COMMITTENTE:

RFI RETE FERROVIARIA ITALIANA
GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

PROGETTAZIONE:

ITALFERR
GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

## U.O. INFRASTRUTTURE NORD

## PROGETTO DEFINITIVO

## DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA

## RADDOPPIO TRATTA FIUME TORTO – LERCARA DIRAMAZIONE LOTTO 1 + 2

PIAZZALI

PT22 - Piazzali SSE e Area Terna - km 29+550

Piazzale SSE/Area Terna - Muro di sostegno - Relazione di calcolo

SCALA: -

| COMMESSA | LOTTO | FASE | ENTE | TIPO DOC. | OPERA/DISCIPLINA | PROGR. | REV. |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| RS3Z | 00 | D | 26 | CL | PT2200 | 001 | B |

| Rev. | Descrizione | Redatto | Data | Verificato | Data | Approvato | Data | Autorizzato | Data |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| A | EMISSIONE ESECUTIVA | C. INTEGRA | Gennaio 2020 | M.SALLEOLINI | Gennaio 2020 | A. BARRECA | Gennaio 2020 | F. SACCHI | Maggio 2020 |
| B | 1° AGG. A CONSEGNA CSLLPP | C. INTEGRA | Maggio 2020 | M.SALLEOLINI | Maggio 2020 | A. BARRECA | Maggio 2020 | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |

ITALFERR - DG INFRASTRUTTURE NORD
Dott. Ing. Francesco Sacchi
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma
n. 23172 Sez. A

| File: RS3Z00D26CLPT2200001B | | n. Elab.: |
|---|---|---|

# INDICE


**1. PREMESSA ..... 1**

**2. DESCRIZIONE GENERALE ..... 2**

**3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO ..... 3**

**4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI ..... 4**

**5. PARAMETRI GEOTECNICI DEL SITO ..... 5**

**6. CRITERI DI VERIFICA ..... 6**

6.1 Verifiche di resistenza agli stati limite ultimi ..... 6

6.2 Verifiche agli stati limite di esercizio ..... 6

**7. GEOMETRIA DELLA STRUTTURA ..... 9**

**8. ANALISI DEI CARICHI ..... 10**

**9. VERIFICHE GEOTECNICHE ..... 12**

9.1 Condizione statica ..... 14

9.2 Condizione sismica (+) ..... 16

9.3 Condizione sismica (-) ..... 18

**10. VERIFICHE STRUTTURALI ..... 20**

10.1 Verifiche di resistenza agli stati limite ultimi ..... 20

10.2 Verifiche a fessurazione ..... 24

**11. GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI ..... 27**

# 1. PREMESSA

Il presente documento viene emesso nell'ambito della redazione degli elaborati tecnici relativi alla progettazione definitiva del collegamento Palermo-Catania, raddoppio tratta Fiumetorto-Lercara Diramazione, appartenente alla Direttrice ferroviaria Messina-Catania-Palermo.

Nella presente relazione è riportato il calcolo strutturale del muro di sostegno del Piazzale SSE ubicato alla progressiva 29+540.00 di lunghezza pari a 38 m.

## 2. DESCRIZIONE GENERALE

Il muro di sostegno con sezione tipologica ad L, ad elevazione variabile e spessore variabile tra 0.95m e 0.50m, con una fondazione di larghezza 4.00m e spessore 0.90m, l'altezza massima raggiunta dal terreno spingente è di 4.50m per cui la verifica si riferirà a detta altezza.

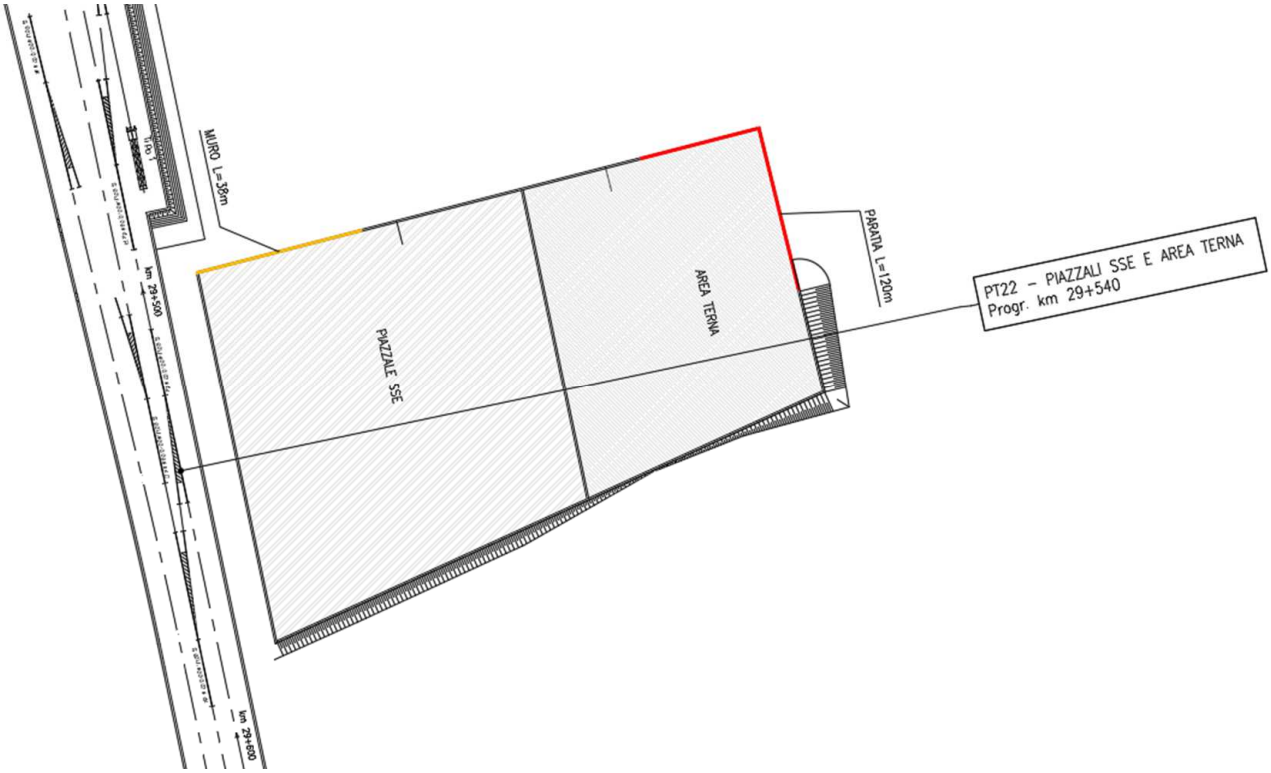



*Figura 2.1 – Planimetria di progetto (posizione definitiva)*

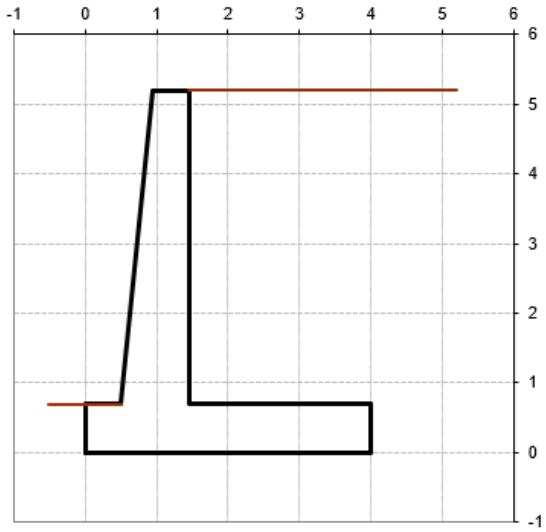



*Figura 2.2 – Sezione tipologica*

## 3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Il dimensionamento e la verifica degli elementi strutturali sono stati condotti nel rispetto delle seguenti normative:

- Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018: Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni;
- Circolare 21 gennaio 2019, n.7 C.S.LL.PP.: Istruzioni per l'applicazione dell'"Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 17 gennaio 2018;
- Circolare 15 ottobre 1996, n.252 AA.GG./S.T.C..: Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche" di cui al decreto ministeriale 9 gennaio 1996;
- RFI DTC SI MA IFS 001 B: "Manuale di progettazione delle opere civili" del 22/12/2017.
- RFI DTC SI PS MA IFS 001 B: Sezione 2 – Ponti e Strutture

Riferimenti STI:

- Regolamento (UE) N. 1299/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema "infrastruttura" del sistema ferroviario dell'Unione europea, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019.

# 4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

***CALCESTRUZZO***

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **Classe di resistenza calcestruzzo** | | **C32/40** | | | | |
| Caratteristiche del calcestruzzo | | | | | | |
| resistenza caratteristica cubica | $R_{ck}$ | 40 | [MPa] | | | |
| resistenza caratteristica cilindrica | $f_{ck}$ | 33.2 | [MPa] | | | |
| resistenza cilindrica media | $f_{cm}$ | 41.2 | [MPa] | | | |
| resistenza media a trazione semplice | $f_{ctm}$ | 3.1 | [MPa] | | | |
| resistenza caratteristica a trazione (fratt. 5%) | $f_{ctK}$ | 2.2 | [MPa] | | | |
| modulo elastico istantaneo | $E_{cm}$ | 33,643 | [MPa] | | | |
| Resistenze di calcolo | | | | COEFFICIENTI | | |
| resistenza di calcolo a compressione | $f_{cd}$ | 18.8 | [MPa] | $\gamma_C$ | = | 1.5 |
| resistenza di calcolo a trazione | $f_{ctd}$ | 1.4 | [MPa] | $\alpha_{CC}$ | = | 0.85 |
| coefficiente di espansione termica lineare | $\alpha$ | 1.00E-05 | [°C$^{-1}$] | | | |

***ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO***

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **Tipo di acciaio** | | **B450C** | | | | |
| Caratteristiche del calcestruzzo | | | | | | |
| tensione caratteristica di snervamento | $f_{yk}$ | 450 | [MPa] | | | |
| tensione caratteristica di rottura | $f_{tk}$ | 540 | [MPa] | | | |
| Resistenze di calcolo | | | | COEFFICIENTI | | |
| resistenza di progetto | $f_{yd}$ | 391.3 | [MPa] | $\gamma_S$ | = | 1.15 |
| modulo elastico | $E_S$ | 200000 | [MPa] | | | |

Per il calcestruzzo armato si assume $\gamma_{cls}$ 25 kN/m$^3$

## 5. PARAMETRI GEOTECNICI DEL SITO

L'opera in esame ricade nella Zona 3 di cui alla relazione geotecnica RS3Z00D26GEOC0000001, la categoria del sottosuolo assunta ai fini sismici è la B.

Si riportano di seguito i parametri geotecnici utilizzati nei calcoli eseguiti.

| ZONA | SONDAGGIO DI RIFERIMENTO | PROFONDITA' | UNITA' TERRENO | $\gamma_{sat}$ [kN/m$^3$] | $\varphi'$ [°] | | | Cu [kPa] | | | c'[kPa] | Vs[m/s] | | | Vs,eq [m/s] | Categoria di sottosuolo | $G_0$ [MPa] | | | Ei/Eu [MPa] | Ei[MPa] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | max | min | di prog. | max | min | di prog. | di prog. | max | min | di prog. | | | max | min | di prog. | di prog. | di prog. |
| 3 | 2SR03 | da 0 a 17m | C | 22 | 35 | 29 | 25 | 147 | 29 | 100 | 42 | 265 | 155 | 155 | 363 | B | 143 | 49 | 70 | 80 | 61 |
| | | da 17m a 31m | Sb,1 | 22 | 35 | 35 | 35 | 0 | 0 | 0 | 0 | 420 | 263 | 263 | 363 | B | 359 | 141 | 150 | 130 | 130 |
| | | da 31m in poi | Sb,2 | 22 | 35 | 35 | 35 | 0 | 0 | 0 | 0 | 420 | 263 | 263 | 363 | B | 359 | 141 | 200 | 173 | 173 |

Per ulteriori informazioni riguardo la geologia e la geotecnica di sito, consultare gli elaborati RS3Z00D26F7OC0000001 e RS3Z00D26F7OC0000002.

# 6. CRITERI DI VERIFICA

## 6.1 Verifiche di resistenza agli stati limite ultimi

Si è verificato che il valore di progetto degli effetti delle azioni, ovvero delle sollecitazioni flettenti $M_d$ sia minore dei corrispondenti momenti resistenti $M_r$ delle sezioni di progetto.

La verifica di resistenza delle sezioni nei vari elementi strutturali, viene condotta tenendo conto delle condizioni più gravose che si individuano dall'inviluppo delle sollecitazioni agenti nelle diverse combinazioni di carico.

Le combinazioni e i coefficienti moltiplicativi delle singole azioni vengono definiti in base a quanto indicato nel D.M. 17 gennaio 2018.

Per quanto riguarda le verifiche a taglio ultimo, si è fatto riferimento al paragrafo 4.1.2.3.5 "Resistenza nei confronti di sollecitazioni taglianti" del D.M. 17 gennaio 2018.

## 6.2 Verifiche agli stati limite di esercizio

Definizione degli stati limite di fessurazione

In ordine di severità crescente si distinguono i seguenti stati limite:

- stato limite di decompressione nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale è ovunque di compressione ed al più uguale a 0;
- stato limite di formazione delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata è:

$$\sigma_t = \frac{f_{ctm}}{1{,}2}$$

- stato limite di apertura delle fessure nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

$$w_1 = 0{,}2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0{,}3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0{,}4 \text{ mm}$$

Lo stato limite di fessurazione deve essere fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione.

**Condizioni ambientali**

Le condizioni ambientali, ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche, possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato nella tabella seguente:

| CONDIZIONI AMBIENTALI | CLASSE DI ESPOSIZIONE |
|---|---|
| Ordinarie | X0, XC1, XC2, XC3, XF1 |
| Aggressive | XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3 |
| Molto aggressive | XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4 |

Nel caso in esame si considera l'opera sottoposta a condizioni aggressive.

**Scelta degli stati limite di fessurazione**

Nella tabella sottostante sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle esigenze sopra riportate.

| 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 | $\leq w_1$ |

Come da manuale RFI DTC SI PS MA IFS 001 B (2.5.1.8.3.2.4) si assume in questo caso per la verifica a fessurazione la combinazione Rara e come limite massimo di apertura delle fessure w1=0.2 mm, (per strutture a permanente contatto con il terreno).

**Stato limite di apertura delle fessure**

Il valore caratteristico di calcolo di apertura delle fessure ($w_d$) non deve superare i valori nominali $w_1$, $w_2$, $w_3$ secondo quanto riportato nella Tabella sopra riportata.

Il valore caratteristico di calcolo è data da:

$$w_d = 1{,}70 \cdot w_m$$

dove $w_m$ rappresenta l'ampiezza media delle fessure.

L'ampiezza media delle fessure $w_m$ è calcolata come prodotto della deformazione media delle barre d'armatura $\varepsilon_{sm}$ per la distanza media tra le fessure $\Delta_{sm}$:

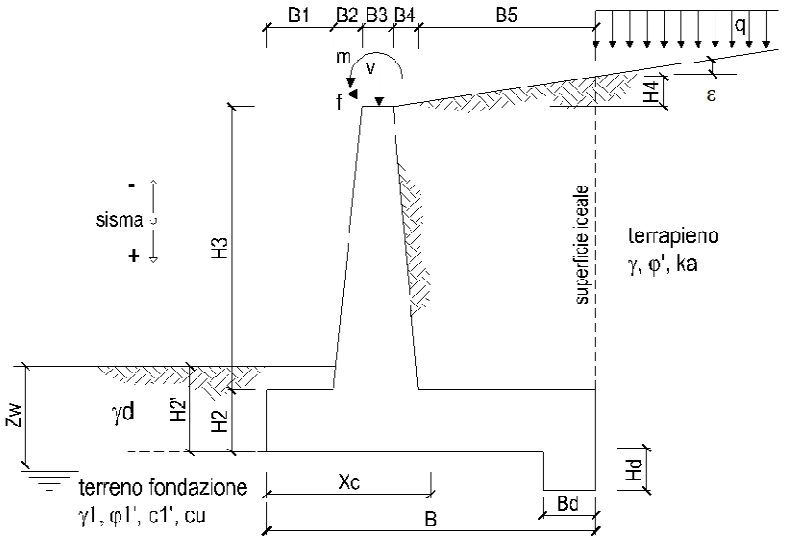
$$w_m = \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{sm}$$

Per il calcolo di $\varepsilon_{sm}$ e $\Delta_{sm}$ vanno utilizzati criteri consolidati riportati nella letteratura tecnica. $\varepsilon_{sm}$ può essere calcolato tenendo conto dell'effetto del "tension stiffening" nel rispetto della limitazione:

$$\varepsilon_{sm} \geq 0{,}6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

con $\sigma_s$ tensione nell'acciaio dell'armatura tesa (per sezione fessurata) nelle condizioni di carico considerate ed $E_s$ è il modulo elastico dell'acciaio.

# 7. GEOMETRIA DELLA STRUTTURA




**DATI DI PROGETTO:**

***Geometria del Muro***

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Elevazione | H3 | = | 4.50 | (m) |
| Aggetto Valle | B2 | = | 0.45 | (m) |
| Spessore del Muro in Testa | B3 | = | 0.50 | (m) |
| Aggetto monte | B4 | = | 0.00 | (m) |

***Geometria della Fondazione***

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Larghezza Fondazione | B | = | 4.00 | (m) |
| Spessore Fondazione | H2 | = | 0.70 | (m) |
| Suola Lato Valle | B1 | = | 0.50 | (m) |
| Suola Lato Monte | B5 | = | 2.55 | (m) |
| Altezza dente | Hd | = | 0.00 | (m) |
| Larghezza dente | Bd | = | 0.00 | (m) |
| Mezzeria Sezione | Xc | = | 2.00 | (m) |

# 8. ANALISI DEI CARICHI

| ***Dati Geotecnici*** | | | | *valori caratteristici SLE* | *valori di progetto* STR/GEO | *valori di progetto* EQU |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Dati Terrapieno | Angolo di attrito del terrapieno | (°) | φ' | 30.00 | 30.00 | 24.79 |
| | Peso Unità di Volume del terrapieno | (kN/m³) | γ' | 20.00 | 20.00 | 20.00 |
| | Angolo di attrito terreno-superficie ideale | (°) | δ | 15.00 | 15.00 | 12.40 |
| Dati Terreno Fondazione | Condizioni | | ◉ drenate | ○ Non Drenate | | |
| | Coesione Terreno di Fondazione | (kPa) | c1' | 42.00 | 42.00 | 33.60 |
| | Angolo di attrito del Terreno di Fondazione | (°) | φ1' | 25.00 | 25.00 | 20.46 |
| | Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione | (kN/m³) | γ1 | 21.00 | 21.00 | 21.00 |
| | Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione | (kN/m³) | γd | 21.00 | 21.00 | 21.00 |
| | Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B) | (m) | Hs | 8.00 | | |
| | Modulo di deformazione | (kN/m²) | E | 61000 | | |

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Dati Sismici | Accelerazione sismica | $a_g/g$ | 0.114 | (-) |
| | Coefficiente Amplificazione Stratigrafico | $S_S$ | 1.2 | (-) |
| | Coefficiente Amplificazione Topografico | $S_T$ | 1 | (-) |
| | Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima | $\beta_m$ | 0.38 | (-) |
| | Coefficiente sismico orizzontale | kh | 0.051984 | (-) |
| | Coefficiente sismico verticale | kv | 0.0260 | (-) |
| | Muro libero di traslare o ruotare | ◉ si | ○ no | |

| | | | SLE | | STR/GEO | | EQU | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Coefficienti di Spinta | Coeff. di Spinta Attiva Statico | ka | 0.301 | | 0.301 | | 0.370 | |
| | Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma + | kas+ | 0.333 | | 0.333 | | 0.406 | |
| | Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma - | kas- | 0.335 | | 0.335 | | 0.408 | |
| | Coeff. Di Spinta Passiva | kp | 2.464 | | 2.464 | | 2.075 | |
| | Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma + | kps+ | 2.383 | | 2.383 | | 2.000 | |
| | Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma - | kps- | 2.378 | | 2.378 | | 1.996 | |

| ***Carichi Agenti*** | | | | *valori caratteristici SLE - sisma* | *valori di progetto* STR/GEO | *valori di progetto* EQU |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Carichi permanenti | Sovraccarico permanente | (kN/m²) | qp | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| | Sovraccarico su zattera di monte ○ si ◉ 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/m²) | q | 0.50 | 0.75 | 0.75 |
| | Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statich | (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 Y1 | 0.75 | condizione quasi permanente Y2 | | 0.00 |
| Condizioni Sismiche | Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche | (kN/m²) | qs | 0.50 | | |
| | Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismicl | (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 | | |

**Combinazioni coefficienti parziali di verifica**

| Approccio 2 | A1+M1+R3<br>EQU+M2 |
|---|---|

| Carichi | Effetto | Coeff. Parziale | EQU | A1 (STR) | A2 (GEO) | SLE |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Permanenti | favorevole | $\gamma_G$ | 0.90 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| | sfavorevole | | 1.10 | 1.30 | 1.00 | 1.00 |
| Variabili | favorevole | $\gamma_Q$ | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| | sfavorevole | | 1.50 | 1.50 | 1.30 | 1.00 |

| Parametro | | Coeff. Parziale | M1 | M2 | SLE |
|---|---|---|---|---|---|
| angolo d'attrito | $\tan \varphi'_k$ | $\gamma_{\varphi'}$ | 1.00 | 1.25 | 1.00 |
| coesione | $c'_k$ | $\gamma_{c'}$ | 1.00 | 1.25 | 1.00 |
| resistenza non drenata | $c_{uk}$ | $\gamma_{cu}$ | 1.00 | 1.40 | 1.00 |
| peso unità di volume | $\gamma$ | $\gamma_\gamma$ | 1.00 | 1.00 | 1.00 |

| Verifica | Coeff. Parziale | R1 | R2 | R3 | SLE |
|---|---|---|---|---|---|
| Capacità portante fondazione | $\gamma_R$ | 1.00 | 1.00 | 1.40 | 2.00 |
| Scorrimento | | 1.00 | 1.00 | 1.10 | 1.30 |
| Ribaltamento | | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.50 |

# 9. VERIFICHE GEOTECNICHE

**FORZE VERTICALI**

| | | | SLE | STR/GEO | EQU |
|---|---|---|---|---|---|
| - Peso del Muro (Pm) | | | | | |
| Pm1 = | (B2*H3*gcls)/2 | (kN/m) | 25.31 | 25.31 | 22.78 |
| Pm2 = | (B3*H3*gcls) | (kN/m) | 56.25 | 56.25 | 50.63 |
| Pm3 = | (B4*H3*gcls)/2 | (kN/m) | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| Pm4 = | (B*H2*gcls) | (kN/m) | 70.00 | 70.00 | 63.00 |
| Pm5 = | (Bd*Hd*gcls) | (kN/m) | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| Pm = | Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5 | (kN/m) | 151.56 | 151.56 | 136.41 |
| - Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt) | | | | | |
| Pt1 = | (B5*H3*g') | (kN/m) | 229.50 | 229.50 | 206.55 |
| Pt2 = | (0,5*(B4+B5)*H4*g') | (kN/m) | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| Pt3 = | (B4*H3*g')/2 | (kN/m) | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| Sovr = | qp * (B4+B5) | (kN/m) | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| Pt = | Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr | (kN/m) | 229.50 | 229.50 | 206.55 |
| - Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro | | | | | |
| Sovr acc. Stat | q * (B4+B5) | (kN/m) | 1.275 | 1.9125 | |
| Sovr acc. Sism | qs * (B4+B5) | (kN/m) | 1.275 | | |

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

| | | | SLE | STR/GEO | EQU |
|---|---|---|---|---|---|
| - Muro (Mm) | | | | | |
| Mm1 = | Pm1*(B1+2/3 B2) | (kNm/m) | 20.25 | 20.25 | 18.23 |
| Mm2 = | Pm2*(B1+B2+0,5*B3) | (kNm/m) | 67.50 | 67.50 | 60.75 |
| Mm3 = | Pm3*(B1+B2+B3+1/3 B4) | (kNm/m) | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| Mm4 = | Pm4*(B/2) | (kNm/m) | 140.00 | 140.00 | 126.00 |
| Mm5 = | Pm5*(B - Bd/2) | (kNm/m) | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| Mm = | Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 +Mm5 | (kNm/m) | 227.75 | 227.75 | 204.98 |
| - Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro | | | | | |
| Mt1 = | Pt1*(B1+B2+B3+B4+0,5*B5) | (kNm/m) | 625.39 | 625.39 | 562.85 |
| Mt2 = | Pt2*(B1+B2+B3+2/3*(B4+B5)) | (kNm/m) | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| Mt3 = | Pt3*(B1+B2+B3+2/3*B4) | (kNm/m) | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| Msovr = | Sovr*(B1+B2+B3+1/2*(B4+B5)) | (kNm/m) | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| Mt = | Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr | (kNm/m) | 625.39 | 625.39 | 562.85 |
| - Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro | | | | | |
| Sovr acc. Stat | *(B1+B2+B3+1/2*(B4+B5)) | (kNm/m) | 3.474375 | 5.2115625 | |
| Sovr acc. Sism | *(B1+B2+B3+1/2*(B4+B5)) | (kNm/m) | 3.474375 | | |

**INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO**

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)

| | | | |
|---|---|---|---|
| Ps h = | Pm*kh | (kN/m) | 7.88 |
| Ps v = | Pm*kv | (kN/m) | 3.94 |

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

| | | | |
|---|---|---|---|
| Ptsh = | Pt*kh | (kN/m) | 11.93 |
| Ptsv = | Pt*kv | (kN/m) | 5.97 |

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

| | | | |
|---|---|---|---|
| MPs1 h= | kh*Pm1*(H2+H3/3) | (kNm/m) | 2.89 |
| MPs2 h= | kh*Pm2*(H2 + H3/2) | (kNm/m) | 8.63 |
| MPs3 h= | kh*Pm3*(H2+H3/3) | (kNm/m) | 0.00 |
| MPs4 h= | kh*Pm4*(H2/2) | (kNm/m) | 1.27 |
| MPs5 h= | -kh*Pm5*(Hd/2) | (kNm/m) | 0.00 |
| MPs h= | MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5 | (kNm/m) | 12.79 |

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

| | | | |
|---|---|---|---|
| MPs1 v= | kv*Pm1*(B1+2/3*B2) | (kNm/m) | 0.53 |
| MPs2 v= | kv*Pm2*(B1+B2+B3/2) | (kNm/m) | 1.75 |
| MPs3 v= | kv*Pm3*(B1+B2+B3+B4/3) | (kNm/m) | 0.00 |
| MPs4 v= | kv*Pm4*(B/2) | (kNm/m) | 3.64 |
| MPs5 v= | kv*Pm5*(B-Bd/2) | (kNm/m) | 0.00 |
| MPs v= | MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5 | (kNm/m) | 5.92 |

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

| | | | |
|---|---|---|---|
| MPts1 h= | kh*Pt1*(H2 + H3/2) | ( kNm/m ) | 35.19 |
| MPts2 h= | kh*Pt2*(H2 + H3 + H4/3) | ( kNm/m ) | 0.00 |
| MPts3 h= | kh*Pt3*(H2+H3*2/3) | ( kNm/m ) | 0.00 |
| MPts h= | MPts1 + MPts2 + MPts3 | ( kNm/m ) | 35.19 |

- 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 ) | 16.26 |
| 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 ) | 0.00 |
| MPts v= | MPts1 + MPts2 + MPts3 | ( kNm/m ) | 16.26 |

## 9.1 Condizione statica

| SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO | | | SLE | STR/GEO | EQU |
|---|---|---|---|---|---|
| - Spinta totale condizione statica | | | | | |
| St = | $0,5*\gamma'*(H2+H3+H4+Hd)^2*ka$ | (kN/m) | 81.50 | 105.95 | 110.17 |
| Sq perm = | q*(H2+H3+H4+Hd)*ka | (kN/m) | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| Sq acc = | q*(H2+H3+H4+Hd)*ka | (kN/m) | 0.78 | 1.18 | 1.44 |
| - Componente orizzontale condizione statica | | | | | |
| Sth = | St*cos$\delta$ | (kN/m) | 78.73 | 102.34 | 107.60 |
| Sqh perm = | Sq perm*cos$\delta$ | (kN/m) | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| Sqh acc = | Sq acc*cos$\delta$ | (kN/m) | 0.76 | 1.14 | 1.41 |
| - Componente verticale condizione statica | | | | | |
| Stv = | St*sen$\delta$ | (kN/m) | 21.09 | 27.42 | 23.65 |
| Sqv perm= | Sq perm*sen$\delta$ | (kN/m) | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| Sqv acc = | Sq acc*sen$\delta$ | (kN/m) | 0.20 | 0.30 | 0.31 |
| - Spinta passiva sul dente | | | | | |
| Sp= | $½*g1'*Hd2*\| ½*\gamma_1'*Hd^2*kp+(2*c_1'*kp^{0.5}+\gamma1'*kp*H2')*Hd$ | (kN/m) | 0.00 | 0.00 | 0.00 |

| MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO | | | SLE | STR/GEO | EQU |
|---|---|---|---|---|---|
| MSt1 = | Sth*((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd ) | ( kNm/m ) | 136.46 | 177.40 | 186.51 |
| MSt2 = | Stv*B | ( kNm/m ) | 84.38 | 109.69 | 94.59 |
| MSq1 perm= | Sqh perm*((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd) | ( kNm/m ) | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| MSq1 acc = | Sqh acc*((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd) | ( kNm/m ) | 1.97 | 2.95 | 3.67 |
| MSq2 perm= | Sqv perm*B | ( kNm/m ) | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| MSq2 acc = | Sqv acc*B | ( kNm/m ) | 0.81 | 1.22 | 1.24 |
| MSp = | $\gamma1'*Hd^3*kp/3+(2*c1'*kp^{0.5}+\gamma1'*kp*H2')*Hd^2/2$ | ( 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)*(H3 + H2) | ( kNm/m ) | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| Mfext3 = | (vp+v)*(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 perm + Sqv acc | 408.79 | (kN/m) |

Risultante forze orizzontali (T)

| | | | |
|---|---|---|---|
| T = | Sth + Sqh + f | 103.48 | (kN/m) |

Coefficiente di attrito alla base (f)

| | | | |
|---|---|---|---|
| f = | $tg\varphi1'$ | 0.47 | (-) |

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| **Fs scorr.** | **(N*f + Sp) / T** | **1.84** | > | **1.1** |

**VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)**

Momento stabilizzante (Ms)

| | | | |
|---|---|---|---|
| Ms = | Mm + Mt + Mfext3 | 767.82 | ( kNm/m ) |

Momento ribaltante (Mr)

| | | | |
|---|---|---|---|
| Mr = | MSt + MSq + Mfext1+ Mfext2 + MSp | 94.34 | ( kNm/m ) |

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| **Fs ribaltamento** | **Ms / Mr** | **8.14** | > | **1** |

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

| | | Nmin | Nmax | |
|---|---|---|---|---|
| Risultante forze verticali (N) | | | | |
| N = | Pm + Pt + v + Stv + Sqv (+ Sovr acc) | 408.79 | 410.70 | (kN/m) |
| Risultante forze orizzontali (T) | | | | |
| T = | Sth + Sqh + f - Sp | 103.48 | 103.48 | (kN/m) |
| Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM) | | | | |
| MM = | ΣM | 783.70 | 788.91 | ( kNm/m ) |
| Momento rispetto al baricentro della fondazione (M) | | | | |
| M = | Xc*N - MM | 33.88 | 32.49 | ( kNm/m ) |

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

Fondazione Nastriforme

**$q_{lim} = c'Nc*ic + q_0*Nq*iq + 0,5*\gamma 1*B*N\gamma*i\gamma$**

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| c1' | coesione terreno di fondaz. | 42.00 | | (kPa) |
| φ1' | angolo di attrito terreno di fondaz. | 25.00 | | (°) |
| γ1 | peso unità di volume terreno fondaz. | 11.00 | | (kN/m$^3$) |
| $q_0$ =γd*H2' | sovraccarico stabilizzante | 14.70 | | (kN/m$^2$) |
| e = M / N | eccentricità | 0.08 | 0.08 | (m) |
| B*= B - 2e | larghezza equivalente | 3.83 | 3.84 | (m) |

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

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| $Nq = tg^2(45 + \varphi'/2)*e^{(\pi*tg(\varphi'))}$ | (1 in cond. nd) | 10.66 | | (-) |
| Nc = (Nq - 1)/tg(φ') | (2+π in cond. nd) | 20.72 | | (-) |
| Nγ = 2*(Nq + 1)*tg(φ') | (0 in cond. nd) | 10.88 | | (-) |

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

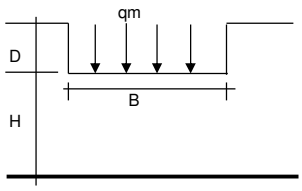
| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| $iq = (1 - T/(N + B*c'cotg\varphi'))^m$ | (1 in cond. nd) | 0.74 | 0.75 | (-) |
| ic = iq - (1 - iq)/(Nq - 1) | | 0.72 | 0.72 | (-) |
| $i\gamma = (1 - T/(N + B*c'cotg\varphi'))^{m+1}$ | | 0.64 | 0.64 | (-) |

(fondazione nastriforme m = 2)

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| qlim | (carico limite unitario) | 888.78 | 888.97 | (kN/m$^2$) |

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| **FS carico limite** | **F = qlim*B*/ N** | Nmin | **8.34** | > | **1.4** |
| | | Nmax | **8.32** | > | |

**CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE**




δ = μ0 * μ1 * qm * B* / E (Christian e Carrier, 1976)

| | | |
|---|---|---|
| N | 402.31 | (kN/m) |
| M | 4.43 | (kNm/m) |
| e=M/N | 0.01 | (m) |
| B* | 3.98 | (m) |

| | | | |
|---|---|---|---|
| Profondità Piano di Posa della Fondazione | D = | 0.70 | (m) |
| | D/B* = | 0.18 | (m) |
| | Hs/B* = | 2.01 | (m) |
| Carico unitario medio (qm) | qm = N / (B - 2*e) = N / B* = | 102.76 | (kN/mq) |
| Coefficiente di forma μ0 = f(D/B) | μ0 = | 0.954 | (-) |
| Coefficiente di profondità μ1 = f(H/B) | μ1 = | 0.66 | (-) |
| Cedimento della fondazione | δ = μ0 * μ1 * qm * B* / E = | 4.24 | (mm) |

## 9.2 Condizione sismica (+)

**SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

| | | | SLE | STR/GEO | EQU |
|---|---|---|---|---|---|
| - Spinta condizione sismica + | | | | | |
| Sst1 stat = | $0,5*\gamma*(H2+H3+H4+Hd)^2*ka$ | (kN/m) | 81.50 | 81.50 | 100.15 |
| Sst1 sism = | $0,5*\gamma*(1+kv)*(H2+H3+H4+Hd)^2*kas^+$-Sst1 stat | (kN/m) | 10.95 | 10.95 | 12.54 |
| Ssq1 perm= | $qp*(H2+H3+H4+Hd)*kas^+$ | (kN/m) | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| Ssq1 acc = | $qs*(H2+H3+H4+Hd)*kas^+$ | (kN/m) | 0.87 | 0.87 | 1.06 |
| - Componente orizzontale condizione sismica + | | | | | |
| Sst1h stat = | Sst1 stat*cos$\delta$ | (kN/m) | 78.73 | 78.73 | 97.82 |
| Sst1h sism = | Sst1 sism*cos$\delta$ | (kN/m) | 10.58 | 10.58 | 12.25 |
| Ssq1h perm= | Ssq1 perm*cos$\delta$ | (kN/m) | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| Ssq1h acc= | Ssq1 acc*cos$\delta$ | (kN/m) | 0.84 | 0.84 | 1.03 |
| - Componente verticale condizione sismica + | | | | | |
| Sst1v stat = | Sst1 stat*sen$\delta$ | (kN/m) | 21.09 | 21.09 | 21.50 |
| Sst1v sism = | Sst1 sism*sen$\delta$ | (kN/m) | 2.84 | 2.84 | 2.69 |
| Ssq1v perm= | Ssq1 perm*sen$\delta$ | (kN/m) | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| Ssq1v acc= | Ssq1 acc*sen$\delta$ | (kN/m) | 0.22 | 0.22 | 0.23 |
| - Spinta passiva sul dente | | | | | |
| Sp= | $\frac{1}{2}*\gamma_1'(1+kv)\ Hd^2*kps^+ + (2*c_1'*kps^{+0.5} + \gamma 1'\ (1+kv)\ kps^{+*}H2')*Hd$ | (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 ) | 136.46 | 136.46 | 169.55 |
| MSst1 sism= | Sst1h sism* ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd) | ( kNm/m ) | 18.34 | 18.34 | 21.22 |
| MSst2 stat = | Sst1v stat* B | ( kNm/m ) | 84.38 | 84.38 | 86.00 |
| MSst2 sism = | Sst1v sism* B | ( kNm/m ) | 11.34 | 11.34 | 10.77 |
| MSsq1 = | Ssq1h * ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd) | ( kNm/m ) | 2.18 | 2.18 | 2.68 |
| MSsq2 = | Ssq1v * B | ( kNm/m ) | 0.90 | 0.90 | 0.91 |
| MSp = | $\gamma_1'*Hd^3*kps^+/3+(2*c1'*kps^{+0.5}+\gamma 1'*kps^{+*}H2')*Hd^2/2$ | ( 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 415.12 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T)

T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh 109.95 (kN/m)

Coefficiente di attrito alla base (f)

f = $tg\varphi 1'$ 0.47 (-)

**Fs = (N*f + Sp) / T 1.76 > 1.1**

**VERIFICA AL RIBALTAMENTO**

Momento stabilizzante (Ms)

Ms = Mm + Mt + Mfext3 853.14 ( kNm/m )

Momento ribaltante (Mr)

Mr = MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSp+MPs+Mpts 121.60 ( kNm/m )

**Fr = Ms / Mr 7.02 > 1**

## VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Risultante forze verticali (N) | | Nmin | Nmax | |
| N = | Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv + (Sovr acc) | 415.12 | 416.40 | (kN/m) |
| Risultante forze orizzontali (T) | | | | |
| T = | Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh - Sp | 109.95 | | (kN/m) |
| Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM) | | | | |
| MM = | $\sum M$ | 766.96 | 770.44 | ( kNm/m ) |
| Momento rispetto al baricentro della fondazione (M) | | | | |
| M = | Xc*N - MM | 63.28 | 62.35 | ( kNm/m ) |

**Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitrario (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' | coesione terreno di fondaz. | 42.00 | | (kN/mq) |
| $\varphi_1'$ | angolo di attrito terreno di fondaz. | 25.00 | | (°) |
| $\gamma_1$ | peso unità di volume terreno fondaz. | 11.00 | | (kN/m$^3$) |
| $q_0 = \gamma d*H2'$ | sovraccarico stabilizzante | 14.70 | | (kN/m$^2$) |
| e = M / N | eccentricità | 0.15 | 0.15 | (m) |
| B*= B - 2e | larghezza equivalente | 3.70 | 3.70 | (m) |

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

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| $N_q = tg^2(45 + \varphi'/2)*e^{(\pi*tg(\varphi'))}$ | (1 in cond. nd) | 10.66 | | (-) |
| $N_c = (N_q - 1)/tg(\varphi')$ | ($2+\pi$ in cond. nd) | 20.72 | | (-) |
| $N_\gamma = 2*(N_q + 1)*tg(\varphi')$ | (0 in cond. nd) | 10.88 | | (-) |

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

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| | | Vesic (1975) | | |
| $i_q = (1 - T/(N + B*c'cotg\varphi'))^m$ | (1 in cond. nd) | 0.73 | 0.73 | (-) |
| $i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_q - 1)$ | | 0.70 | 0.70 | (-) |
| $i_\gamma = (1 - T/(N + B*c'cotg\varphi'))^{m+1}$ | | 0.62 | 0.62 | (-) |

(fondazione nastriforme m = 2)

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| qlim | (carico limite unitario) | 859.89 | 860.79 | (kN/m$^2$) |

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| **FS carico limite** | **F = qlim*B*/ N** | Nmin | **7.65** | > | **1.4** |
| | | Nmax | **7.65** | > | |

## 9.3Condizione sismica (-)

**SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

| | | | SLE | STR/GEO | EQU |
|---|---|---|---|---|---|
| - Spinta condizione sismica - | | | | | |
| Sst1 stat = | $0,5*\gamma*(H2+H3+H4+Hd)^2*ka$ | (kN/m) | 81.50 | 81.50 | 100.15 |
| Sst1 sism = | $0,5*\gamma*(1-kv)*(H2+H3+H4+Hd)^2*kas^- - Sst1\ stat$ | (kN/m) | 6.74 | 6.74 | 7.36 |
| Ssq1 perm= | $qp*(H2+H3+H4+Hd)*kas^-$ | (kN/m) | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| Ssq1 acc = | $qs*(H2+H3+H4+Hd)*kas^-$ | (kN/m) | 0.87 | 0.87 | 1.06 |
| - Componente orizzontale condizione sismica - | | | | | |
| Sst1h stat = | $Sst1\ stat*\cos\delta$ | (kN/m) | 78.73 | 78.73 | 97.82 |
| Sst1h sism = | $Sst1\ sism*\cos\delta$ | (kN/m) | 6.51 | 6.51 | 7.19 |
| Ssq1h perm= | $Ssq1\ perm*\cos\delta$ | (kN/m) | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| Ssq1h acc= | $Ssq1\ acc*\cos\delta$ | (kN/m) | 0.84 | 0.84 | 1.04 |
| - Componente verticale condizione sismica - | | | | | |
| Sst1v stat = | $Sst1\ stat*sen\delta$ | (kN/m) | 21.09 | 21.09 | 21.50 |
| Sst1v sism = | $Sst1\ sism*sen\delta$ | (kN/m) | 1.75 | 1.75 | 1.58 |
| Ssq1v perm= | $Ssq1\ perm*sen\delta$ | (kN/m) | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| Ssq1v acc= | $Ssq1\ acc*sen\delta$ | (kN/m) | 0.23 | 0.23 | 0.23 |
| - Spinta passiva sul dente | | | | | |
| Sp= | $\frac{1}{2}*\gamma_1'(1-kv)\ Hd^2*kps^- + (2*c_1'*kps^{-0.5} + \gamma 1'\ (1-kv)\ kps^-*H2')*Hd$ | (kN/m) | 0.00 | 0.00 | 0.00 |

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

| | | | SLE | STR/GEO | EQU |
|---|---|---|---|---|---|
| - Condizione sismica - | | | | | |
| MSst1 stat = | Sst1h stat * ((H2+H3+H4+hd)/3-hd) | ( kNm/m ) | 136.46 | 136.46 | 169.55 |
| MSst1 sism= | Sst1h sism* ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd) | ( kNm/m ) | 11.29 | 11.29 | 12.47 |
| MSst2 stat = | Sst1v stat* B | ( kNm/m ) | 84.38 | 84.38 | 86.00 |
| MSst2 sism = | Sst1v sism* B | ( kNm/m ) | 6.98 | 6.98 | 6.32 |
| MSsq1 = | Ssq1h * ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd) | ( kNm/m ) | 2.19 | 2.19 | 2.70 |
| MSsq2 = | Ssq1v * B | ( kNm/m ) | 0.90 | 0.90 | 0.91 |
| MSp = | $\gamma_1'*Hd^3*kps^+/3+(2*c1'*kps^{+0.5}+\gamma 1'*kps^{+*}H2')*Hd^2/2$ | ( 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 394.22 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T)

T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh 105.89 (kN/m)

Coefficiente di attrito alla base (f)

f = $tg\varphi 1'$ 0.47 (-)

**Fs = (N*f + Sp) / T 1.74 > 1.1**

**VERIFICA AL RIBALTAMENTO**

Momento stabilizzante (Ms)

Ms = Mm + Mt + Mfext3 853.14 ( kNm/m )

Momento ribaltante (Mr)

Mr = MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSp+MPs+Mpts 161.65 ( kNm/m )

**Fr = Ms / Mr 5.28 > 1**

## VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Risultante forze verticali (N) | | Nmin | Nmax | |
| N = | Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv | 394.22 | 395.50 | (kN/m) |
| Risultante forze orizzontali (T) | | | | |
| T = | Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh - Sp | 105.89 | | (kN/m) |
| Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM) | | | | |
| MM = | $\sum$M | 725.30 | 728.77 | ( kNm/m ) |
| Momento rispetto al baricentro della fondazione (M) | | | | |
| M = | Xc*N - MM | 63.15 | 62.22 | ( kNm/m ) |

**Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitrario (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' | coesione terreno di fondaz. | 42.00 | | (kN/mq) |
| $\varphi_1'$ | angolo di attrito terreno di fondaz. | 25.00 | | (°) |
| $\gamma_1$ | peso unità di volume terreno fondaz. | 11.00 | | (kN/m$^3$) |
| $q_0 = \gamma d*H2'$ | sovraccarico stabilizzante | 14.70 | | (kN/m$^2$) |
| e = M / N | eccentricità | 0.16 | 0.16 | (m) |
| B*= B - 2e | larghezza equivalente | 3.68 | 3.69 | (m) |

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

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| $N_q = tg^2(45 + \varphi'/2)*e^{(\pi*tg(\varphi'))}$ | (1 in cond. nd) | 10.66 | | (-) |
| $N_c = (N_q - 1)/tg(\varphi')$ | (2+$\pi$ in cond. nd) | 20.72 | | (-) |
| $N_\gamma = 2*(N_q + 1)*tg(\varphi')$ | (0 in cond. nd) | 10.88 | | (-) |

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

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| $i_q = (1 - T/(N + B*c'cotg\varphi'))^m$ | (1 in cond. nd) | 0.73 | 0.73 | (-) |
| $i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_q - 1)$ | | 0.70 | 0.70 | (-) |
| $i_\gamma = (1 - T/(N + B*c'cotg\varphi'))^{m+1}$ | | 0.62 | 0.62 | (-) |

(fondazione nastriforme m = 2)

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| qlim | (carico limite unitario) | 861.90 | 862.84 | (kN/m$^2$) |

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| **FS carico limite** | **F = qlim*B*/ N** | Nmin | **8.04** | > | **1.4** |
| | | Nmax | **8.04** | > | |

# 10. VERIFICHE STRUTTURALI

## 10.1 Verifiche di resistenza agli stati limite ultimi

**CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE**

**Reazione del terreno**

$\sigma valle = N / A + M / Wgg$

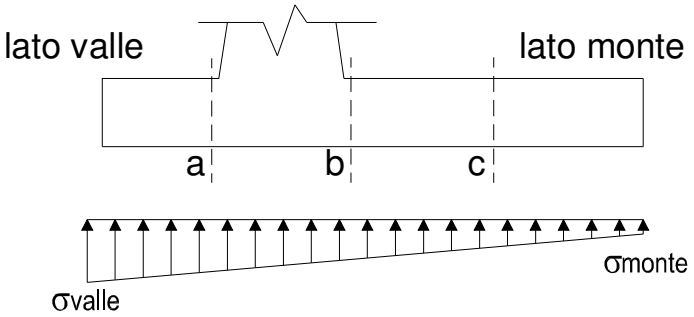
$\sigma monte = N / A - M / Wgg$

$A = 1.0*B = 4.00$ ($m^2$)

$Wgg = 1.0*B^2/6 = 2.67$ ($m^3$)

| caso | N [kN] | M [kNm] | σvalle [kN/m²] | σmonte [kN/m²] |
|---|---|---|---|---|
| statico | 408.79 | 33.88 | 114.90 | 89.49 |
| | 410.70 | 32.49 | 114.86 | 90.49 |
| sisma+ | 415.12 | 63.28 | 127.51 | 80.05 |
| | 416.40 | 62.35 | 127.48 | 80.72 |
| sisma- | 394.22 | 63.15 | 122.24 | 74.88 |
| | 395.50 | 62.22 | 122.21 | 75.54 |

**sezioni di verifica**



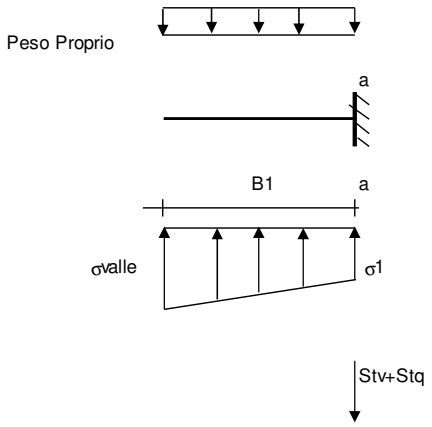

**Mensola Lato Valle**

Peso Proprio. PP = 17.50 (kN/m)

$Ma = \sigma1*B1^2/2 + (\sigma valle - \sigma1)*B1^2/3 - PP*B1^2/2*(1\pm kv)$

$Va = \sigma1*B1 + (\sigma valle - \sigma1)*B1/2 - PP*B1*(1\pm kv)$

| caso | σvalle [kN/m²] | σ1 [kN/m²] | Ma [kNm] | Va [kN] |
|---|---|---|---|---|
| statico | 114.90 | 111.73 | 12.04 | 47.91 |
| | 114.86 | 111.81 | 12.04 | 47.92 |
| sisma+ | 127.51 | 121.58 | 13.45 | 54.78 |
| | 127.48 | 121.64 | 13.50 | 54.76 |
| sisma- | 122.24 | 116.32 | 12.90 | 52.14 |
| | 122.21 | 116.38 | 12.85 | 52.13 |

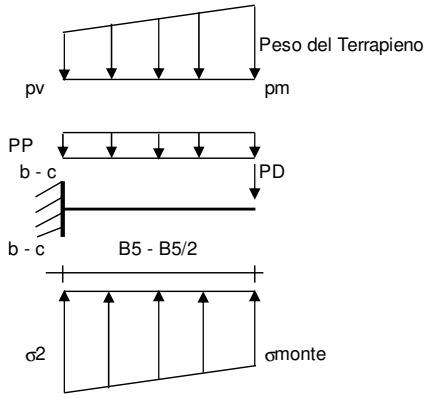



**Mensola Lato Monte**

PP = 17.50 ($kN/m^2$) peso proprio soletta fondazione

PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

| | | Nmin | N max stat | N max sism | |
|---|---|---|---|---|---|
| pm | = | 90.00 | 90.75 | 90.50 | ($kN/m^2$) |
| pvb | = | 90.00 | 90.75 | 90.50 | ($kN/m^2$) |
| pvc | = | 90.00 | 90.75 | 90.50 | ($kN/m^2$) |




$Mb=(\sigma_{monte}-(pvb+PP)*(1\pm kv))*B5^2/2+(\sigma 2b-\sigma_{monte})*B5^2/6-(pm-pvb))*(1\pm kv)*B5^2/3+$
$-(Stv+Sqv)*B5-PD*(1\pm kv)*(B5-Bd/2)-PD*kh*(Hd+H2/2)+Msp+Sp*H2/2$

$Mc =(\sigma_{monte}-(pvc+PP)*(1\pm kv))*(B5/2)^2/2+(\sigma 2c-\sigma_{monte})*(B5/2)^2/6-(pm-pvc)*(1\pm kv)*(B5/2)^2/3+$
$-(Stv+Sqv)*(B5/2)-PD*(1\pm kv)*(B5/2-Bd/2)-PD*kh*(Hd+H2/2)+Msp+Sp*H2/2$

$Vb=(\sigma_{monte}-(pvb+PP)*(1\pm kv))*B5+(\sigma 2b-\sigma_{monte})*B5/2-(pm-pvb))*(1\pm kv)*B5/2-(Stv+Sqv)-PD*(1\pm kv)$

$Vc=(\sigma_{monte}-(pvc+PP)*(1\pm kv))*(B5/2)+(\sigma 2c-\sigma_{monte})*(B5/2)/2-(pm-pvc)*(1\pm kv)*(B5/2)/2-(Stv+Sqv)-PD*(1\pm kv)$

| caso | σmonte | σ2b | Mb | Vb | σ2c | Mc | Vc |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | [kN/m²] | [kN/m²] | [kNm] | [kN] | [kN/m²] | [kNm] | [kN] |
| statico | 89.49 | 105.69 | -111.70 | -52.99 | 97.59 | -47.79 | -45.52 |
| | 90.49 | 106.03 | -111.61 | -53.21 | 98.26 | -47.68 | -45.42 |
| sisma+ | 80.05 | 110.31 | -127.13 | -62.70 | 95.18 | -51.28 | -53.07 |
| | 80.72 | 110.53 | -127.12 | -62.87 | 95.62 | -51.22 | -53.02 |
| sisma- | 74.88 | 105.07 | -123.08 | -60.64 | 89.97 | -49.57 | -51.48 |
| | 75.54 | 105.29 | -122.98 | -60.75 | 90.42 | -49.48 | -51.39 |

**CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO**

**Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo**

Mt stat = ½ $Ka_{orizz.}$* γ*(1±kv)*$h^2$*h/3

Mt sism = ½ * γ *($Kas_{orizz.}$*(1±kv)-$Ka_{orizz.}$)*$h^2$*h/2 o *h/3

Mq = ½ $Ka_{orizz}$*q*$h^2$

$M_{ext}$ = m+f*h

$M_{inerzia}$ = $\Sigma Pm_i$*$b_i$*kh

$N_{ext}$ = v

$N_{pp+inerzia}$ = $\Sigma Pm_i$*(1±kv)

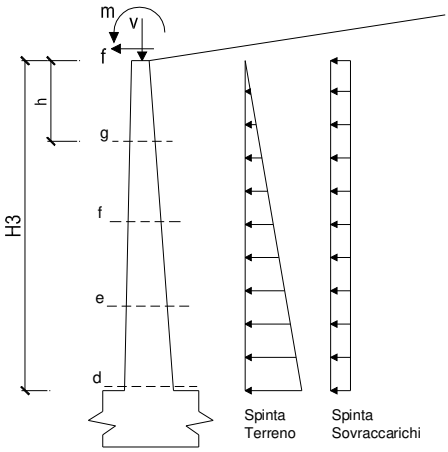
Vt stat = ½ $Ka_{orizz.}$* γ*(1±kv)*$h^2$

Vt sism = ½ * γ *($Kas_{orizz.}$*(1±kv)-$Ka_{orizz.}$)*$h^2$

Vq = $Ka_{orizz}$*q*h

$V_{ext}$ = f

$V_{inerzia}$ = $\Sigma Pm_i$*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 | 4.50 | 114.97 | 2.21 | 0.00 | 117.18 | 0.00 | 81.56 | 81.56 |
| e-e | 3.38 | 48.50 | 1.24 | 0.00 | 49.75 | 0.00 | 56.43 | 56.43 |
| f-f | 2.25 | 14.37 | 0.55 | 0.00 | 14.92 | 0.00 | 34.45 | 34.45 |
| g-g | 1.13 | 1.80 | 0.14 | 0.00 | 1.93 | 0.00 | 15.64 | 15.64 |

| sezione | h | Vt | Vq | $V_{ext}$ | $V_{tot}$ |
|---|---|---|---|---|---|
| | [m] | [kN/m] | [kN/m] | [kN/m] | [kN/m] |
| d-d | 4.50 | 76.64 | 0.98 | 0.00 | 77.63 |
| e-e | 3.38 | 43.11 | 0.74 | 0.00 | 43.85 |
| f-f | 2.25 | 19.16 | 0.49 | 0.00 | 19.65 |
| g-g | 1.13 | 4.79 | 0.25 | 0.00 | 5.04 |

**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 | 4.50 | 88.44 | 12.31 | 1.63 | 0.00 | 8.55 | 110.92 | 0.00 | 83.68 | 83.68 |
| e-e | 3.38 | 37.31 | 5.19 | 0.92 | 0.00 | 4.53 | 47.95 | 0.00 | 57.89 | 57.89 |
| f-f | 2.25 | 11.05 | 1.54 | 0.41 | 0.00 | 1.89 | 14.89 | 0.00 | 35.35 | 35.35 |
| g-g | 1.13 | 1.38 | 0.19 | 0.10 | 0.00 | 0.44 | 2.12 | 0.00 | 16.05 | 16.05 |

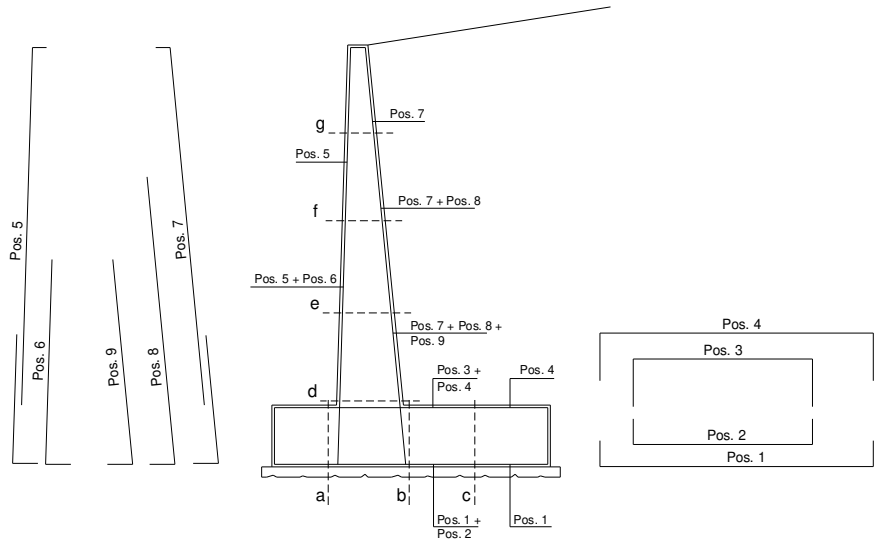
| sezione | h | $Vt_{stat}$ | $Vt_{sism}$ | Vq | $V_{ext}$ | $V_{inerzia}$ | $V_{tot}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | [m] | [kN/m] | [kN/m] | [kN/m] | [kN/m] | [kN/m] | [kN/m] |
| d-d | 4.50 | 58.96 | 8.20 | 0.72 | 0.00 | 4.24 | 72.12 |
| e-e | 3.38 | 33.16 | 4.61 | 0.54 | 0.00 | 2.93 | 41.25 |
| f-f | 2.25 | 14.74 | 2.05 | 0.36 | 0.00 | 1.79 | 18.94 |
| g-g | 1.13 | 3.68 | 0.51 | 0.18 | 0.00 | 0.81 | 5.19 |

**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 | 4.50 | 88.44 | 7.58 | 1.64 | 0.00 | 8.55 | 106.20 | 0.00 | 79.44 | 79.44 |
| e-e | 3.38 | 37.31 | 3.20 | 0.92 | 0.00 | 4.53 | 45.96 | 0.00 | 54.96 | 54.96 |
| f-f | 2.25 | 11.05 | 0.95 | 0.41 | 0.00 | 1.89 | 14.30 | 0.00 | 33.56 | 33.56 |
| g-g | 1.13 | 1.38 | 0.12 | 0.10 | 0.00 | 0.44 | 2.04 | 0.00 | 15.24 | 15.24 |

| sezione | h | $Vt_{stat}$ | $Vt_{sism}$ | Vq | $V_{ext}$ | $V_{inerzia}$ | $V_{tot}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | [m] | [kN/m] | [kN/m] | [kN/m] | [kN/m] | [kN/m] | [kN/m] |
| d-d | 4.50 | 58.96 | 5.05 | 0.73 | 0.00 | 4.24 | 68.98 |
| e-e | 3.38 | 33.16 | 2.84 | 0.55 | 0.00 | 2.93 | 39.48 |
| f-f | 2.25 | 14.74 | 1.26 | 0.36 | 0.00 | 1.79 | 18.16 |
| g-g | 1.13 | 3.68 | 0.32 | 0.18 | 0.00 | 0.81 | 5.00 |

**SCHEMA DELLE ARMATURE**

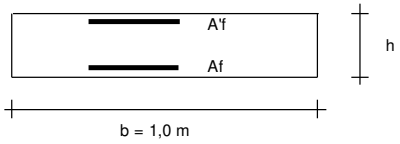



**ARMATURE**

| pos | n°/ml | ϕ | II strato | pos | n°/ml | ϕ | II strato |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 1 | | | | | |
| 1 | 5.0 | 20 | | 5 | 5.0 | 20 | |
| 2 | | | ☐ | 6 | | | ☐ |
| 3 | | | ☐ | 7 | 5.0 | 20 | |
| 4 | 5.0 | 20 | | 8 | | | ☐ |
| | | | | 9 | | | ☐ |

Calcola

**VERIFICHE**




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

| Sez. | M | N | h | Af | A'f | Mu | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| (-) | (kNm) | (kN) | (m) | ($cm^2$) | ($cm^2$) | (kNm) | |
| a - a | 13.50 | 0.00 | 0.70 | 15.71 | 15.71 | 386.99 | **sezione verificata** |
| b - b | -127.13 | 0.00 | 0.70 | 15.71 | 15.71 | 386.99 | **sezione verificata** |
| c - c | -51.28 | 0.00 | 0.70 | 15.71 | 15.71 | 386.99 | **sezione verificata** |
| d - d | 117.18 | 81.56 | 0.95 | 15.71 | 15.71 | 575.54 | **sezione verificata** |
| e -e | 49.75 | 56.43 | 0.84 | 15.71 | 15.71 | 492.47 | **sezione verificata** |
| f - f | 14.92 | 34.45 | 0.73 | 15.71 | 15.71 | 413.22 | **sezione verificata** |
| g - g | 2.12 | 16.05 | 0.61 | 15.71 | 15.71 | 337.36 | **sezione verificata** |

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

| Sez. | $V_{Ed}$ | h | $V_{rd}$ | ø staffe | i orizz. | i vert. | θ | $V_{Rsd}$ | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| (-) | (kN) | (m) | (kN) | (mm) | (cm) | (cm) | (°) | (kN) | |
| a - a | 54.78 | 0.70 | 249.47 | 8 | 20 | 20 | 21.8 | 719.15 | **Armatura a taglio non necessaria** |
| b - b | 62.87 | 0.70 | 249.47 | 8 | 20 | 20 | 21.8 | 719.15 | **Armatura a taglio non necessaria** |
| c - c | 53.07 | 0.70 | 249.47 | 8 | 20 | 20 | 21.8 | 719.15 | **Armatura a taglio non necessaria** |
| d - d | 77.63 | 0.95 | 329.63 | 8 | 20 | 20 | 21.8 | 995.75 | **Armatura a taglio non necessaria** |
| e -e | 43.85 | 0.84 | 295.53 | 8 | 20 | 20 | 21.8 | 871.28 | **Armatura a taglio non necessaria** |
| f - f | 19.65 | 0.73 | 261.29 | 8 | 20 | 20 | 21.8 | 746.81 | **Armatura a taglio non necessaria** |
| g - g | 5.19 | 0.61 | 226.82 | 8 | 20 | 20 | 21.8 | 622.34 | **Armatura a taglio non necessaria** |

## 10.2 Verifiche a fessurazione

**CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE**

**Reazione del terreno**

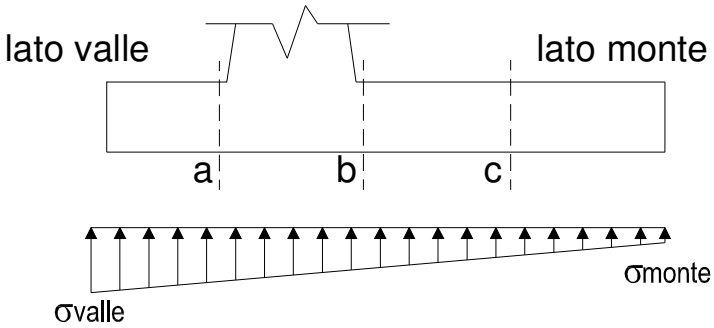
$\sigma valle = N / A + M / Wgg$

$\sigma monte = N / A - M / Wgg$

$A = 1.0*B = 4.00$ ($m^2$)

$Wgg = 1.0*B^2/6 = 2.67$ ($m^3$)

**sezioni di verifica**

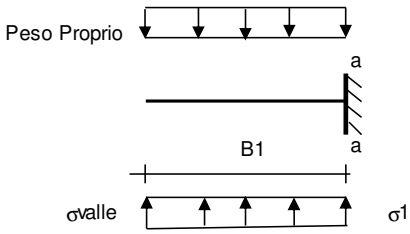



| caso | N | M | σvalle | σmonte |
|---|---|---|---|---|
| | [kN] | [kNm] | [kN/m²] | [kN/m²] |
| Freq. | 402.31 | 4.43 | 102.24 | 98.92 |
| | 403.27 | 3.74 | 102.22 | 99.42 |
| Q.P. | 402.16 | 3.26 | 101.76 | 99.32 |
| | 402.16 | 3.26 | 101.76 | 99.32 |

**Mensola Lato Valle**

Peso Proprio. PP = 17.50 (kN/m)

$Ma = \sigma1*B1^2/2 + (\sigma valle - \sigma1)*B1^2/3 - PP*B1^2/2*(1\pm kv)$




| caso | σvalle | σ1 | Ma |
|---|---|---|---|
| | [kN/m²] | [kN/m²] | [kNm] |
| Freq. | 102.24 | 101.82 | 10.57 |
| | 102.22 | 101.87 | 10.58 |
| Q.P. | 101.76 | 101.46 | 10.52 |
| | 101.76 | 101.46 | 10.52 |

**Mensola Lato Monte**

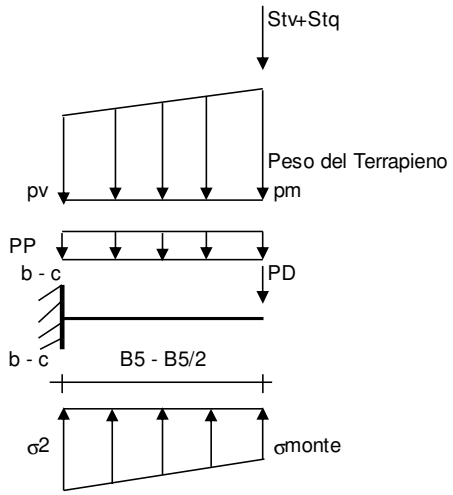
PP = 17.50 ($kN/m^2$) peso proprio soletta fondazione

PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

| | | Nmin | N max Freq | N max QP | |
|---|---|---|---|---|---|
| pm | = | 90.00 | 90.38 | 90.00 | ($kN/m^2$) |
| pvb | = | 90.00 | 90.38 | 90.00 | ($kN/m^2$) |
| pvc | = | 90.00 | 90.38 | 90.00 | ($kN/m^2$) |

$Mb=(\sigma_{monte}-(pvb+PP))*B5^2/2+(\sigma2b-\sigma_{monte})*B5^2/6-(pm-pvb))*B5^2/3+$
$-(Stv+Sqv)*B5-PD*(B5-Bd/2)+Msp+Sp*H2/2$

$Mc =(\sigma_{monte}-(pvc+PP))*(B5/2)^2/2+(\sigma2c-\sigma_{monte})*(B5/2)^2/6-(pm-pvc)*(B5/2)^2/3+$
$-(Stv+Sqv)*(B5/2)-PD*(B5/2-Bd/2)+Msp+Sp*H2/2$




| caso | σmonte | σ2b | Mb | σ2c | Mc |
|---|---|---|---|---|---|
| | [kN/m²] | [kN/m²] | [kNm] | [kN/m²] | [kNm] |
| Freq. | 98.92 | 101.03 | -79.79 | 99.98 | -33.78 |
| | 99.42 | 101.20 | -79.75 | 100.31 | -33.72 |
| Q.P. | 99.32 | 100.88 | -78.71 | 100.10 | -33.34 |
| | 99.32 | 100.88 | -78.71 | 100.10 | -33.34 |

## CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

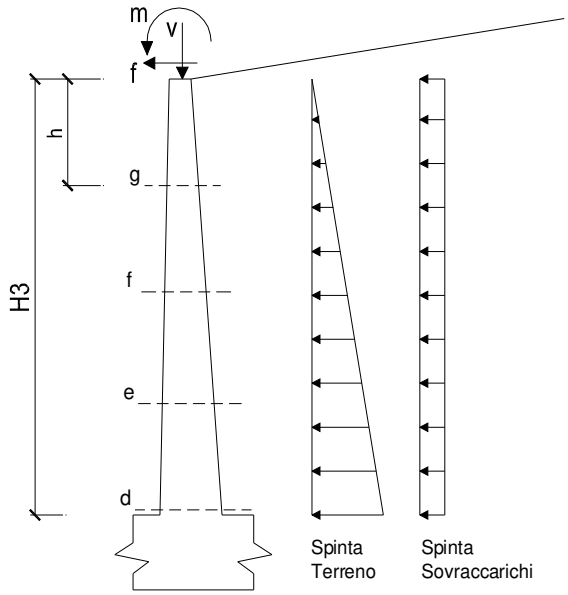
### Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

Mt $= ½\ Ka_{orizz.} * \gamma * h^2 * h/3$

Mq $= ½\ Ka_{orizz} * q * h^2$

$M_{ext} = m + f * h$

$N_{ext} = v$



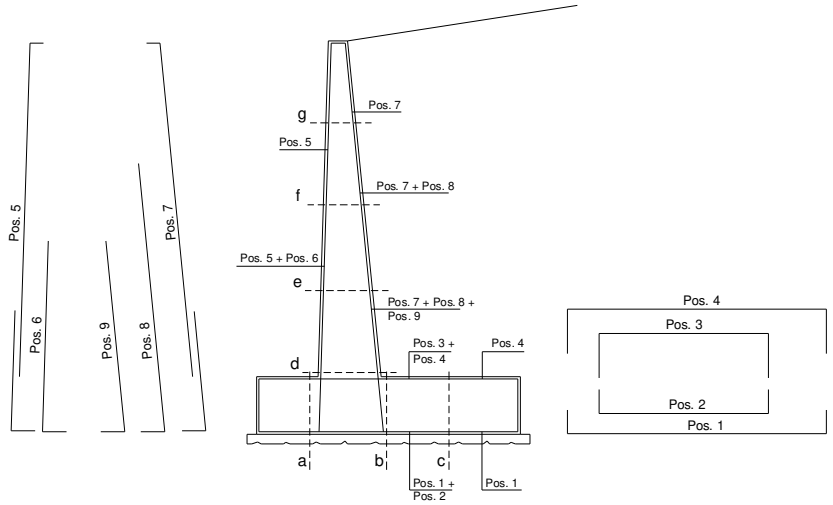

**condizione Frequente**

| 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 | 4.50 | 88.44 | 1.11 | 0.00 | 89.54 | 0.00 | 81.56 | 81.56 |
| e-e | 3.38 | 37.31 | 0.62 | 0.00 | 37.93 | 0.00 | 56.43 | 56.43 |
| f-f | 2.25 | 11.05 | 0.28 | 0.00 | 11.33 | 0.00 | 34.45 | 34.45 |
| g-g | 1.13 | 1.38 | 0.07 | 0.00 | 1.45 | 0.00 | 15.64 | 15.64 |

**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 | 4.50 | 88.44 | 0.00 | 0.00 | 88.44 | 0.00 | 81.56 | 81.56 |
| e-e | 3.38 | 37.31 | 0.00 | 0.00 | 37.31 | 0.00 | 56.43 | 56.43 |
| f-f | 2.25 | 11.05 | 0.00 | 0.00 | 11.05 | 0.00 | 34.45 | 34.45 |
| g-g | 1.13 | 1.38 | 0.00 | 0.00 | 1.38 | 0.00 | 15.64 | 15.64 |

**SCHEMA DELLE ARMATURE**

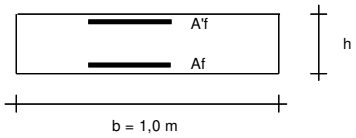



**ARMATURE**

| pos | n°/ml | ϕ | II strato | pos | n°/ml | ϕ | II strato |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 5.0 | 20 | | 5 | 5.0 | 20 | |
| 2 | | | ☐ | 6 | | | ☐ |
| 3 | | | ☐ | 7 | 5.0 | 20 | |
| 4 | 5.0 | 20 | | 8 | | | ☐ |
| | | | | 9 | | | ☐ |

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 |

**condizione Frequente**

| Sez. | M | N | h | Af | A'f | $\sigma^c$ | $\sigma^f$ | wk | $w_{amm}$ | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| (-) | (kNm) | (kN) | (m) | ($cm^2$) | ($cm^2$) | ($N/mm^2$) | ($N/mm^2$) | (mm) | (mm) | |
| a - a | 10.58 | 0.00 | 0.70 | 15.71 | 15.71 | 0.21 | 11.17 | 0.013 | 0.200 | **sezione verificata** |
| b - b | -79.79 | 0.00 | 0.70 | 15.71 | 15.71 | 1.55 | 84.30 | 0.098 | 0.200 | **sezione verificata** |
| c - c | -33.78 | 0.00 | 0.70 | 15.71 | 15.71 | 0.66 | 35.69 | 0.041 | 0.200 | **sezione verificata** |
| d - d | 89.54 | 81.56 | 0.95 | 15.71 | 15.71 | 1.08 | 44.10 | 0.051 | 0.200 | **sezione verificata** |
| e -e | 37.93 | 56.43 | 0.84 | 15.71 | 15.71 | 0.56 | 17.07 | 0.020 | 0.200 | **sezione verificata** |
| f - f | 11.33 | 34.45 | 0.73 | 15.71 | 15.71 | 0.20 | 2.89 | 0.003 | 0.200 | **sezione verificata** |
| g - g | 1.45 | 15.64 | 0.61 | 15.71 | 15.71 | 0.00 | - | - | 0.200 | **sez. compressa** |

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

**condizione Quasi Permanente**

| Sez. | M | N | h | Af | A'f | $\sigma^c$ | $\sigma^f$ | wk | $w_{amm}$ | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| (-) | (kNm) | (kN) | (m) | ($cm^2$) | ($cm^2$) | ($N/mm^2$) | ($N/mm^2$) | (mm) | (mm) | |
| a - a | 10.52 | 0.00 | 0.70 | 15.71 | 15.71 | 0.20 | 11.11 | 0.013 | 0.300 | **sezione verificata** |
| b - b | -78.71 | 0.00 | 0.70 | 15.71 | 15.71 | 1.53 | 83.15 | 0.097 | 0.300 | **sezione verificata** |
| c - c | -33.34 | 0.00 | 0.70 | 15.71 | 15.71 | 0.65 | 35.22 | 0.041 | 0.300 | **sezione verificata** |
| d - d | 88.44 | 81.56 | 0.95 | 15.71 | 15.71 | 1.07 | 43.28 | 0.050 | 0.300 | **sezione verificata** |
| e -e | 37.31 | 56.43 | 0.84 | 15.71 | 15.71 | 0.55 | 16.56 | 0.019 | 0.300 | **sezione verificata** |
| f - f | 11.05 | 34.45 | 0.73 | 15.71 | 15.71 | 0.20 | 2.69 | 0.003 | 0.300 | **sezione verificata** |
| g - g | 1.38 | 15.64 | 0.61 | 15.71 | 15.71 | 0.00 | - | - | 0.300 | **sez. compressa** |

Non essendo presenti carichi variabili, la combinazione rara coincide con la combinazione frequente, per cui risulta verificata la condizione $w_k$(combo rara) < 0.2mm

## 11. GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI

I calcoli e le verifiche riportati nel presente documento sono stati eseguiti attraverso fogli elettronici del programma Microsoft Excel. Nei fogli elettronici sono state sviluppate le formule di Normativa e quelle dell'equilibrio limite; in particolare, le analisi sono state sviluppate per la condizione statica e sotto azioni sismiche considerando la componente verticale del sisma agente sia verso l'alto che verso il basso. Le azioni sismiche sono state valutate secondo il metodo pseudo-statico.

Tutti i dati di input e le calcolazioni eseguite sono riportate nella presente relazione.