

COMUNE DI RHO
CITTA' METROPOLITANA DI MILANO

AREA 3 - PIANIFICAZIONE, GESTIONE, TUTELA DEL TERRITORIO E LAVORI PUBBLICI
Ambiente e infrastrutture



**REALIZZAZIONE RAMPE DI ACCESSO ATTRAVERSAMENTO
CICLOPEDONALE NUOVA VIABILITA' PRESSO VIA TRENTO-RHO
(CUP: C41B20000090004)**

PROGETTO ESECUTIVO

RELAZIONE DI CALCOLO

Proprietà:

AMMINISTRAZIONE COMUNALE DI RHO
Piazza Visconti, 23, 20017 RHO (MI)

Il Responsabile Unico del Procedimento:

Arch. Angelo Lombardi
Via Marsala n. 19, 20017 Rho (MI)
Tel. 02.93332.450 / 472
e-mail angelo.lombardi@comune.rho.mi.it

Progettista:

Dott. Ing. Alessandro Martarello
Via A. Colombo n. 48, 21040 Sumirago (VA)
Tel. 0331-909150
Ordine degli Ingegneri di Varese n. 2505



Sommario

1. INTRODUZIONE	3
2. MATERIALI	4
3. NORMATIVE	5
4. ANALISI DEI CARICHI	6
5. VERIFICA AL RIBALTAMENTO DEL BASAMENTO DI FONDAZIONE	7
6. MURI DI CONTENIMENTO DEL TERRENO	9

1. INTRODUZIONE

L'intervento consiste nella realizzazione delle rampe di accesso al sottopasso di attraversamento della nuova viabilità di accesso allo svincolo autostradale di Lainate, in corrispondenza della via Trento a Rho.

Le rampe avranno uno sviluppo di circa 75,50m e 82,50m, rispettivamente per il lato est e il lato ovest del nuovo manufatto, atte a superare rispettivamente il dislivello di 4,20m e 3,80m fra il piano stradale di via Trento e il piano viabile del manufatto di sottopasso.

Scopo della presente relazione è il progetto della fondazione per i pali di illuminazione e la realizzazione dei muri di contenimento del terreno in tre tratti delle rampe in oggetto.

I pali di illuminazione sono di sezione cava circolare di diametro esterno pari a circa 89 mm e di spessore 3,20 mm.

L'altezza del palo è pari a 4,00 m fuori terra.

Il basamento del palo sarà di sezione quadrata 0,80 m x 0,80 m e di altezza 0,60 m.

I muri di contenimento del terreno saranno di spessore 0,20 m e di altezza variabile tra 0,85 m e 1,75 m. La fondazione dei muri sarà di spessore costante 0,30 m e di larghezza variabile tra 0,60 m e 1,10 m.

1.1 Qualificazione dell'intervento

Per le attività suddette, ai sensi dell'art. 94 bis del DPR 380/01, così come introdotto dalla legge n. 156 del 2019, gli interventi oggetto della presente relazione di calcolo strutturale si possono classificare come:

c) interventi "privi di rilevanza" nei riguardi della pubblica incolumità:

1) gli interventi che, per loro caratteristiche intrinseche e per destinazione d'uso, non costituiscono pericolo per la pubblica incolumità.

2. MATERIALI

Si assumono per le strutture i seguenti materiali:

Calcestruzzo per getto plinti e muri di contenimento

classe:C25/30

diametro massimo degli aggregati $d < 30\text{mm}$

classe di consistenza S4

rapporto acqua/cemento = 0,55

Acciaio per cemento armato:

classe: B450C controllato in stabilimento e certificato

3. NORMATIVE

I calcoli contenuti nella presente relazione sono stati eseguiti con il metodo semiprobabilistico agli stati limite in base alle seguenti normative:

- Decreto del Presidente della Repubblica 06.06.2001 n°380: "Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia"; modificato e integrato ai sensi del Decreto Legislativo 27.12.2002 n° 301
- D.M. 17.01.2018: "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni".
- Circolare n.7 del 21 gennaio 2019 del CSLPP - Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018, pubblicata nella GU n.35 dell'11 febbraio 2019 (Supplemento ordinario)
- CNR - DT 207/2008 Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni.

4. ANALISI DEI CARICHI

Carichi permanenti principali:

Il peso proprio delle strutture in cemento armato viene calcolato in sede di verifica degli elementi strutturali. Si esclude a favore di sicurezza il peso del palo di illuminazione per la verifica a ribaltamento del basamento di fondazione.

Sovraccarico accidentale dominante (vento):

ANALISI DEL VENTO - RHO (MI)		
vr	25,000	m/s
qr	390,625	N/m2
kr	0,200	
z0	0,100	
zmin	5,000	
ce	1,708	
cp	2,800	
pmax	1.867,604	N/m2

$$Q_{k1}=1,87 \text{ kN/m}^2$$

Sisma:

trascurabile per il dimensionamento del basamento di fondazione dei pali di illuminazione. L'analisi sismica viene svolta per il dimensionamento delle pareti di contenimento del terreno.

5. VERIFICA AL RIBALTAMENTO DEL BASAMENTO DI FONDAZIONE

Calcolo del peso proprio del basamento di fondazione:

$$F_h = 25,00 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,80 \cdot 0,80 \cdot 0,60$$

$$F_h = 9,60 \text{ kN}$$

Il momento flettente dovuto al vento vale:

$$M_{sd} = ql^2/2 = 1,50 \cdot 1,87 \cdot 0,089 \cdot 4^2/2$$

$$M_{sd} = 2,00 \text{ kNm}$$

Il taglio alla base dovuto al vento vale:

$$V_{sd} = ql = 1,50 \cdot 1,87 \cdot 0,089 \cdot 4$$

$$V_{sd} = 0,9986 \text{ kN}$$

Il momento ribaltante vale:

$$M_{Rib} = 2,00 + 0,9986 \cdot 0,60$$

$$M_{Rib} = 2,60 \text{ kNm}$$

Il momento stabilizzante dovuto al solo peso proprio del plinto vale:

$$M_{Stab} = 0,90 \cdot 9,60 \cdot 0,40$$

$$M_{Stab} = 3,46 \text{ kNm}$$

risulta:

$$M_{Stab} > M_{Rib}$$

La verifica al ribaltamento del sistema plinto – palo è soddisfatta

La pressione di contatto con il terreno vale:

$$\sigma = N/A + M_{rib}/W = (1,30 \cdot 9,60/0,80^2) + (2,60 \cdot 6/0,80^3)$$

$$\sigma = 43,875 \text{ kN/m}^2$$

DETERMINAZIONE DELLA PRESSIONE LIMITE

FORMULA GENERALE DI BRINCH-HANSEN (1970)

(Lancellotta R., Geotecnica, II Ediz., 1993)

Formula generale:

$$Q_{lim} = 1/2 \cdot g' \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q$$

Dati d'ingresso:

Terreno di fondazione		
Coesione (c')	0	kPa
Angolo di attrito (ϕ')	26	°
Peso di volume terreno di fondazione (γ_1)	18,0	kN/m ³
Peso di volume terreno sopra fondazione (γ_2)	18,0	kN/m ³
Inclinazione piano campagna	0	°
Fondazione		
Larghezza (B)	0,8	m
Lunghezza (L)	0,8	m
Profondità piano di posa (D)	0,6	
Eccentricità dei carichi (e)	0,2	m
Inclinazione piano di posa	0	°
Carichi inclinati		
Componente orizzontale (H)	0	t
Componente verticale (N)	1	t

Fattori capacità portante	
N_γ	12,54
N_c	22,25
N_q	11,85
Fattori forma della fondazione	
s_γ	1,12
s_c	1,24

S_q	1,12
Fattori inclinazione del carico	
i_γ	1,00
i_c	1,00
i_q	1,00
Fattori inclinazione piano di posa	
b_γ	1,00
b_c	1,00
b_q	1,00
Fattori inclinazione piano campagna	
g_γ	1,00
g_c	1,00
g_q	1,00
Fattori profondità piano di posa	
d_c	1,34
d_q	1,31

Risultato:

Pressione limite (Q_{lim})	236,2 kPa
Coefficiente di sicurezza	1
Pressione ammissibile (Q_{amm})	236,2 kPa

La pressione massima di contatto fondazione terreno vale:

$$\sigma_{max}=43,875 \text{ kN/m}^2$$

Il carico limite della fondazione vale:

$$q=236,20 \text{ kN/m}^2$$

risulta:

$$q > \sigma_{max}$$

La verifica di portata limite del terreno è soddisfatta

Si è assunto per il terreno un angolo di attrito $F=26^\circ$ e una coesione $c'=0 \text{ kPa}$

Il plinto di fondazione verrà armato con n.6 staffe $\Phi 12$ per entrambe le direzioni principali d'inerzia.

6. MURI DI CONTENIMENTO DEL TERRENO

Verranno progettati i muri di contenimento per diverse altezze.

Verranno analizzate tre casistiche:

- 1) Altezza parete 1,75 m, spessore parete 0,20 m e base di fondazione di spessore 0,30 m e larghezza 1,10 m.
- 2) Altezza parete 1,20 m, spessore parete 0,20 m e base di fondazione di spessore 0,30 m e larghezza 0,85 m.
- 3) Altezza parete 0,85 m, spessore parete 0,20 m e base di fondazione di spessore 0,30 m e larghezza 0,60 m.

6.1 CASO 1 – muro $h=1,75m$

Ricerca del sito

☐ Ricerca per coordinate
☒ Ricerca per comune
☐ Isole

Longitudine: 9,0412 Latitudine: 45,5318

Parametri interpolati

TR	ag	Fo	Tc*
30	0,017	2,550	0,160
50	0,021	2,526	0,189
72	0,024	2,568	0,195
101	0,028	2,593	0,207
140	0,031	2,615	0,221
201	0,034	2,643	0,233
475	0,042	2,668	0,284
975	0,051	2,727	0,304
2475	0,063	2,833	0,325

Regione: Lombardia Provincia: Milano (MI)
 Comune: Rho

OK Annulla

Nodi del reticolo: 11814, 11815, 12036, 12037

V_R: 50 Stalo Limite: SLV → a_g: 0,0425 Fo: 2,6683 Tc*: 0,2841
 Suolo: C S_s: 1,5000 Topo: T1 h/H: 0 S_T: 1,0000
 a_{max}: 0,0637 g: β_m: 0,1800 k_h: 0,0115 k_v: 0,0057

La sigla individua le aree per le quali è necessaria una validazione ad hoc.
 Elaborazione aprile 2004

Muro/Spalla - Unità di misura [kN, m] - File: muro pista ciclabile Rho

File Armature Impostazioni Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: muro tipo altezza maggiore

Altezza paraghiaia (m) h1 0 Angolo attrito interno ϕ^o 26
 Spessore paraghiaia (m) s1 0 Ang. attrito terra-muro δ^o 26
 Inclinazione parete (%) i 0 Ang. attrito fondazione ϕ_f^o 26
 Altezza parete (m) h2 1.45 Peso spec. terre [kN/m3] γ_t 19
 Spessore in testa (m) s2 0.2 Peso spec. muro [kN/m3] γ_m 25
 Spessore alla base (m) s3 0.2 Dati Sisma K_v 0.0057 K_h 0.0115
 Altezza fondazione (m) h3 0.3 N° lati terreno 1
 Sbalzo fond. contro terra L1 0.30
 Larghezza totale fond. L2 1.1 Calcolo Visualizza

Impalcato
 Ni 0 dN 0
 Vi 0 kN

Zoom

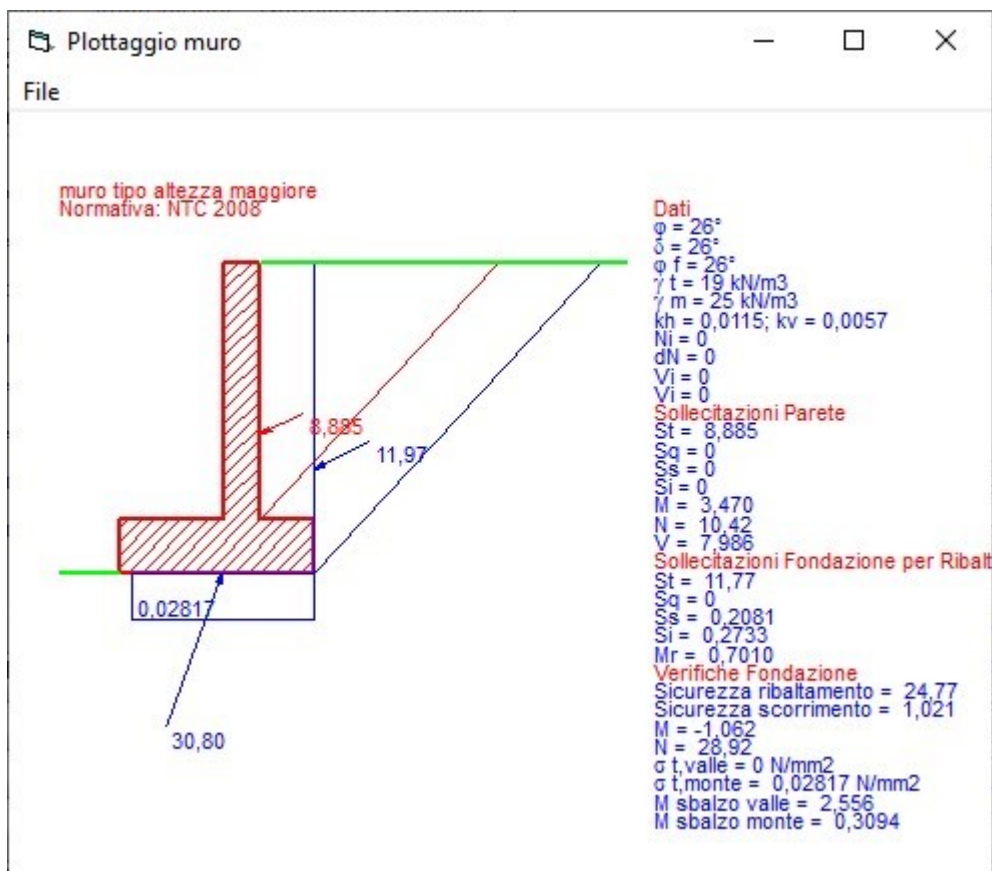
	Lungh.	Dislivello	q
Lato 1	10000	0	0

Parete
 St 8.885 kN
 Sq 0 kN
 Ss 0 kN
 Si 0 kN
 M 3.470 kNm
 N 10.42 kN
 V 7.986 kN
 ?

Fondazione
Ribaltamento
 St 11.77 ?3
 Sq 0
 Ss 0.2081
 Si 0.2733
 Mr 0.7010
 Ms 17.36
 Ms/Mr 24.77
Scorrimento
 St 11.77 ?3
 Sq 0
 Ss 0.2081
 Si 0.2733
 V 11.03
 N 28.88
 c.scor. 1.021
Schiacciamento
 St 11.77 ?1
 Sq 0
 Ss 0
 Si 0
 M -1.062
 N 28.92
 V 10.57

Sbalzi Fondazione
 M valle 2.556
 M monte 0.3094
 $\sigma_{t, valle}$ 0 MPa
 $\sigma_{t, monte}$ 0.02817
 % comp. 93.33
 Verifiche più gravose

Le verifiche al ribaltamento e allo scorrimento sono soddisfatte



La parete viene armata con barre longitudinali (1+1) $\Phi 10/20''$ e armature di taglio (1+1) $\Phi 8/30''$.
 La fondazione viene armata con filanti (5+5) $\Phi 10$ e staffe $\Phi 8/25''$ per tutta la lunghezza della parete.

Verifica C.A. S.L.U. - File: _ □ ×

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: parete caso 1

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	20

N°	As [cm²]	d [cm]
1	3,93	4
2	3,93	16

Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. ☒ Metodo n ☐

N_{Ed} kN
 M_{Ed} kNm
 M_{yEd}

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

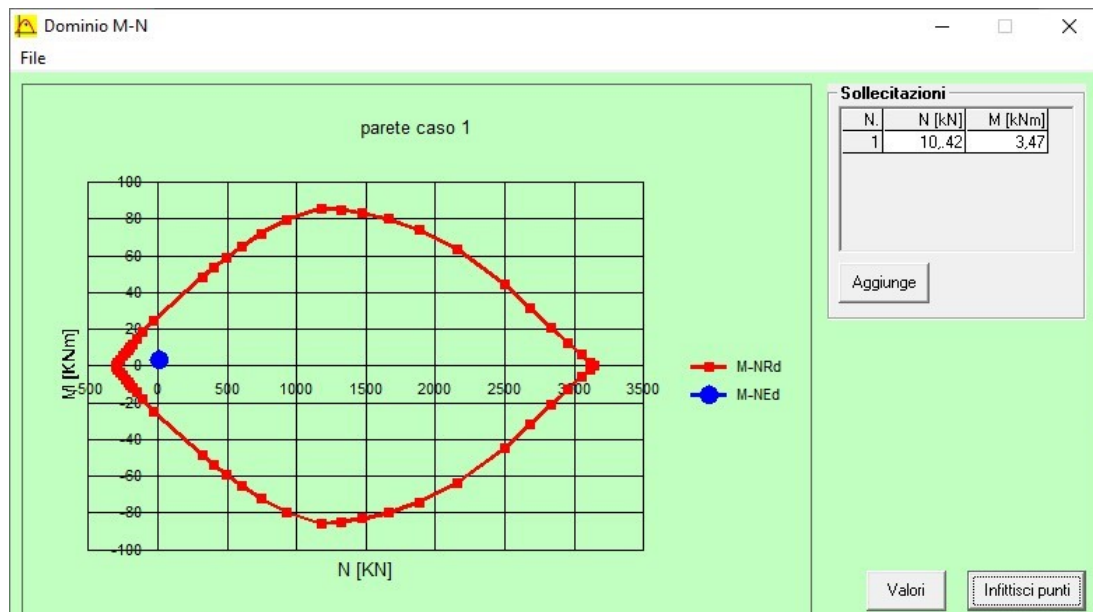
Materiali
 B450C C25/30
 ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ε_{syd} ‰ σ_{c,adm} ‰
 σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} ‰
 τ_{c1} ‰

M_{xRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ε_c ‰
 ε_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

Metodo di calcolo
☒ S.L.U. + ☐ S.L.U. -
☒ Metodo n ☐

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett.
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ cm Col. modello
☐ Precompresso



Il punto di sollecitazione è interno al dominio M-N pertanto la verifica di resistenza a pressoflessione della parete è soddisfatta

TAGLIO:

DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TAGLIO DELLA SEZIONE			
§ 4.1.2.1.3.1 - ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO			
Azione di Taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo	V_{Ed}	7,986	[kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		si	[-]
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0,12	[-]
Coefficiente k	k	2,12	[-]
		2,00	[-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di $l_{bd} + d$	ρ_l	0,002454	[-]
		0,002454	[-]

$$C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c$$

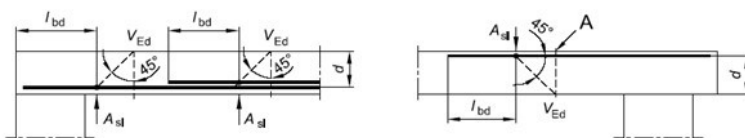
$$k = 1 + (200/d)^{0,5} \leq 2,00$$

$$\rho_l = A_{s,tesa} / (b d)$$

figura 6.3 Definizione di A_{sl} nella espressione (6.2)

Legenda

A Sezione considerata



Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso

 $V_{Rd,c}$ 70,21 [kN]

Resistenza minima del calcestruzzo teso

 $V_{Rd,min}$ 79,04 [kN]

Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo lesso

 V_{Rd} 79,04 [kN]

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} b d$$

$$V_{Rd,min} = (0,035 k^{3/2} (f_{ck})^{1/2}) b d$$

Disporre il quantitativo minimo di orditura a taglio

 $V_{Sd} = 7,986$ kN (taglio di progetto al piede della parete) $V_{Rd} = 79,04$ kN (taglio resistente della sezione)

risulta:

 $V_{Rd} > V_{Sd}$

La verifica di resistenza a taglio della parete è soddisfatta

Verifica delle tensioni di esercizioLa massima tensione di compressione nel calcestruzzo σ_c deve rispettare le seguenti limitazioni: $\sigma_c < 0,60 f_{ck} = 14,94$ MPa (combinazione caratteristica (rara)) $\sigma_c < 0,45 f_{ck} = 11,20$ MPa (combinazione quasi permanente)

La massima tensione di trazione nelle barre di acciaio deve rispettare la seguente limitazione:

 $\sigma_s < 0,80 f_{yk} = 360$ MPa (combinazione caratteristica (rara))**Verifiche flessionali** – Sez. trasv. B x H = 100 x 20 cm**Azioni**

Dalle analisi numeriche si sono ricavati i seguenti valori max. significativi:

 $M = 2,57$ kNm/m**Armature** $A'_s = 5\Phi 10 = 3,93$ cm² $A_s = 5\Phi 10 = 3,93$ cm²**Verifiche** $\sigma_s = 44,31$ MPa $\sigma_c = 0,93$ MPa le verifiche delle tensioni sono soddisfatte**Verifica allo stato limite di apertura di fessure**

La scelta dello stato limite di fessurazione si esegue secondo la seguente tabella riportata nelle NTC2018, considerando che siamo in condizioni ambientali aggressive e si usano armature poco sensibili.

Tabella 4.1.IV – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

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

 w_1, w_2, w_3 sono definiti al § 4.1.2.2.4.1, il valore di calcolo w_d , è definito al § 4.1.2.2.4.6.- $w_1 = 0,2$ mm.

-W2 = 0,3 mm.

-W3 = 0,4 mm.

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Caratteristica			
Momento sollecitante per la combinazione Caratteristica		M _{Ed,caratt.}	2,57 [kNm]
Durata del carico			lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	38,17 [mm]	
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ _s	44,31 [MPa]	
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	f _{ct,eff}	2,6 [MPa]	
Fattore dipendente dalla durata del carico	k ₁	0,4 [-]	
Altezza efficace	h _{c,eff}	53,9437127 [mm]	
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	A _{c,eff}	53943,7127 [mm ²]	
Rapporto geometrico sull'area efficace	p _{p,eff}	0,00728 [-]	
Rapporto tra E _s /E _{cm}	α _e	6,36 [-]	
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	e _{sm} - e _{cm}	-0,000514 [-]	
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	φ _{eq}	10,00 [mm]	
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k ₁	0,8 [-]	
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k ₂	0,5 [-]	
	k ₃	3,4 [-]	
	k ₄	0,425 [-]	
Distanza massima tra le fessure	s _{r,max}	376,32 [mm]	
		376,32 [mm]	
Ampiezza delle fessure	w _k	0,0500 [mm]	
Ampiezza massima delle fessure	w _{max}	0,3 [mm]	

Inserire: breve o lunga

$$h_{c,eff} = \min[2,5(h-d) ; (h-x)/3 ; h/2]$$

$$A_{c,eff} = b h_{c,eff}$$

$$p_{p,eff} = A_s / A_{c,eff}$$

$$\alpha_e = E_s / E_{cm}$$

$$e_{sm} - e_{cm} = [\sigma_s - k_1(f_{ct,eff}/p_{p,eff})(1 + \alpha_e p_{p,eff})] / E_s \geq 0,6 \sigma_s / E_s$$

Coefficienti indicati sull'EC.2

Coefficienti indicati sull'EC.2

$$s_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / p_{p,eff}$$

$$w_k = s_{r,max} (e_{sm} - e_{cm})$$

La verifica di limitazione delle fessure è soddisfatta

DETERMINAZIONE DELLA PRESSIONE LIMITE

FORMULA GENERALE DI BRINCH-HANSEN (1970)

(Lancellotta R., Geotecnica, II Ediz., 1993)

Formula generale:

$$Q_{lim} = 1/2 g' B N_\gamma s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma + c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q' N_q s_q d_q i_q b_q g_q$$

Dati d'ingresso:

Terreno di fondazione		
Coesione (c')	0	kPa
Angolo di attrito (φ')	26	°
Peso di volume terreno di fondazione (γ ₁)	18,0	kN/m ³
Peso di volume terreno sopra fondazione (γ ₂)	18,0	kN/m ³
Inclinazione piano campagna	0	°
Fondazione		
Larghezza (B)	1,1	m
Lunghezza (L)	10,0	m
Profondità piano di posa (D)	0,3	
Eccentricità dei carichi (e)	0,0	m
Inclinazione piano di posa	0	°
Carichi inclinati		
Componente orizzontale (H)	0	t
Componente verticale (N)	3	t

Fattori capacità portante	
N _γ	12,54
N _c	22,25
N _q	11,85
Fattori forma della fondazione	
s _γ	1,03
s _c	1,06
s _q	1,03
Fattori inclinazione del carico	
i _γ	1,00

$$\sigma_{\max} = 28,17 \text{ kN/m}^2$$
$$q=199,00 \text{ kN/m}^2$$
$$q > \sigma_{\max}$$

La verifica di portata limite del terreno è soddisfatta

Si è assunto per il terreno un angolo di attrito $F=26^\circ$ e una coesione $c'=0$ kPa

La fondazione viene armata con filanti (5+5) $\Phi 10$ e staffe $\Phi 8/25''$ per tutta la lunghezza della parete.

6.2 CASO 2 – muro $h=1,20m$

Ricerca del sito

☐ Ricerca per coordinate
 ☒ Ricerca per comune
 ☐ Isole

Nodi del reticolo

TR	ag	Fo	Tc*
30	0,017	2,550	0,160
50	0,021	2,526	0,189
72	0,024	2,568	0,195
101	0,028	2,593	0,207
140	0,031	2,615	0,221
201	0,034	2,643	0,233
475	0,042	2,668	0,284
975	0,051	2,727	0,304
2475	0,063	2,833	0,325

Regione: Lombardia Provincia: Milano (MI) Comune: Rho

OK Annulla

Le sigle individuano scale per le quali è necessaria una valutazione ad hoc
Elaborazione: aprile 2004

V_R 50 Stalo Limite SLV → a_g 0,0425 F_o 2,6683 T_{c^*} 0,2841
 Suolo C S_s 1,5000 Topo T1 h/H 0 S_T 1,0000
 a_{max} 0,0637 g β_m 0,1800 k_h 0,0115 k_v 0,0057

Muro/Spalla - Unità di misura [kN, m] - File: muro pista ciclabile Rho

File Armature Impostazioni Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: muro tipo altezza intermedia

Altezza paraghiaia (m) h1 0 Angolo attrito interno ϕ^o 26
 Spessore paraghiaia (m) s1 0 Ang. attrito terra-muro δ^o 26
 Inclinazione parete (%) i 0 Ang. attrito fondazione ϕ_f^o 26
 Altezza parete (m) h2 0.90 Peso spec. terre [kN/m3] γ_t 19
 Spessore in testa (m) s2 0.2 Peso spec. muro [kN/m3] γ_m 25
 Spessore alla base (m) s3 0.2 Dati Sisma K_v 0.0057 K_h 0.0115
 Altezza fondazione (m) h3 0.3 N° lati terreno 1
 Sbalzo fond. contro terra L1 0.20
 Larghezza totale fond. L2 0.85

Impalcato
 Ni 0 dN 0
 Vi 0 kN

Zoom

	Lungh.	Dislivello	q
Lato 1	10000	0	0

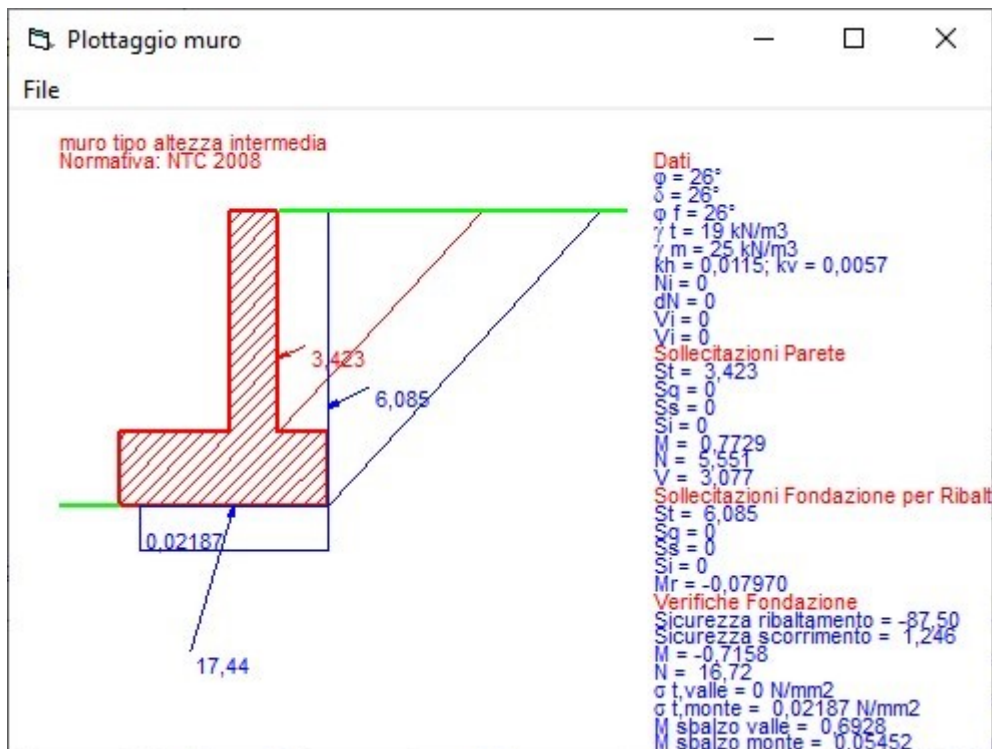
Calcolo Visualizza

Parete
 St 3.423 kN
 Sq 0 kN
 Ss 0 kN
 Si 0 kN
 M 0.7729 kNm
 N 5.551 kN
 V 3.077 kN
 ?1

Fondazione
Ribaltamento
 St 6.085 ?1
 Sq 0
 Ss 0
 Si 0
 Mr -0.07970
 Ms 6.974
 Ms/Mr -87.50
Scorrimento
 St 5.532 ?3
 Sq 0
 Ss 0.09785
 Si 0.1644
 V 5.225
 N 16.68
 c.scor. 1.246
Schiacciamento
 St 5.532 ?1
 Sq 0
 Ss 0
 Si 0
 M -0.7158
 N 16.72
 V 4.972

Sbalzi Fondazione
 M valle 0.6928
 M monte 0.05452
 $\sigma_{t, valle}$ 0 MPa
 $\sigma_{t, monte}$ 0.02187
 % comp. 89.93
 Verifiche più gravose

Le verifiche al ribaltamento e allo scorrimento sono soddisfatte



La parete viene armata con barre longitudinali (1+1) $\Phi 8/20''$ e armature di taglio (1+1) $\Phi 8/30''$.
 La fondazione viene armata con filanti (4+4) $\Phi 10$ e staffe $\Phi 8/25''$ per tutta la lunghezza della parete.

Verifica C.A. S.L.U. - File: _ □ ×

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: parete caso intermedio

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	20

N°	As [cm²]	d [cm]
1	2,51	4
2	2,51	16

Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{Ed} kNm
 M_{yEd}

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

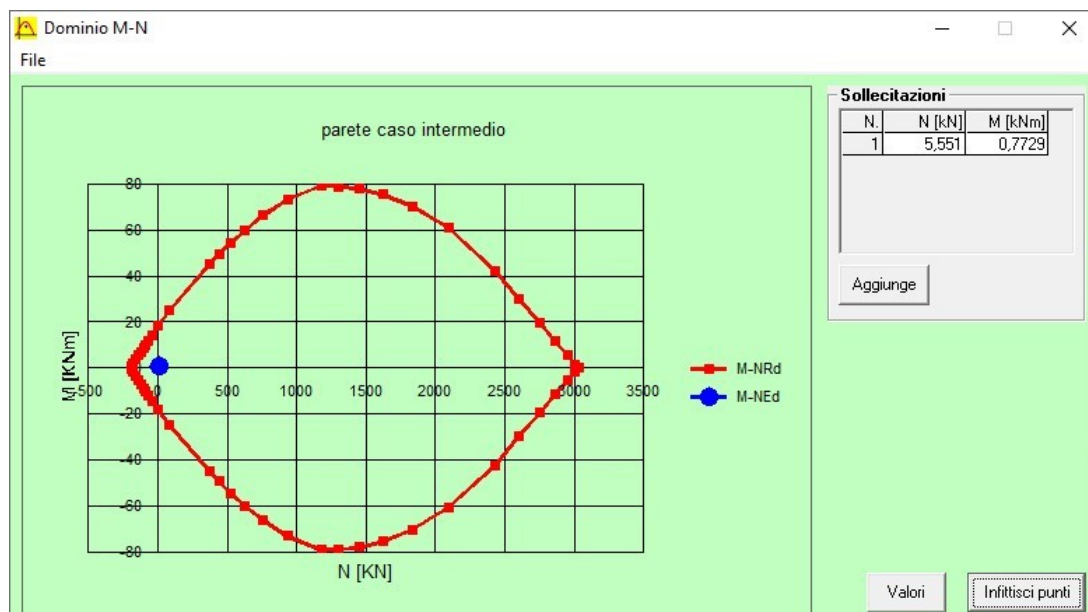
Materiali
☒ B450C ☐ C25/30
 ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ε_{syd} ‰ σ_{c,adm} ‰
 σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} ‰
 τ_{c1} ‰

M_{xRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ε_c ‰
 ε_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

Metodo di calcolo
☒ S.L.U. + ☐ S.L.U. -
☒ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett.
 Calcola MRd
 L₀ cm
☐ Precompresso



Il punto di sollecitazione è interno al dominio M-N pertanto la verifica di resistenza a pressoflessione della parete è soddisfatta

TAGLIO:

DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TAGLIO DELLA SEZIONE			
§ 4.1.2.1.3.1 - ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO			
Azione di Taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo	V_{Ed}	3,077	[kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		si	[-]
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0,12	[-]
Coefficiente k	k	2,12	[-]
		2,00	[-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di $l_{bd} + d$	ρ_l	0,001571	[-]
		0,001571	[-]

$$C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c$$

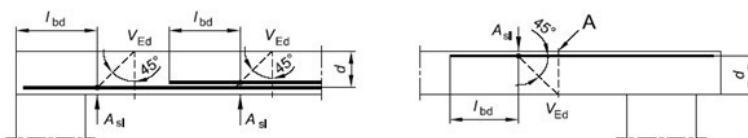
$$k = 1 + (200/d)^{0,5} \leq 2,00$$

$$\rho_l = A_{s,tesa} / (b d)$$

figura 6.3 Definizione di A_{st} nella espressione (6.2)

Legenda

A Sezione considerata



Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso

 $V_{Rd,c}$ 60,50 [kN]

Resistenza minima del calcestruzzo teso

 $V_{Rd,min}$ 79,04 [kN]

Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo lesa

 V_{Rd} 79,04 [kN]

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} b d$$

$$V_{Rd,min} = (0,035 k^{3/2} (f_{ck})^{1/2}) b d$$

Disporre il quantitativo minimo di orditura a taglio

 $V_{Sd} = 3,077$ kN (taglio di progetto al piede della parete) $V_{Rd} = 79,04$ kN (taglio resistente della sezione)

risulta:

 $V_{Rd} > V_{Sd}$

La verifica di resistenza a taglio della parete è soddisfatta

Verifica delle tensioni di esercizioLa massima tensione di compressione nel calcestruzzo σ_c deve rispettare le seguenti limitazioni: $\sigma_c < 0,60 f_{ck}$ = 14,94 MPa (combinazione caratteristica (rara)) $\sigma_c < 0,45 f_{ck}$ = 11,20 MPa (combinazione quasi permanente)

La massima tensione di trazione nelle barre di acciaio deve rispettare la seguente limitazione:

 $\sigma_s < 0,80 f_{yk}$ = 360 MPa (combinazione caratteristica (rara))**Verifiche flessionali** – Sez. trasv. B x H = 100 x 20 cm**Azioni**

Dalle analisi numeriche si sono ricavati i seguenti valori max. significativi:

 $M = 0,5725$ kNm/m**Armature** $A'_s = 5\Phi 8 = 2,51$ cm² $A_s = 5\Phi 8 = 2,51$ cm²**Verifiche** $s_s = 15,07$ MPa $s_c = 0,25$ MPa le verifiche delle tensioni sono soddisfatte**Verifica allo stato limite di apertura di fessure**

La scelta dello stato limite di fessurazione si esegue secondo la seguente tabella riportata nelle NTC2018, considerando che siamo in condizioni ambientali aggressive e si usano armature poco sensibili.

Tabella 4.1.IV – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

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

 w_1, w_2, w_3 sono definiti al § 4.1.2.2.4.1, il valore di calcolo w_d , è definito al § 4.1.2.2.4.6.

-W1 = 0,2 mm.

-W2 = 0,3 mm.

-W3 = 0,4 mm.

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Caratteristica			
Momento sollecitante per la combinazione Caratteristica	M _{Ed,caratt.}	0,5725	[kNm]
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	32,02	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ _s	15,07	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	f _{ct,eff}	2,6	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k ₁	0,4	[-]
Altezza efficace	h _{c,eff}	55,9940329	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	A _{c,eff}	55994,0329	[mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	ρ _{p,eff}	0,00449	[-]
Rapporto tra E _s /E _{cm}	α _e	6,36	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	ε _{sm} - ε _{cm}	-0,001097	[-]
		0,000045	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	φ _{eq}	8,00	[mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k ₁	0,8	[-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k ₂	0,5	[-]
	k ₃	3,4	[-]
	k ₄	0,425	[-]
Distanza massima tra le fessure	s _{r,max}	445,80	[mm]
		445,80	[mm]
Ampiezza delle fessure	w _k	0,0202	[mm]
Ampiezza massima delle fessure	w _{max}	0,3	[mm]

Inserire: breve o lunga

$$h_{c,eff} = \min[2,5(h-d) ; (h-x)/3 ; h/2]$$

$$A_{c,eff} = b h_{c,eff}$$

$$\rho_{p,eff} = A_s / A_{c,eff}$$

$$\alpha_e = E_s / E_{cm}$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = [\sigma_s - k_1(f_{ct,eff} / \rho_{p,eff})(1 + \alpha_e \rho_{p,eff})] / E$$

Coefficienti indicati sull'EC.2

Coefficienti indicati sull'EC.2

$$s_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{p,eff}$$

$$w_k = s_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$$

La verifica di limitazione delle fessure è soddisfatta

DETERMINAZIONE DELLA PRESSIONE LIMITE

FORMULA GENERALE DI BRINCH-HANSEN (1970)

(Lancellotta R., Geotecnica, II Ediz., 1993)

Formula generale:

$$Q_{lim} = 1/2 g' B N_\gamma s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma + c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q' N_q s_q d_q i_q b_q g_q$$

Dati d'ingresso:

Terreno di fondazione		
Coesione (c')	0	kPa
Angolo di attrito (φ')	26	°
Peso di volume terreno di fondazione (γ ₁)	18,0	kN/m ³
Peso di volume terreno sopra fondazione (γ ₂)	18,0	kN/m ³
Inclinazione piano campagna	0	°
Fondazione		
Larghezza (B)	1,1	m
Lunghezza (L)	10,0	m
Profondità piano di posa (D)	0,3	
Eccentricità dei carichi (e)	0,0	m
Inclinazione piano di posa	0	°
Carichi inclinati		
Componente orizzontale (H)	0	t
Componente verticale (N)	3	t

Fattori capacità portante		
N _γ	12,54	
N _c	22,25	
N _q	11,85	
Fattori forma della fondazione		
s _γ	1,03	
s _c	1,06	
s _q	1,03	
Fattori inclinazione del carico		

i_γ	1,00
i_c	1,00
i_q	1,00
Fattori inclinazione piano di posa	
b_γ	1,00
b_c	1,00
b_q	1,00
Fattori inclinazione piano campagna	
g_γ	1,00
g_c	1,00
g_q	1,00
Fattori profondità piano di posa	
d_c	1,09
d_q	1,08

Risultato:

Pressione limite (Q_{lim})	199,0 kPa
Coefficiente di sicurezza	1
Pressione ammissibile (Q_{amm})	199,0 kPa

La pressione massima di contatto fondazione terreno vale:

$$\sigma_{max}=21,87 \text{ kN/m}^2$$

Il carico limite della fondazione vale:

$$q=199,00 \text{ kN/m}^2$$

risulta:

$$q > \sigma_{max}$$

La verifica di portata limite del terreno è soddisfatta

Si è assunto per il terreno un angolo di attrito $F=26^\circ$ e una coesione $c'=0 \text{ kPa}$

La fondazione viene armata con filanti $(4+4)\Phi 10$ e staffe $\Phi 8/25''$ per tutta la lunghezza della parete.

6.3 CASO 3 – muro $h=0,85m$

Per il caso n.3 relativo alla parete di altezza inferiore si esegue la verifica di portata del terreno in quanto la sezione e l'armatura della parete è analoga al caso n.2 sopra analizzato.

Ricerca del sito

☐ Ricerca per coordinate ☒ Ricerca per comune ☐ Isole

Longitudine Latitudine

Parametri interpolati

TR	ag	Fo	Tc*
30	0,017	2,550	0,160
50	0,021	2,526	0,189
72	0,024	2,568	0,195
101	0,028	2,593	0,207
140	0,031	2,615	0,221
201	0,034	2,643	0,233
475	0,042	2,668	0,284
975	0,051	2,727	0,304
2475	0,063	2,833	0,325

Regione Provincia

Comune

OK Annulla

V_R Stalo Limite \rightarrow a_g F_o T_c^*

Suolo S_s Topo h/H S_T

a_{max} g β_m k_h k_v

Le sigle individuano isole per le quali è necessaria una valutazione ad hoc. (Elaborazione aprile 2004)

Muro/Spalla - Unità di misura [kN, m] - File: muro pista ciclabile Rho

File Armature Impostazioni Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: muro tipo altezza minore

Altezza paraghiaia (m) h_1 Angolo attrito interno ϕ^o

Spessore paraghiaia (m) s_1 Ang. attrito terra-muro δ^o

Inclinazione parete (%) i Ang. attrito fondazione ϕ_f^o

Altezza parete (m) h_2 Peso spec. terre [kN/m3] γ_t

Spessore in testa (m) s_2 Peso spec. muro [kN/m3] γ_m

Spessore alla base (m) s_3 Dati Sisma K_v K_h

Altezza fondazione (m) h_3 N° lati terreno

Sbalzo fond. contro terra L1

Larghezza totale fond. L2 Calcolo Visualizza

	Lungh.	Dislivello	q
Lato 1	10000	0	0

Impalcato

N_i dN

V_i kN

Zoom

Parete

St kN

Sq kN

Ss kN

Si kN

M kNm

N kN

V kN

Fondazione

Ribaltamento

St Sq Ss Si Mr Ms Ms/Mr

Scorrimento

St Sq Ss Si V N $c.scor.$

Schiacciamento

St Sq Ss Si M N V

Sbalzi Fondazione

M_{valle} M_{monte}

$\sigma_{t, valle}$ MPa

$\sigma_{t, monte}$

% comp.

Verifiche più gravose

Le verifiche al ribaltamento e allo scorrimento sono soddisfatte

DETERMINAZIONE DELLA PRESSIONE LIMITE**FORMULA GENERALE DI BRINCH-HANSEN (1970)**

(Lancellotta R., Geotecnica, II Ediz., 1993)

Formula generale:

$$Q_{lim} = 1/2 \, g' \, B \, N_\gamma \, s_\gamma \, i_\gamma \, b_\gamma \, g_\gamma + c' \, N_c \, s_c \, d_c \, i_c \, b_c \, g_c + q' \, N_q \, s_q \, d_q \, i_q \, b_q \, g_q$$

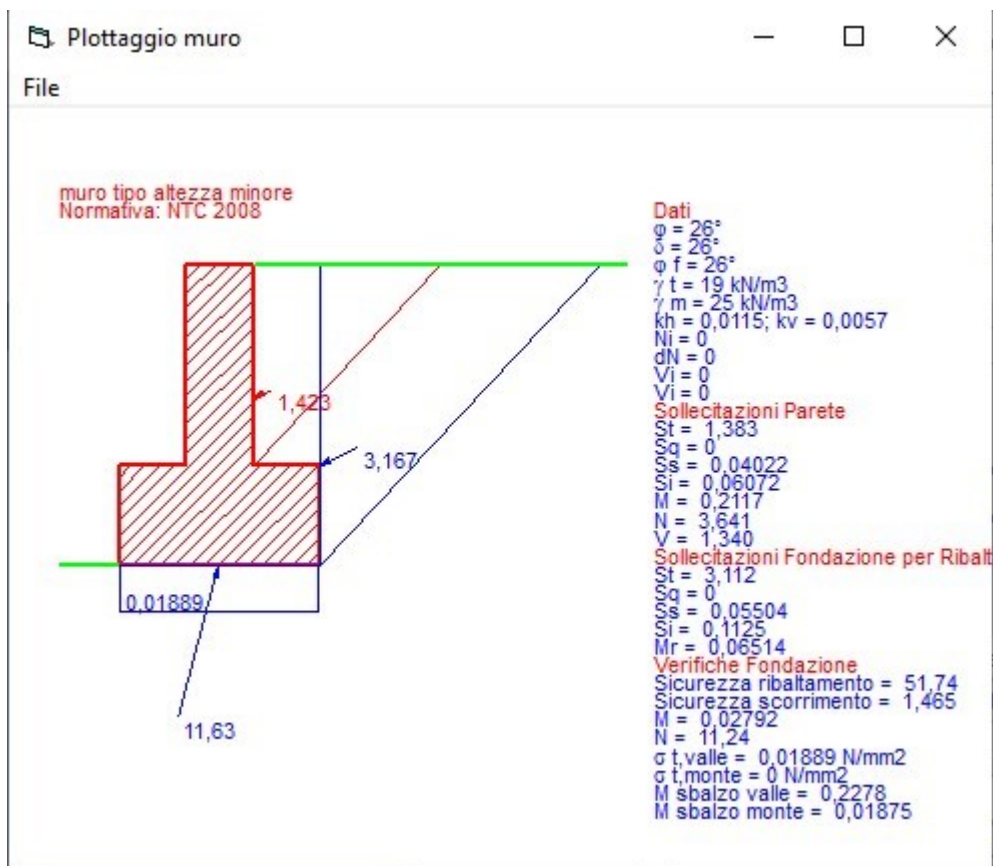
Dati d'ingresso:

Terreno di fondazione		
Coesione (c')	0	kPa
Angolo di attrito (φ')	26	°
Peso di volume terreno di fondazione (γ ₁)	18,0	kN/m ³
Peso di volume terreno sopra fondazione (γ ₂)	18,0	kN/m ³
Inclinazione piano campagna	0	°
Fondazione		
Larghezza (B)	0,6	m
Lunghezza (L)	10,0	m
Profondità piano di posa (D)	0,3	
Eccentricità dei carichi (e)	0,0	m
Inclinazione piano di posa	0	°
Carichi inclinati		
Componente orizzontale (H)	0	t
Componente verticale (N)	1	t

Fattori capacità portante	
N _γ	12,54
N _c	22,25
N _q	11,85
Fattori forma della fondazione	
s _γ	1,02
s _c	1,03
s _q	1,02
Fattori inclinazione del carico	
i _γ	1,00
i _c	1,00
i _q	1,00
Fattori inclinazione piano di posa	
b _γ	1,00
b _c	1,00
b _q	1,00
Fattori inclinazione piano campagna	
g _γ	1,00
g _c	1,00
g _q	1,00
Fattori profondità piano di posa	
d _c	1,17
d _q	1,15

Risultato:

Pressione limite (Q _{lim})	143,7	kPa
Coefficiente di sicurezza	1	
Pressione ammissibile (Q_{amm})	143,7	kPa



La pressione massima di contatto fondazione terreno vale:

$$\sigma_{\max} = 18,89 \text{ kN/m}^2$$

Il carico limite della fondazione vale:

$$q = 143,70 \text{ kN/m}^2$$

risulta:

$$q > \sigma_{\max}$$

La verifica di portata limite del terreno è soddisfatta

Si è assunto per il terreno un angolo di attrito $F=26^\circ$ e una coesione $c'=0 \text{ kPa}$

La fondazione viene armata con filanti $(4+4)\Phi 10$ e staffe $\Phi 8/25''$ per tutta la lunghezza della parete.

Sumirago, 04/03/2021

Il Progettista

ORDINE DEGLI INGEGNERI DELLA PROV. DI VARESE
Dott. Ing.
ALESSANDRO
MARTARELLO
n. 2505
VARESE