senδ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Spinta passiva sul dente

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

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

			SLE	STR/GEO	EQU
MSt1 =	$Sth \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3 - Hd)$	( kNm/m )	144.18	176.96	194.66
MSt2 =	$Stv \cdot B$	( kNm/m )	0.00	0.00	0.00
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 )	88.41	141.07	162.77
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 )	0.00	0.00	0.00

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

Risultante forze verticali (N)

$$N = Pm + Pt + v + Stv + Sqv \text{ perm} + Sqv \text{ acc} \quad 385.46 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = Sth + Sqh + f \quad 157.87 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tg} \phi_1' \quad 0.63 \quad (-)$$

$$\mathbf{Fs \text{ scorr.} \quad (N \cdot f + Sp) / T \quad \mathbf{1.53} \quad > \quad \mathbf{1}}$$

**VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)**

Momento stabilizzante (Ms)

$$Ms = Mm + Mt + Mfext3 \quad 741.77 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$Mr = MSt + MSq + Mfext1 + Mfext2 + MSp \quad 357.43 \quad (\text{kNm/m})$$

$$\mathbf{Fs \text{ ribaltamento} \quad Ms / Mr \quad \mathbf{2.08} \quad > \quad \mathbf{1}}$$

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

Risultante forze verticali (N)

$$N = Pm + Pt + v + Stv + Sqv (+ \text{Sovr acc}) \quad N_{\min} \quad N_{\max} \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = Sth + Sqh + f - Sp \quad 157.87 \quad 157.87 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$MM = \Sigma M \quad 506.16 \quad 703.63 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)

$$M = Xc \cdot N - MM \quad 264.76 \quad 228.49 \quad (\text{kNm/m})$$

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

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'N_c \cdot i_c + q_0 \cdot N_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot 1 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma$$

$c_1'$	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kPa)
$\varphi_1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	32.01		(°)
$\gamma_1$	peso unità di volume terreno fondaz.	19.50		(kN/m <sup>3</sup> )
$q_0 = \gamma \cdot d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	19.00		(kN/m <sup>2</sup> )
$e = M / N$	eccentricità	0.69	0.49	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	2.63	3.02	(m)

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

$N_q = \text{tg}^2(45 + \varphi/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg}(\varphi))}$	(1 in cond. nd)	23.19		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\varphi)$	(2+ $\pi$ in cond. nd)	35.51		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\varphi)$	(0 in cond. nd)	30.24		(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cotg(\varphi)))^m$	(1 in cond. nd)	0.35	0.44	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.32	0.32	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cotg(\varphi)))^{m+1}$		0.21	0.21	(-)

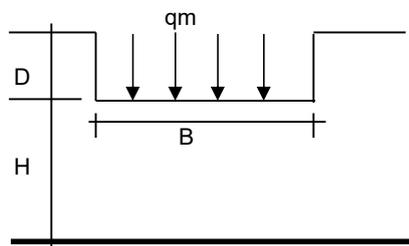
(fondazione nastriforme  $m = 2$ )

$q_{lim}$	(carico limite unitario)	313.04	352.11	(kN/m <sup>2</sup> )
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

**FS carico limite**

$$F = q_{lim} \cdot B^* / N$$

$N_{min}$	<b>2.13</b>	>	<b>1</b>
$N_{max}$	<b>2.28</b>	>	

**CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE**

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

N	385.46	(kN/m)
M	157.21	(kNm/m)
$e = M / N$	0.41	(m)
$B^*$	3.18	(m)

Profondità Piano di Posa della Fondazione

D =	1.00	(m)
$D / B^*$ =	0.31	(m)
$H_s / B^*$ =	2.51	(m)

Carico unitario medio ( $q_m$ )

$$q_m = N / (B - 2 \cdot e) = N / B^* = 121.05 \quad (\text{kN/mq})$$

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

$$\mu_0 = 0.947 \quad (-)$$

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

$$\mu_1 = 0.77 \quad (-)$$

Cedimento della fondazione

$$\delta = \mu_0 \cdot \mu_1 \cdot q_m \cdot B^* / E = 2.33 \quad (\text{mm})$$

Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
12Codifica Documento  
E E2 CL GA 270 0 005Rev.  
AFoglio  
24 di 38**CONDIZIONE SISMICA +****SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

- Spinta condizione sismica +

		SLE	STR/GEO	EQU
Sst1 stat = $0,5 \cdot \gamma' \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m)	83.99	103.09	103.09
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma' \cdot (1+kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas^+ - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	16.73	19.05	19.05
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)	83.99	103.09	103.09
Sst1h sism = $Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	16.73	19.05	19.05
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)	0.00	0.00	0.00
Sst1v sism = $Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
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	EQU
MSst1 stat = $Sst1h \text{ stat} \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	( kNm/m )	144.18	176.96	176.96
MSst1 sism = $Sst1h \text{ sism} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)$	( kNm/m )	28.71	32.71	32.71
MSst2 stat = $Sst1v \text{ stat} \cdot B$	( kNm/m )	0.00	0.00	0.00
MSst2 sism = $Sst1v \text{ sism} \cdot B$	( kNm/m )	0.00	0.00	0.00
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 )		0.00	

**VERIFICA ALLO SCORRIMENTO**

Risultante forze verticali (N)

$N = Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv$	401.70	(kN/m)
---	--------	--------

Risultante forze orizzontali (T)

$T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh$	154.63	(kN/m)
---	--------	--------

Coefficiente di attrito alla base (f)

$f = \text{tg} \phi_1'$	0.63	(-)
-------------------------	------	-----

$Fs = (N \cdot f + Sp) / T$	<b>1.62</b>	>	<b>1</b>
-----------------------------	-------------	---	----------

Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 12	Codifica Documento E E2 CL GA 270 0 005	Rev. A	Foglio 25 di 38
---------	------------------	-------------	--	-----------	--------------------

**VERIFICA AL RIBALTAMENTO**

Momento stabilizzante (Ms)				
Ms =	Mm + Mt + Mfext3	824.19	( kNm/m )	
Momento ribaltante (Mr)				
Mr =	MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSp+MPs+Mpts	253.60	( kNm/m )	
<b>Fr =</b>	<b>Ms / Mr</b>	<b>3.25</b>	<b>&gt;</b>	<b>1</b>

**VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE**

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv + (Sovr acc)	401.70	401.70	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh - Sp	154.63		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM	570.58	570.58	( kNm/m )
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	Xc*N - MM	232.82	232.82	( kNm/m )

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

Fondazione Nastriforme

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

c1'	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kN/mq)
φ1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	32.01		(°)
γ1	peso unità di volume terreno fondaz.	19.50		(kN/m <sup>3</sup> )
q0 = γd'H2'	sovraccarico stabilizzante	19.00		(kN/m <sup>2</sup> )
e = M / N	eccentricità	0.58	0.58	(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	2.84	2.84	(m)

I valori di Nc, Nq e Nγ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

Nq = tg <sup>2</sup> (45 + φ/2)*e <sup>(π*tg(φ))</sup>	(1 in cond. nd)	23.19		(-)
Nc = (Nq - 1)/tg(φ)	(2+π in cond. nd)	35.51		(-)
Nγ = 2*(Nq + 1)*tg(φ)	(0 in cond. nd)	30.24		(-)

I valori di ic, iq e iγ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

iq = (1 - T/(N + B*c'cotgφ)) <sup>m</sup>	(1 in cond. nd)	0.38	0.38	(-)
ic = iq - (1 - iq)/(Nq - 1)		0.35	0.35	(-)
iγ = (1 - T/(N + B*c'cotgφ)) <sup>m+1</sup>		0.23	0.23	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

q <sub>lim</sub>	(carico limite unitario)	361.64	361.64	(kN/m <sup>2</sup> )
------------------	--------------------------	--------	--------	----------------------

<b>FS carico limite</b>	<b>F = q<sub>lim</sub>*B*/ N</b>	Nmin	<b>2.56</b>	<b>&gt;</b>	<b>1</b>
		Nmax	<b>2.56</b>	<b>&gt;</b>	

**CONDIZIONE SISMICA -****SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

- Spinta condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU
Sst1 stat = $0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m)	83.99	103.09	103.09
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma \cdot (1 - k_v) \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_{as}^- \cdot Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	9.74	10.48	10.48
Ssq1 perm = $q_p \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}^-$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1 acc = $q_s \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}^-$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Componente orizzontale condizione sismica -

Sst1h stat = $Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	83.99	103.09	103.09
Sst1h sism = $Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	9.74	10.48	10.48
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)	0.00	0.00	0.00
Sst1v sism = $Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
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

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

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

- Condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU
MSst1 stat = $Sst1h \text{ stat} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + h_d) / 3 - h_d)$	(kNm/m)	144.18	176.96	176.96
MSst1 sism = $Sst1h \text{ sism} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 3 - H_d)$	(kNm/m)	16.71	17.98	17.98
MSst2 stat = $Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSst2 sism = $Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSsq1 = $Ssq1h \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSsq2 = $Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSp = $\gamma_1' \cdot H_d^3 \cdot k_{ps}^+ / 3 + (2 \cdot c_1' \cdot k_{ps}^{+0.5} + \gamma_1' \cdot k_{ps}^+ \cdot H_2) \cdot H_d^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

**MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE**

Mfext1 = $mp + ms$	(kNm/m)		0.00	
Mfext2 = $(fp + fs) \cdot (H_3 + H_2)$	(kNm/m)		0.00	
Mfext3 = $(vp + vs) \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$	(kNm/m)		0.00	

**VERIFICA ALLO SCORRIMENTO**

Risultante forze verticali (N)

$N = P_m + P_t + v_p + v_s + Sst1v + Ssq1v + P_s v + P_tsv$	369.21	(kN/m)
---	--------	--------

Risultante forze orizzontali (T)

$T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs + P_s h + P_tsh$	146.05	(kN/m)
---	--------	--------

Coefficiente di attrito alla base (f)

$f = \tan \phi_1'$	0.63	(-)
--------------------	------	-----

<b>F<sub>s</sub> = (N · f + Sp) / T</b>	<b>1.58</b>	<b>&gt;</b>	<b>1</b>
---	-------------	-------------	----------

**VERIFICA AL RIBALTAMENTO**

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} \quad 824.19 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{Sst} + M_{Ssq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{pts} \quad 308.91 \quad (\text{kNm/m})$$

$$F_r = M_s / M_r \quad \mathbf{2.67} \quad > \quad \mathbf{1}$$

**VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE**

Risultante forze verticali (N)

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

369.21

369.21

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p \quad 146.05 \quad (\text{kN/m})$$

146.05

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$MM = \sum M \quad 515.28 \quad 515.28 \quad (\text{kNm/m})$$

515.28

515.28

Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)

$$M = X_c \cdot N - MM \quad 223.14 \quad 223.14 \quad (\text{kNm/m})$$

223.14

223.14

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

Fondazione Nastriforme

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

$$c1' \quad \text{coesione terreno di fondaz.} \quad 0.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\phi1' \quad \text{angolo di attrito terreno di fondaz.} \quad 32.01 \quad (^\circ)$$

$$\gamma_1 \quad \text{peso unità di volume terreno fondaz.} \quad 19.50 \quad (\text{kN/m}^3)$$

$$q_0 = \gamma d' H2' \quad \text{sovraccarico stabilizzante} \quad 19.00 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$e = M / N \quad \text{eccentricità} \quad 0.60 \quad 0.60 \quad (\text{m})$$

$$B^* = B - 2e \quad \text{larghezza equivalente} \quad 2.79 \quad 2.79 \quad (\text{m})$$

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

$$N_q = \text{tg}^2(45 + \phi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg}(\phi'))} \quad (1 \text{ in cond. nd}) \quad 23.19 \quad (-)$$

$$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi') \quad (2 + \pi \text{ in cond. nd}) \quad 35.51 \quad (-)$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\phi') \quad (0 \text{ in cond. nd}) \quad 30.24 \quad (-)$$

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

$$i_q = (1 - T / (N + B^* c' \cotg(\phi')))^m \quad (1 \text{ in cond. nd}) \quad 0.37 \quad 0.37 \quad (-)$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1) \quad 0.34 \quad 0.34 \quad (-)$$

$$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* c' \cotg(\phi')))^{m+1} \quad 0.22 \quad 0.22 \quad (-)$$

(fondazione nastriforme  $m = 2$ )

$$q_{lim} \quad (\text{carico limite unitario}) \quad 342.75 \quad 342.75 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$FS \text{ carico limite} \quad F = q_{lim} \cdot B^* / N \quad N_{min} \quad \mathbf{2.59} \quad > \quad \mathbf{1}$$

Nmax

**2.59**

&gt;

**1**

Doc. N.

Progetto  
INOR

Lotto  
12

Codifica Documento  
E E2 CL GA 270 0 005

Rev.  
A

Foglio  
28 di 38

**Verifica allo Stato Limite Ultimo**

**CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE**

**Reazione del terreno**

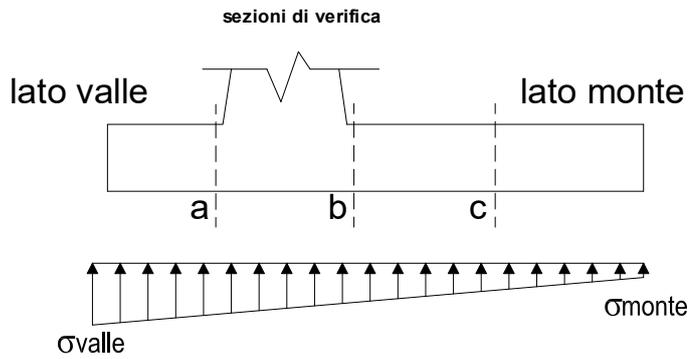
$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$

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

$A = 1.0 \cdot B = 4.00 \text{ (m}^2\text{)}$

$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 2.67 \text{ (m}^3\text{)}$

caso	N	M	$\sigma_{valle}$	$\sigma_{monte}$
	[kN]	[kNm]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
statico	385.46	266.77	196.48	0.00
	478.46	224.92	203.96	35.27
sisma+	401.70	196.04	173.94	26.91
	401.70	196.04	173.94	26.91
sisma-	369.21	189.09	163.21	21.39
	369.21	189.09	163.21	21.39



**Mensola Lato Valle**

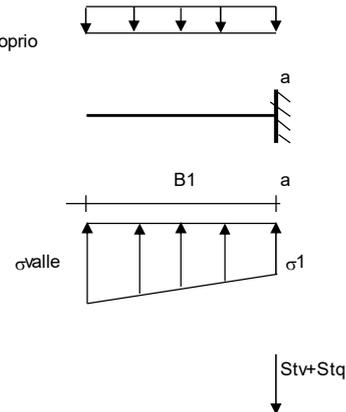
Peso Proprio. PP = 20.00 (kN/m)

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

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

caso	$\sigma_{valle}$	$\sigma_1$	$M_a$	$V_a$
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]	[kN]
statico	196.48	171.44	21.02	81.98
	203.96	182.87	22.12	86.71
sisma+	173.94	155.56	18.37	76.55
	173.94	155.56	18.48	76.55
sisma-	163.21	145.48	17.27	71.18
	163.21	145.48	17.16	71.18

Peso Proprio



**Mensola Lato Monte**

PP = 20.00 (kN/m<sup>2</sup>)

peso proprio soletta fondazione

PD = 0.00 (kN/m)

peso proprio dente

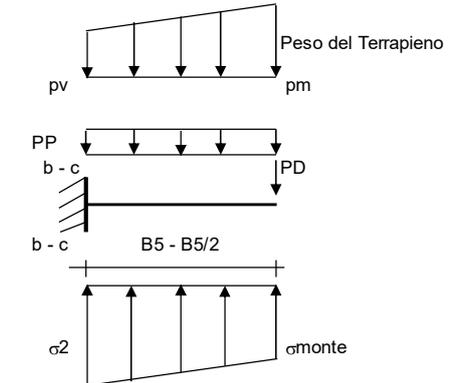
	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	= 82.65	112.65	82.65	(kN/m <sup>2</sup> )
pvb	= 82.65	112.65	82.65	(kN/m <sup>2</sup> )
pvc	= 82.65	112.65	82.65	(kN/m <sup>2</sup> )

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

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

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

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



caso	$\sigma_{monte}$	$\sigma_{2b}$	$M_b$	$V_b$	$\sigma_{2c}$	$M_c$	$V_c$
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]	[kN]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]	[kN]
statico	0.00	129.38	-219.21	-105.91	62.78	-74.34	-97.17
	35.27	147.45	-212.23	-109.84	91.36	-69.59	-92.22
sisma+	26.91	124.69	-167.95	-82.93	75.80	-56.40	-73.98
	26.91	124.69	-167.95	-82.93	75.80	-56.40	-73.98
sisma-	21.39	115.70	-160.95	-79.20	68.55	-54.14	-70.96
	21.39	115.70	-160.95	-79.20	68.55	-54.14	-70.96

**CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO****Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo**

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

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

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

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

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

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

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

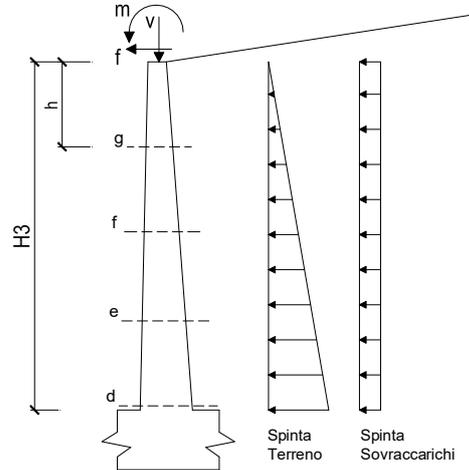
$$V_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz.}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$$

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

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

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

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

**condizione statica**

sezione	h	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	4.35	112.95	94.61	0.00	207.56	0.00	67.43	67.43
e-e	3.26	47.65	53.22	0.00	100.87	0.00	46.08	46.08
f-f	2.18	14.12	23.65	0.00	37.77	0.00	27.73	27.73
g-g	1.09	1.76	5.91	0.00	7.68	0.00	12.37	12.37

sezione	h	Vt	Vq	V <sub>ext</sub>	V <sub>tot</sub>
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.35	77.90	43.50	0.00	121.40
e-e	3.26	43.82	32.63	0.00	76.44
f-f	2.18	19.47	21.75	0.00	41.22
g-g	1.09	4.87	10.88	0.00	15.74

**condizione sismica +**

sezione	h	M <sub>t stat</sub>	M <sub>t 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	4.35	86.89	17.30	0.00	0.00	10.90	115.09	0.00	70.27	70.27
e-e	3.26	36.65	7.30	0.00	0.00	5.72	49.67	0.00	48.02	48.02
f-f	2.18	10.86	2.16	0.00	0.00	2.36	15.38	0.00	28.90	28.90
g-g	1.09	1.36	0.27	0.00	0.00	0.54	2.17	0.00	12.89	12.89

sezione	h	V <sub>t stat</sub>	V <sub>t 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	4.35	59.92	11.93	0.00	0.00	5.68	77.54
e-e	3.26	33.71	6.71	0.00	0.00	3.88	44.30
f-f	2.18	14.98	2.98	0.00	0.00	2.34	20.30
g-g	1.09	3.75	0.75	0.00	0.00	1.04	5.53

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
12Codifica Documento  
E E2 CL GA 270 0 005Rev.  
AFoglio  
30 di 38

## condizione sismica -

sezione	h	Mt <sub>stat</sub>	Mt <sub>sism</sub>	M <sub>q</sub>	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	4.35	86.89	10.07	0.00	0.00	10.90	107.86	0.00	64.58	64.58
e-e	3.26	36.65	4.25	0.00	0.00	5.72	46.62	0.00	44.14	44.14
f-f	2.18	10.86	1.26	0.00	0.00	2.36	14.48	0.00	26.56	26.56
g-g	1.09	1.36	0.16	0.00	0.00	0.54	2.06	0.00	11.85	11.85

sezione	h	Vt <sub>stat</sub>	Vt <sub>sism</sub>	V <sub>q</sub>	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	4.35	59.92	6.95	0.00	0.00	5.68	72.55
e-e	3.26	33.71	3.91	0.00	0.00	3.88	41.50
f-f	2.18	14.98	1.74	0.00	0.00	2.34	19.05
g-g	1.09	3.75	0.43	0.00	0.00	1.04	5.22

Doc. N.

Progetto  
INOR

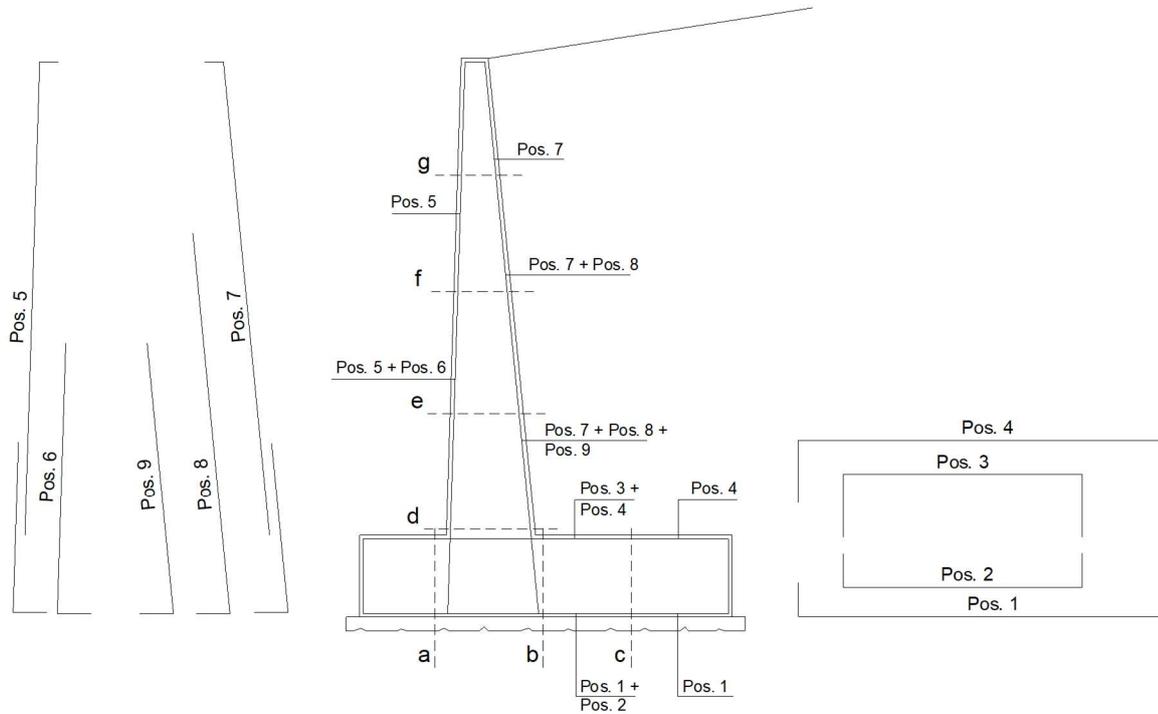
Lotto  
12

Codifica Documento  
E E2 CL GA 270 0 005

Rev.  
A

Foglio  
31 di 38

**SCHEMA DELLE ARMATURE**

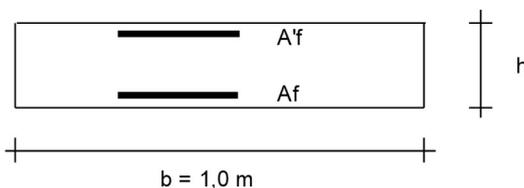


**ARMATURE**

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5.0	20		5	5.0	16	
2	0.0	24	<input type="checkbox"/>	6	0.0	16	<input type="checkbox"/>
3	0.0	16	<input type="checkbox"/>	7	5.0	20	
4	5.0	20		8	0.0	20	<input type="checkbox"/>
				9	0.0	12	<input type="checkbox"/>

Calcola

**VERIFICHE**



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

Sez.	M	N	h	Af	Af'	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(kNm)
a - a	22.12	0.00	0.80	15.71	15.71	442.20
b - b	-219.21	0.00	0.80	15.71	15.71	442.20
c - c	-74.34	0.00	0.80	15.71	15.71	442.20
d - d	207.56	67.43	0.84	15.71	10.05	491.32
e - e	100.87	46.08	0.73	15.71	10.05	413.38
f - f	37.77	27.73	0.62	15.71	10.05	338.54
g - g	7.68	12.37	0.51	15.71	10.05	266.32

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

<b>Sez.</b>	<b>V<sub>Ed</sub></b>	<b>h</b>	<b>V<sub>rd</sub></b>	
(-)	(kN)	(m)	(kN)	
a - a	86.71	0.80	265.81	<b>Armatura a taglio non necessaria</b>
b - b	109.84	0.80	265.81	<b>Armatura a taglio non necessaria</b>
c - c	97.17	0.80	265.81	<b>Armatura a taglio non necessaria</b>
d - d	121.40	0.84	285.84	<b>Armatura a taglio non necessaria</b>
e - e	76.44	0.73	253.33	<b>Armatura a taglio non necessaria</b>
f - f	41.22	0.62	222.13	<b>Armatura a taglio non necessaria</b>
g - g	15.74	0.51	198.54	<b>Armatura a taglio non necessaria</b>

Le verifiche a flessione e taglio allo stato limite ultimo risultano soddisfatte.

**VERIFICA A FESSURAZIONE**

**CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE**

**Reazione del terreno**

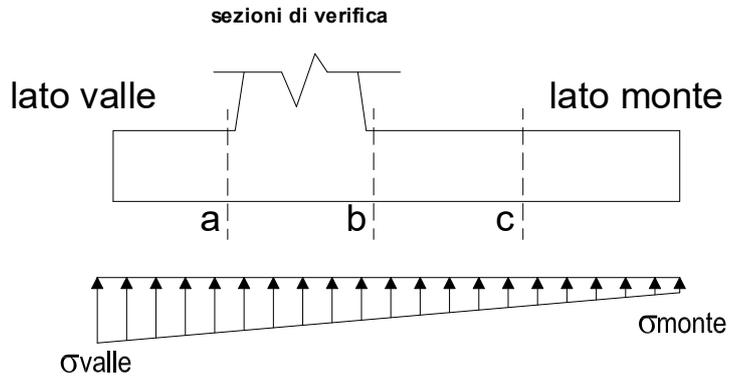
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 4.00 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 2.67 \text{ (m}^3\text{)}$$

caso	N	M	$\sigma_{valle}$	$\sigma_{monte}$
	[kN]	[kNm]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
Freq.	385.46	157.21	155.32	37.41
	431.96	136.29	159.10	56.88
Q.P.	385.46	90.91	130.45	62.27
	385.46	90.91	130.45	62.27

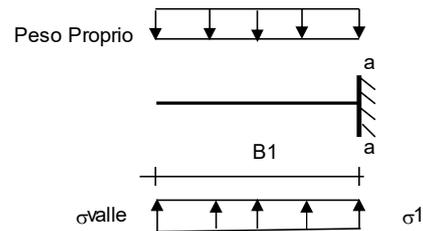


**Mensola Lato Valle**

Peso Proprio. PP = 20.00 (kN/m)

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

caso	$\sigma_{valle}$	$\sigma_1$	M <sub>a</sub>
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]
Freq.	155.32	140.58	16.30
	159.10	146.32	16.85
Q.P.	130.45	121.93	13.45
	130.45	121.93	13.45



**Mensola Lato Monte**

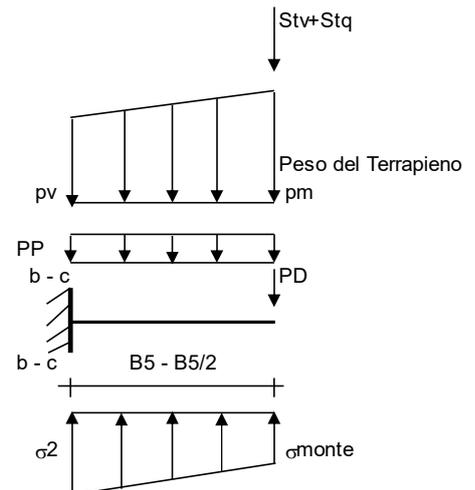
PP = 20.00 (kN/m<sup>2</sup>) peso proprio soletta fondazione  
 PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max Freq	N max QP	
pm =	82.65	97.65	82.65	(kN/m <sup>2</sup> )
pvb =	82.65	97.65	82.65	(kN/m <sup>2</sup> )
pvc =	82.65	97.65	82.65	(kN/m <sup>2</sup> )

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

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

caso	$\sigma_{monte}$	$\sigma_{2b}$	M <sub>b</sub>	$\sigma_{2c}$	M <sub>c</sub>
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]
Freq.	37.41	115.82	-138.34	76.61	-46.14
	56.88	124.85	-134.83	90.87	-43.73
Q.P.	62.27	107.61	-89.37	84.94	-29.03
	62.27	107.61	-89.37	84.94	-29.03



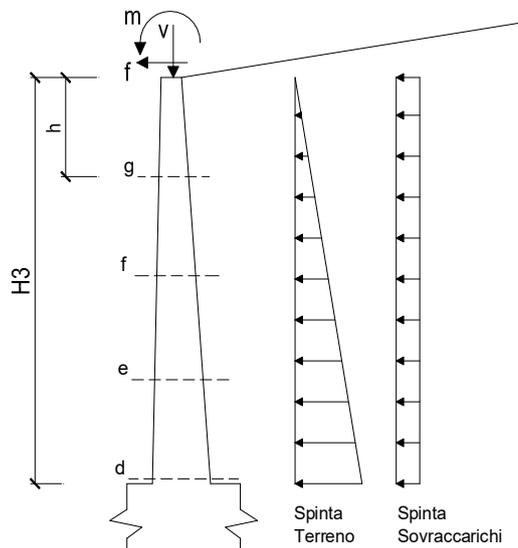
**CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO****Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo**

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

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

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

$$N_{ext} = v$$

**condizione Frequente**

sezione	h	Mt	Mq	M <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	4.35	86.89	47.31	0.00	134.19	0.00	67.43	67.43
e-e	3.26	36.65	26.61	0.00	63.26	0.00	46.08	46.08
f-f	2.18	10.86	11.83	0.00	22.69	0.00	27.73	27.73
g-g	1.09	1.36	2.96	0.00	4.31	0.00	12.37	12.37

**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	4.35	86.89	0.00	0.00	86.89	0.00	67.43	67.43
e-e	3.26	36.65	0.00	0.00	36.65	0.00	46.08	46.08
f-f	2.18	10.86	0.00	0.00	10.86	0.00	27.73	27.73
g-g	1.09	1.36	0.00	0.00	1.36	0.00	12.37	12.37

## condizione Frequente

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	16.85	0.00	0.80	15.71	15.71	0.27	15.60	0.022	0.300
b - b	-138.34	0.00	0.80	15.71	15.71	2.22	128.07	0.181	0.300
c - c	-46.14	0.00	0.80	15.71	15.71	0.74	42.72	0.060	0.300
d - d	134.19	67.43	0.84	15.71	10.05	2.10	97.77	0.138	0.300
e - e	63.26	46.08	0.73	15.71	10.05	1.26	51.38	0.073	0.300
f - f	22.69	27.73	0.62	15.71	10.05	0.61	19.95	0.028	0.300
g - g	4.31	12.37	0.51	15.71	10.05	0.16	3.22	0.004	0.300

(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	13.45	0.00	0.80	15.71	15.71	0.22	12.45	0.018	0.200
b - b	-89.37	0.00	0.80	15.71	15.71	1.43	82.74	0.117	0.200
c - c	-29.03	0.00	0.80	15.71	15.71	0.47	26.87	0.038	0.200
d - d	86.89	67.43	0.84	15.71	10.05	1.36	56.51	0.080	0.200
e - e	36.65	46.08	0.73	15.71	10.05	0.73	24.34	0.034	0.200
f - f	10.86	27.73	0.62	15.71	10.05	0.28	5.81	0.007	0.200
g - g	1.36	12.37	0.51	15.71	10.05	0.05	0.00	0.000	0.200

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

Le verifiche a fessurazione risultano soddisfatte.

**VERIFICHE TENSIONE**

**CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE**

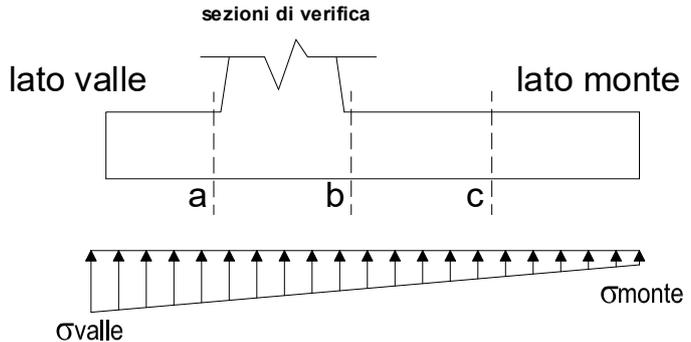
**Reazione del terreno**

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

$A = 1.0 \cdot B = 4.00 \text{ (m}^2\text{)}$

$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 2.67 \text{ (m}^3\text{)}$

caso	N	M	$\sigma_{valle}$	$\sigma_{monte}$
	[kN]	[kNm]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
statico	385.46	179.31	163.61	29.12
	447.46	151.41	168.64	55.08
sisma+	401.70	196.04	173.94	26.91
	401.70	196.04	173.94	26.91
sisma-	369.21	189.09	163.21	21.39
	369.21	189.09	163.21	21.39

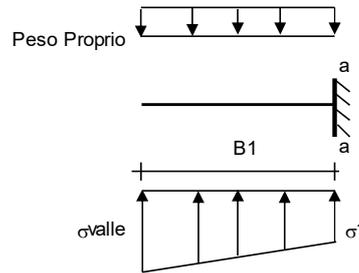


**Mensola Lato Valle**

Peso Proprio. PP = 20.00 (kN/m)

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

caso	$\sigma_{valle}$	$\sigma_1$	Ma
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]
statico	163.61	146.80	17.25
	168.64	154.45	17.99
sisma+	173.94	155.56	18.37
	173.94	155.56	18.37
sisma-	163.21	145.48	17.27
	163.21	145.48	17.27



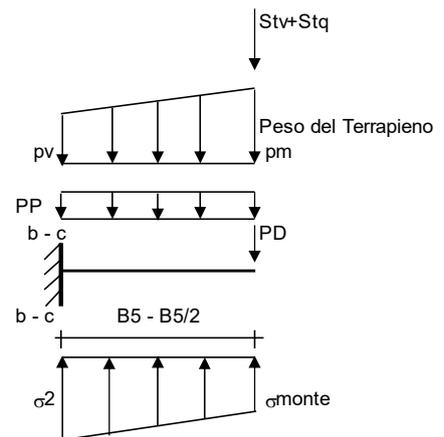
**Mensola Lato Monte**

PP = 20.00 (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	82.65	102.65	82.65	(kN/m <sup>2</sup> )
pvb	82.65	102.65	82.65	(kN/m <sup>2</sup> )
pvc	82.65	102.65	82.65	(kN/m <sup>2</sup> )

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

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



caso	$\sigma_{monte}$	$\sigma_{2b}$	Mb	$\sigma_{2c}$	Mc
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]
statico	29.12	118.55	-154.66	73.84	-51.85
	55.08	130.60	-149.98	92.84	-48.63
sisma+	26.91	124.69	-167.95	75.80	-56.40
	26.91	124.69	-167.95	75.80	-56.40
sisma-	21.39	115.70	-160.95	68.55	-54.14
	21.39	115.70	-160.95	68.55	-54.14

Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
12Codifica Documento  
E E2 CL GA 270 0 005Rev.  
AFoglio  
37 di 38**CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO****Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo**

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

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

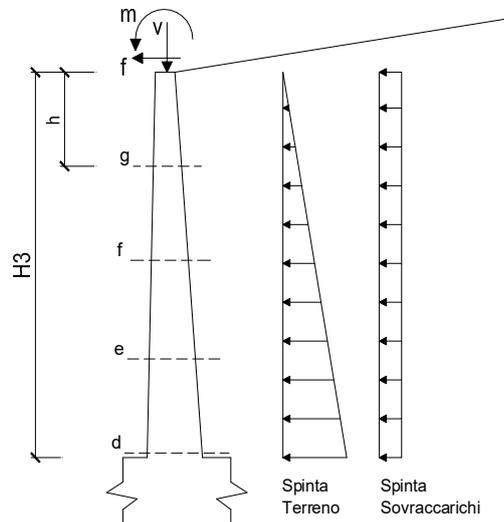
$$M_q = \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz.}} \cdot q \cdot h^2$$

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

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

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

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

**condizione statica**

sezione	h	Mt	Mq	M <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	4.35	86.89	63.08	0.00	149.96	0.00	67.43	67.43
e-e	3.26	36.65	35.48	0.00	72.13	0.00	46.08	46.08
f-f	2.18	10.86	15.77	0.00	26.63	0.00	27.73	27.73
g-g	1.09	1.36	3.94	0.00	5.30	0.00	12.37	12.37

**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	4.35	86.89	17.30	0.00	0.00	10.90	115.09	0.00	70.27	70.27
e-e	3.26	36.65	7.30	0.00	0.00	5.72	49.67	0.00	48.02	48.02
f-f	2.18	10.86	2.16	0.00	0.00	2.36	15.38	0.00	28.90	28.90
g-g	1.09	1.36	0.27	0.00	0.00	0.54	2.17	0.00	12.89	12.89

**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	4.35	86.89	10.07	0.00	0.00	10.90	107.86	0.00	64.58	64.58
e-e	3.26	36.65	4.25	0.00	0.00	5.72	46.62	0.00	44.14	44.14
f-f	2.18	10.86	1.26	0.00	0.00	2.36	14.48	0.00	26.56	26.56
g-g	1.09	1.36	0.16	0.00	0.00	0.54	2.06	0.00	11.85	11.85

**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	17.99	0.00	0.80	15.71	15.71	0.29	16.65
b - b	-154.66	0.00	0.80	15.71	15.71	2.48	143.18
c - c	-51.85	0.00	0.80	15.71	15.71	0.83	48.00
d - d	149.96	67.43	0.84	15.71	10.05	2.34	111.57
e - e	72.13	46.08	0.73	15.71	10.05	1.44	60.45
f - f	26.63	27.73	0.62	15.71	10.05	0.71	24.78
g - g	5.30	12.37	0.51	15.71	10.05	0.20	4.68

**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	18.37	0.00	0.80	15.71	15.71	0.29	17.01
b - b	-167.95	0.00	0.80	15.71	15.71	2.69	155.48
c - c	-56.40	0.00	0.80	15.71	15.71	0.90	52.21
d - d	115.09	64.58	0.84	15.71	10.05	1.80	81.90
e - e	49.67	44.14	0.73	15.71	10.05	0.99	38.07
f - f	15.38	26.56	0.62	15.71	10.05	0.41	11.41
g - g	2.17	11.85	0.51	15.71	10.05	0.08	0.56

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

Le verifiche delle tensioni in esercizio risultano soddisfatte.