

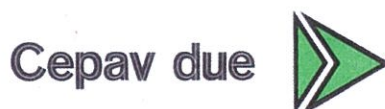
COMMITTENTE:



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 Cepav due 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		31/03/20
B							
C							



CIG. 751447334A

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.

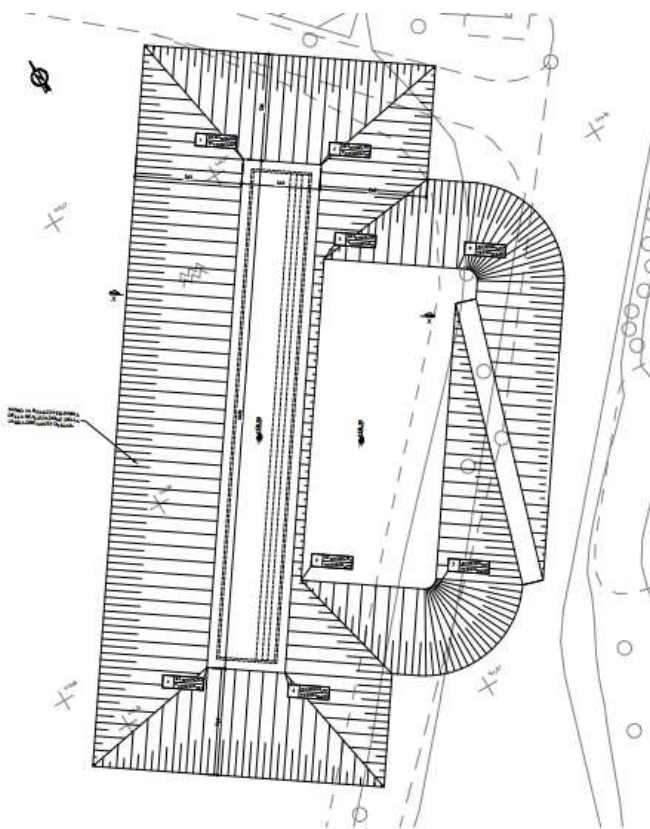


Figura 1: Inquadramento planimetrico

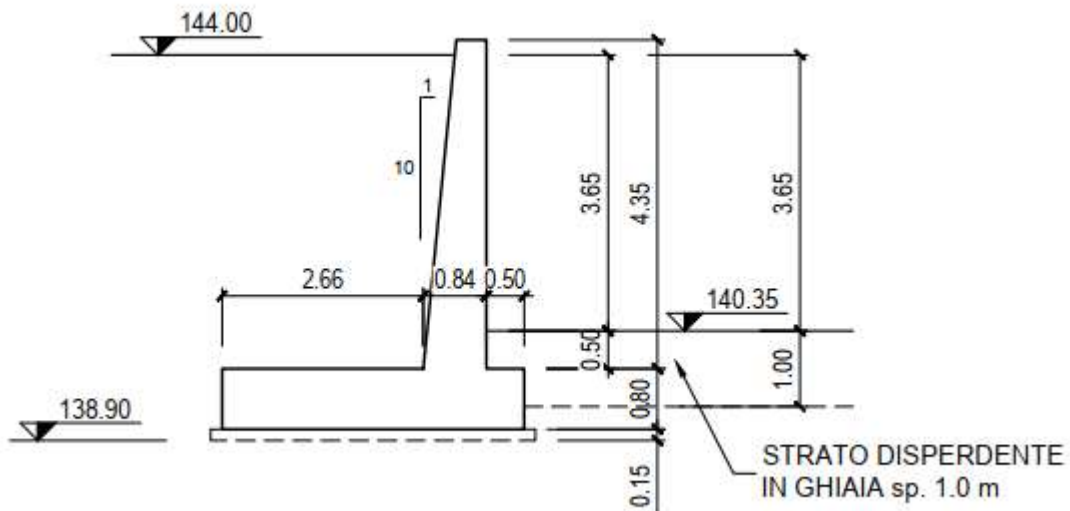


Figura 2: Sezione trasversale

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 ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f_{ck}	30.7	N/mm ²
Resistenza media a compressione	f_{cm}	38.7	N/mm ²
Resistenza cilindrica a compressione di progetto	f_{cd}	17.4	N/mm ²
Resistenza media a trazione	f_{ctm}	2.94	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk,5\%}$	2.06	N/mm ²
Modulo elastico istantaneo medio (secante)	E_{cm}	33019.43	N/mm ²
Tensione massima di compressione in esercizio (comb.RARA)	σ_c	16.89	N/mm ²

4.2. Acciaio

Acciaio d'armatura:

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

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) | XC2 |
| - Fondazione | XC2 |

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) | c_{min} | 20 | mm |
| - Platea di fondazione | c_{min} | 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) | c_d | $20+10+10 = 40$ | mm |
| - Platea di fondazione | c_d | $20+10+10 = 40$ | 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	
γ	[kN/m ³]	18-19	19.5	19-20	19	peso di volume
φ'	[°]	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
ν	[-]	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

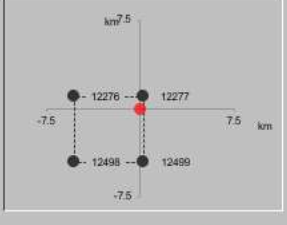
Elaborazioni grafiche

- 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 poi 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.

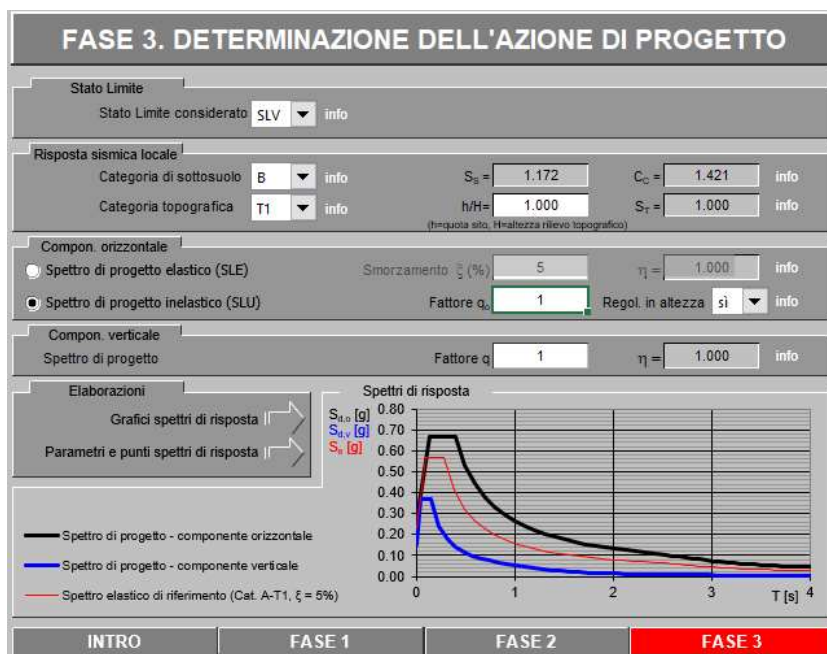


Figura 3. Azioni di progetto sismico.

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
η	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 γ_F (o $\gamma_E \gamma_E$)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.1	1.3	1.0
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3
Variabili	Favorevole	γ_{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 γ_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}	γ_{cu}	1.0	1.4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_{γ}	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

β_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 β_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
	β_s	β_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

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
12

Codifica Documento
E E2 CL GA 270 0 005

Rev.
A

Foglio
18 di 38

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

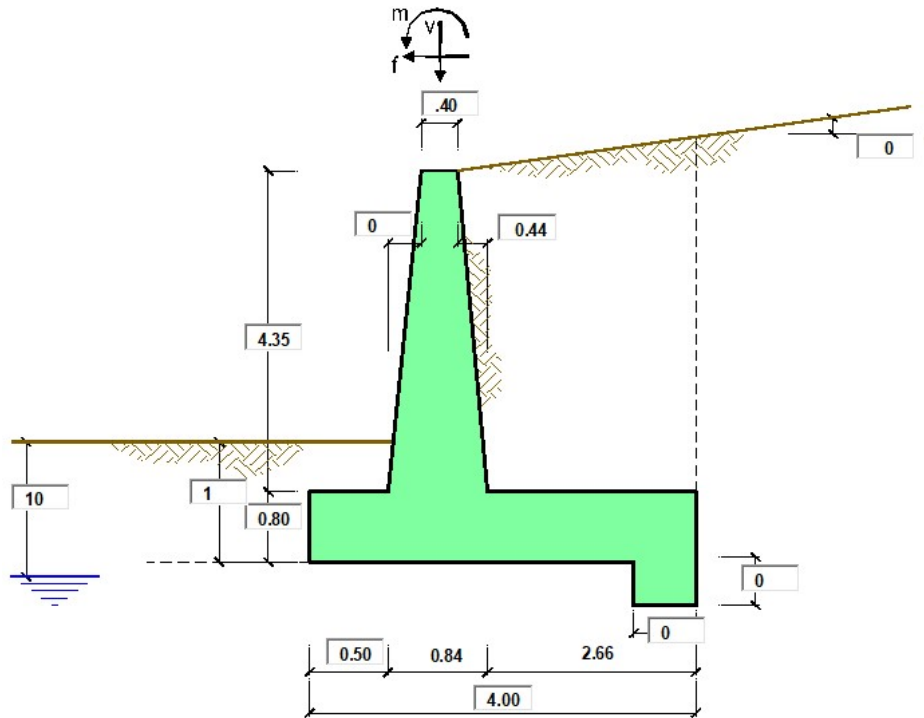
$$k_h = \beta_s \cdot a_{\max}/g = 0.31 \cdot 0.272 = 0.0843$$

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

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
Dati Geotecnici							
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	ϕ'	30.00	24.79	24.79	
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ	19.00	19.00	19.00	
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	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	(°)	$\phi1'$	38.00	32.01	32.01	
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m ³)	$\gamma1$	19.50	19.50	19.50	
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m ³)	γd	19.00	19.00	19.00	
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata $H = 2*B$)	(m)	H_s	8.00			
	Modulo di deformazione	(kN/m ²)	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		β_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 ²)	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 ²)	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 Ψ_1		0.75	condizione quasi permanente Ψ_2		0.00
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m ²)	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	

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)

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

Doc. N.

Progetto
INORLotto
12Codifica Documento
E E2 CL GA 270 0 005Rev.
AFoglio
23 di 38**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 ³)
$q_0 = \gamma d \cdot H 2'$	sovraccarico stabilizzante	19.00		(kN/m ²)
$e = M / N$	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_γ 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+ π 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_γ 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	(-)

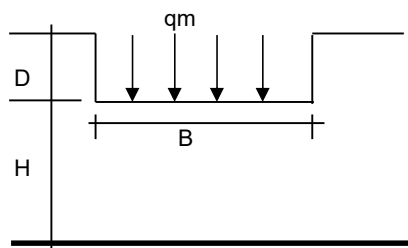
(fondazione nastriforme $m = 2$)

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

FS carico limite

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

N_{min}	2.13	>	1
N_{max}	2.28	>	

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

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

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	(-)
-------------------------	------	-----

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

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

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

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{Sst} + M_{Ssq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Pp} + M_{Pps} \quad 253.60 \quad (\text{kNm/m})$$

$$F_r = M_s / M_r \quad \mathbf{3.25} \quad > \quad \mathbf{1}$$

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

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

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p \quad 154.63 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$MM = \sum M \quad 570.58 \quad 570.58 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)

$$M = X_c \cdot N - MM \quad 232.82 \quad 232.82 \quad (\text{kNm/m})$$

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

Fondazione Nastriforme

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

c'	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kN/mq)
ϕ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	32.01		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	19.50		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d' H_2'$	sovraccarico stabilizzante	19.00		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.58	0.58	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	2.84	2.84	(m)

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

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

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

$i_q = (1 - T / (N + B^* c' \cot \phi))^m$	(1 in cond. nd)	0.38	0.38	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.35	0.35	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* c' \cot \phi))^{m+1}$		0.23	0.23	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

$$q_{lim} \quad (\text{carico limite unitario}) \quad 361.64 \quad 361.64 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\mathbf{FS \text{ carico limite} \quad F = q_{lim} \cdot B^* / N \quad N_{min} \quad \mathbf{2.56} \quad > \quad \mathbf{1}}$$

 N_{max} **2.56**

>

1

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 stat	(kN/m)	9.74	10.48	10.48
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 stat * cos δ	(kN/m)	83.99	103.09	103.09
Sst1h sism = Sst1 sism * cos δ	(kN/m)	9.74	10.48	10.48
Ssq1h perm = Ssq1 perm * cos δ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1h acc = Ssq1 acc * cos δ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat = Sst1 stat * sen δ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sst1v sism = Sst1 sism * sen δ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v perm = Ssq1 perm * sen δ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v acc = Ssq1 acc * sen δ	(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 stat * ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)	(kNm/m)	144.18	176.96	176.96
MSst1 sism = Sst1h sism * ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)	(kNm/m)	16.71	17.98	17.98
MSst2 stat = Sst1v stat * B	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSst2 sism = Sst1v sism * B	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
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)		0.00	

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

N = Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv	369.21	(kN/m)	
--	--------	--------	--

Risultante forze orizzontali (T)

T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh	146.05	(kN/m)	
---	--------	--------	--

Coefficiente di attrito alla base (f)

f = tg ϕ_1'	0.63	(-)	
------------------	------	-----	--

Fs = (N*f + Sp) / T	1.58	>	1
----------------------------	-------------	-------------	----------

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_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

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

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

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

I valori di i_c , i_q e i_γ 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

>

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

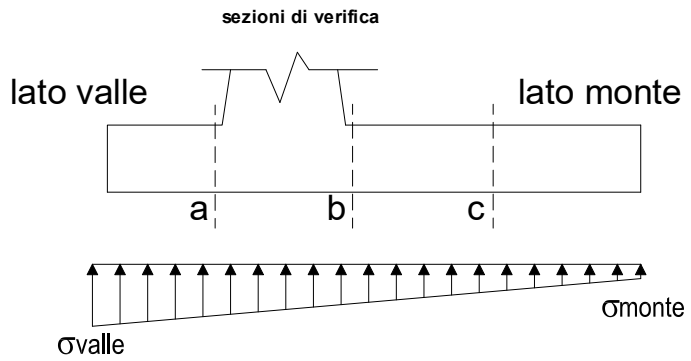
$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$

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

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

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

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
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

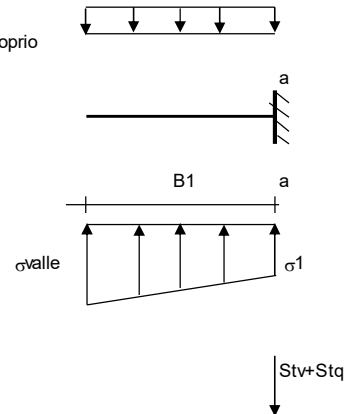
Peso Proprio. PP = 20.00 (kN/m)

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

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

caso	σ_{valle}	σ_1	M_a	V_a
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[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/m²)

peso proprio soletta fondazione

PD = 0.00 (kN/m)

peso proprio dente

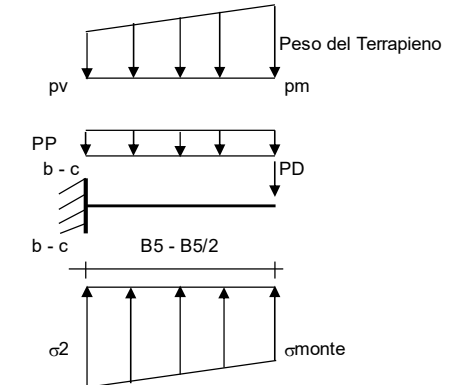
	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	= 82.65	112.65	82.65	(kN/m ²)
pvb	= 82.65	112.65	82.65	(kN/m ²)
pvc	= 82.65	112.65	82.65	(kN/m ²)

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

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

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

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



caso	σ_{monte}	σ_{2b}	M_b	V_b	σ_{2c}	M_c	V_c
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	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

Doc. N.

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

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

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

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

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

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

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

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

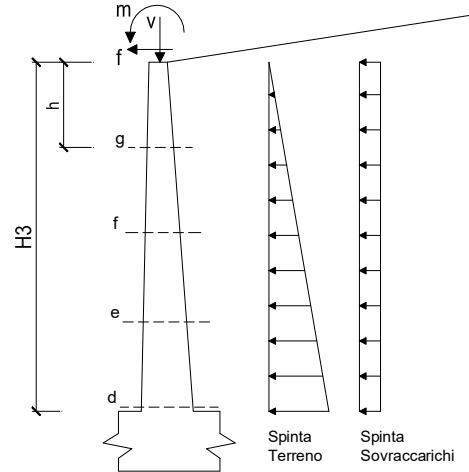
$$V_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz.}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$$

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

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

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

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

**condizione statica**

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	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 _{ext}	V _{tot}
	[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 _{t stat}	M _{t sism}	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	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 _{t stat}	V _{t sism}	Vq	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[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 _{stat}	Mt _{sism}	M _q	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	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 _{stat}	Vt _{sism}	V _q	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[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

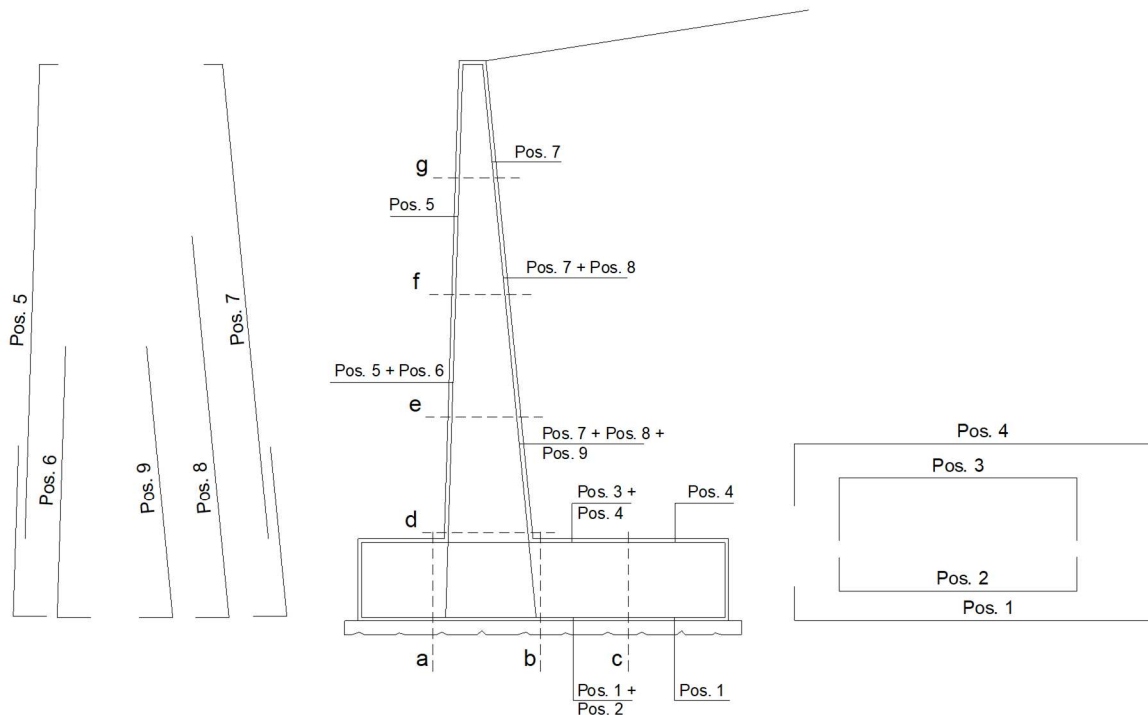
Lotto
12

Codifica Documento
E E2 CL GA 270 0 005

Rev.
A

Foglio
31 di 38

SCHEMA DELLE ARMATURE

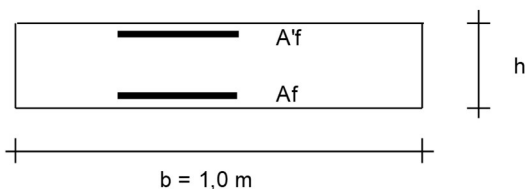


ARMATURE

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 ²)	(cm ²)	(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)

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

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

VERIFICA A FESSURAZIONE

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

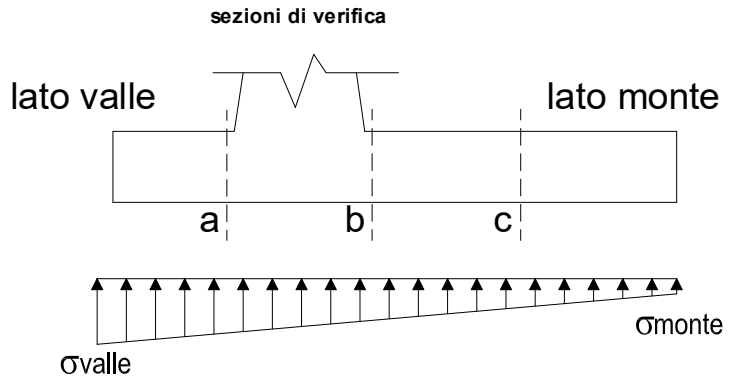
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 4.00 \quad (m^2)$$

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

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
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

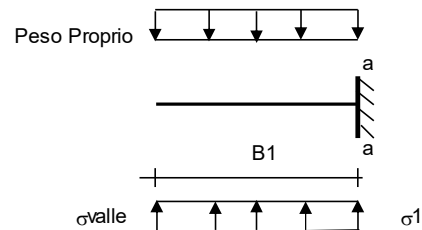


Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 20.00 (kN/m)

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

caso	σ_{valle}	σ_1	Ma
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[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

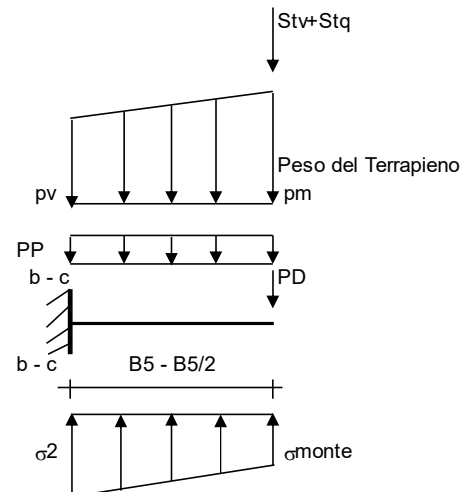
PP = 20.00 (kN/m²) peso proprio soletta fondazione
 PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

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

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

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

caso	σ_{monte}	σ_{2b}	Mb	σ_{2c}	Mc
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[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



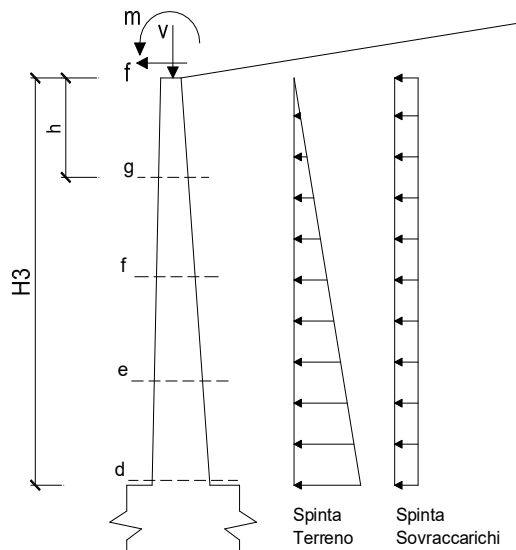
CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO**Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo**

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

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

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

$$N_{ext} = v$$

**condizione Frequente**

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	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 _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	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	σ^c	σ^f	wk	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(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	σ^c	σ^f	wk	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(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.

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
12

Codifica Documento
E E2 CL GA 270 0 005

Rev.
A

Foglio
36 di 38

VERIFICHE TENSIONE

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

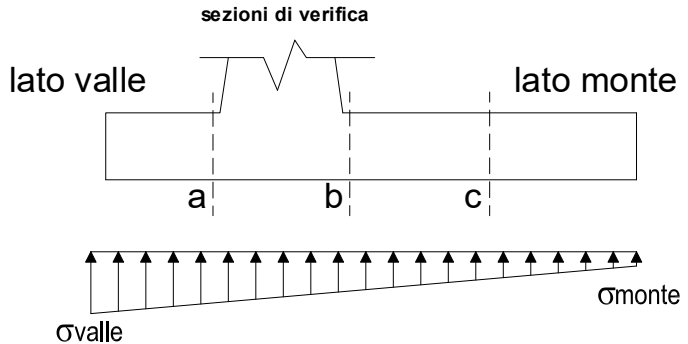
Reazione del terreno

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

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

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

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
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

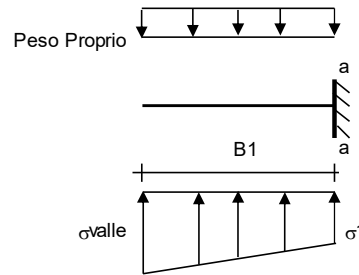


Mensola Lato Valle

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	σ_{valle}	σ_1	Ma
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[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



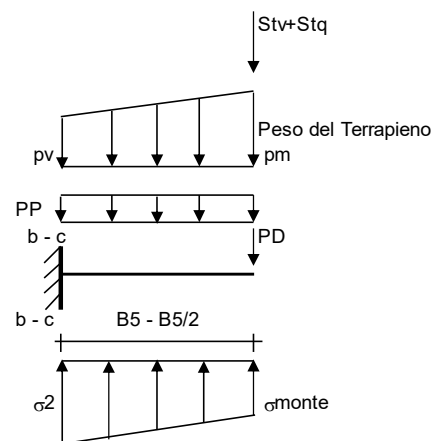
Mensola Lato Monte

PP = 20.00 (kN/m²) 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 ²)
pvb =	82.65	102.65	82.65	(kN/m ²)
pvc =	82.65	102.65	82.65	(kN/m ²)

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

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



caso	σ_{monte}	σ_{2b}	Mb	σ_{2c}	Mc
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[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

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

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

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

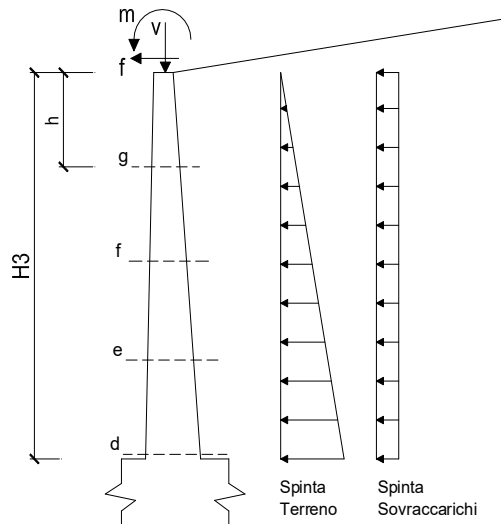
$$M_q = \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz.}} \cdot q \cdot h^2$$

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

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

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

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

**condizione statica**

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	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 _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	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 _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	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	σ^c	σ^f
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
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	σ^c	σ^f
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
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.