



PROVINCIA DI LECCO

Settore Viabilità e Grandi Infrastrutture

Interventi viabilità su SP 177
in comune di Torre de Busi

Pratica:
V.11.30

File :
..\V1130 - interventi viabilità
SP 177\

RELAZIONE DI CALCOLO MURO

Tav. **C**

PROGETTO ESECUTIVO

Scala :
Varie

ing. j. Valentino Castelli

ing. j. Andrea Sesana

geom. Fabrizio Selva

geom. Matteo Tarabini

geom. Elena Viganò

F.to Progettista:
dott. ing. Angelo Valsecchi
(Iscritto all'Ordine degli Ingegneri
della Provincia di Lecco al n. 327)

SINCERT



Data :
07 Settembre 2012

Agg. 1:

Agg. 2:

Agg. 3:

ELABORATO CON: AUTOCAD 2010 N° 353-54045998; 353-94954660, 2007 N° 345-15900078, 2007 LT N° 345-39460091; 2002 N° 700-50981165; 700-50981166; 700-50986476, 2002 LT N° 700-50988278; 700-50987807; 700-50987804; 700-50987727; 700-50987821; 700-50983214; 700-50983213; 700-5098; 700-50983215; 700-50983216; 700-50983217; 700-50983212; 700-5098320. CIVIL DESIGN N° 000218; 001146. PHOTOSHOP CS5 N° 104510057591747653363948; 6.0 N° 10451200841407971427

RELAZIONE DI CALCOLO

1. PREMESSA

Oggetto della presente relazione è il dimensionamento e la verifica di un muro di sostegno controterra in c.a. relativo al progetto:

INTERVENTI VIABILITÀ SU SP 177 IN COMUNE DI TORRE DE BUSI

2. NORMATIVE ADOTTATE

Legge 5 novembre 1971, n. 1086: “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”;

D.M. Ministero LL.PP. 14 febbraio 1992: “Norme tecniche per l’esecuzione delle opere in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche”;

D.M. Ministero LL.PP. 9 gennaio 1996: Norme tecniche per il calcolo, l’esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche”;

D.M. Ministero LL.PP. 16 gennaio 1996: “Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica della sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi”;

D.M. Ministero LL.PP. 4 maggio 1990: “Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo dei ponti stradali”:

circ.min.LL.PP. 2502/1991 N°34223 “Istruzioni relative alla Normativa tecnica dei ponti stradali (di cui al D.M. 04/05/1990)”

D.M. Ministero LL.PP. 11 marzo 1988: “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l’esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”.

D.M. Ministero LL.PP. 20 marzo 2003 n°3274: “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica” e allegati 1,2,3,4.

D.M. Ministero LL.PP. 21 ottobre 2003: “disposizioni attuative del D.M. Ministero LL.PP. 20 marzo 2003”

UNI ENV 1998-2: “Eurocodice 8: Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture”

UNI ENV 1997: “Eurocodice 7: progettazione geotecnica”

UNI ENV 1992-1-2: “Eurocode 2: Design of concrete structures”

3. DATI GENERALI

3.1. Caratteristiche materiali

- Calcestruzzo:

Resistenza cubica caratteristica $R_{ck} \geq 25,00 \text{ N/mm}^2$

Peso specifico cls $\gamma_{cls} = 25,00 \text{ kN/m}^3$

- Acciaio ad aderenza migliorata:

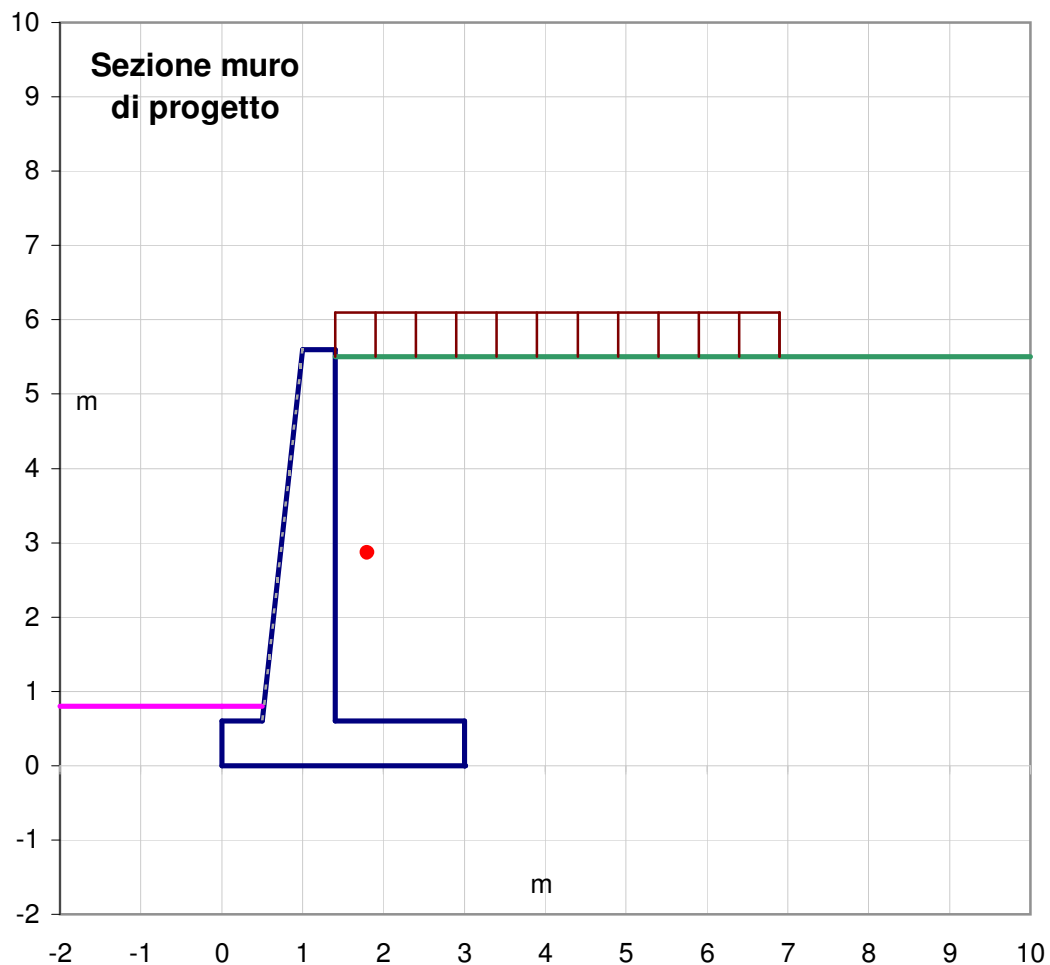
Tipo FeB44K controllato in stabilimento

Tensione di snervamento caratteristica $f_{yk} \geq 432,00 \text{ N/mm}^2$

3.2. Geometria muro

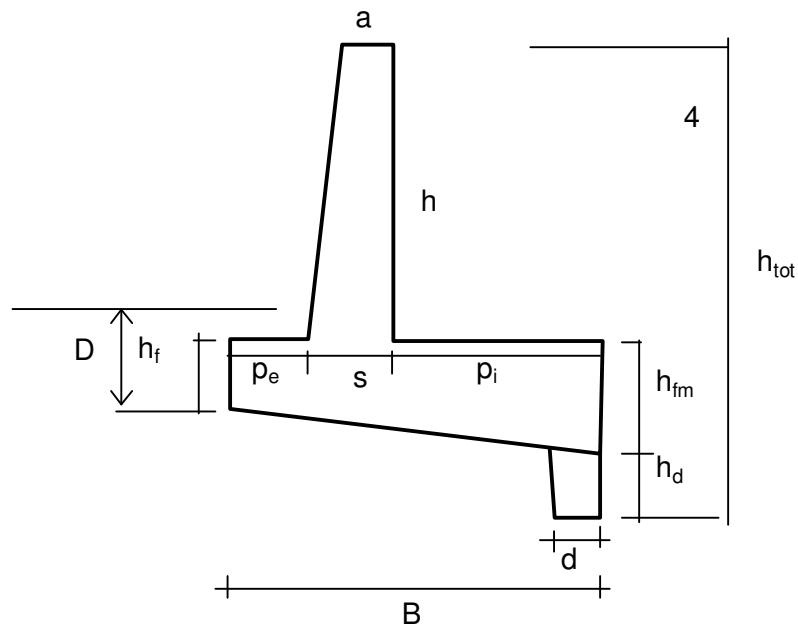
La struttura in elevazione del muro di contenimento insiste su di una fondazione continua che si sviluppa per tutta la lunghezza del manufatto.

Nella figura sottostante viene riportato lo schema del manufatto di progetto, mentre nella pagina che segue sono elencate tutte le dimensioni geometriche adottate:



DIMENSIONI

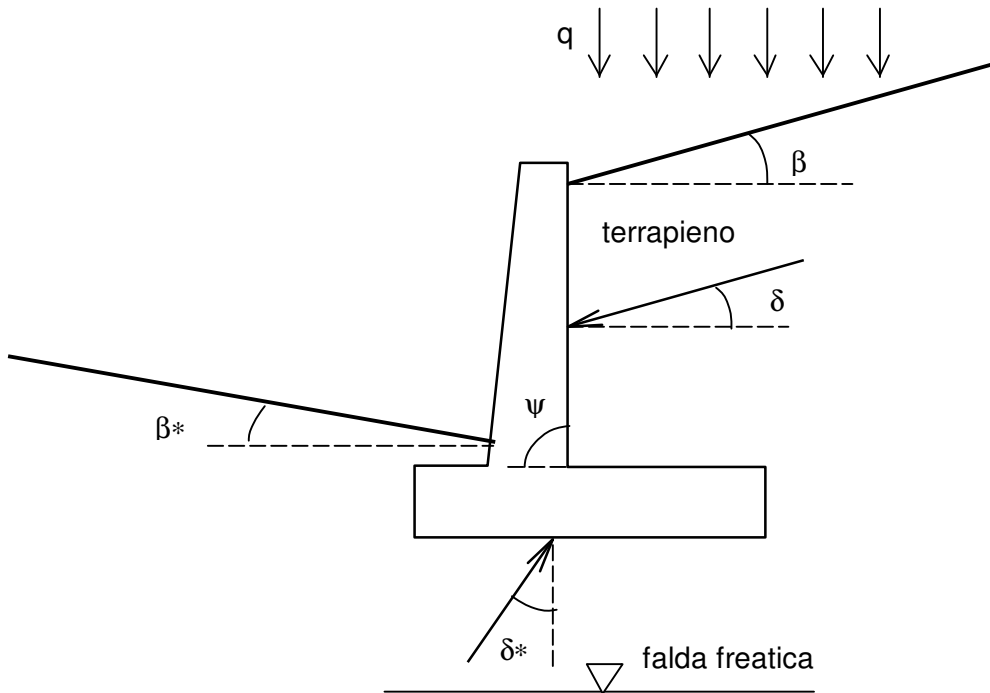
- altezza paramento	$h =$	5,00	m
- altezza fondazione a valle	$h_f =$	0,60	m
- altezza fondazione a monte	$h_{fm} =$	0,60	m
- altezza eventuale dente	$h_d =$	0,00	m
- altezza totale muro	$h_{tot} =$	5,60	m
- profondità piano di posa	$D =$	0,80	m
- larghezza fondazione interna	$p_i =$	1,60	m
- larghezza fondazione esterna	$p_e =$	0,50	m
- spessore in testa muro	$a =$	0,40	m
- inclinazione paramento esterno		10%	
- inclinazione piano di posa		0%	
- larghezza totale fondazione	$B =$	3,00	m
- larghezza al piede del muro	$s =$	0,90	m
- spessore eventuale rivestimento in pietra		0,00	m
- spessore eventuale dente	$d =$	0,00	m
- sviluppo fondazione	$L =$	60,00	m



3.3. Caratteristiche terrapieno

A monte del muro di contenimento si prevede il riporto di materiale drenante di buona consistenza di classe A1 - A3 della classificazione HRB con le caratteristiche riportate in seguito.

Nello schema seguente vengono riportate le convenzioni di segno degli angoli utilizzati e l'eventuale sovraccarico distribuito q .



Peso specifico terrapieno	$\gamma =$	19,00	kN/m^3
Angolo di attrito efficace terrapieno	$\phi =$	32	$^\circ$
Angolo di attrito terrapieno-muro	$\delta =$	16	$^\circ$
inclinazione paramento di monte	$\psi =$	90	$^\circ$
inclinazione profilo del terrapieno di monte	$\beta =$	0	$^\circ$
inclinazione profilo valle (negativo se verso il basso)	$\beta^* =$	0	$^\circ$
<u>Sovraccarico accidentale di monte</u>	$q =$	20,00	kN/m^2

3.4. Caratteristiche terreno di fondazione

In seguito alle analisi e alle valutazioni effettuate, le caratteristiche generali del terreno di base sono:

Peso specifico terreno fondazione	$\gamma^* = 18,00$ kN/mc
Angolo di attrito interno terreno fondazione	$\phi^* = 35$ °
Angolo di attrito terreno di base-fondazione	$\delta^* = 23$ °
coesione terreno di fondazione	$c^* = 0,00$ kN/m ²

Inoltre, data la rilevante profondità della falda al di sotto del piano di posa, si valuta che la pressione interstiziale sia nulla e il terreno drenato.

3.5 Definizione geografica della zona sismica e relativi parametri

Dal punto di vista dell'analisi sismica, le categorie elencate nelle "Norme tecniche per progettazione, valutazione e adeguamento sismico degli edifici" (D.M. 20 marzo 2003) per caratterizzare il tipo di terreno al di sotto della fondazione sono le seguenti:

A -	Formazioni litoidi o terreni omogenei caratterizzati da valori di V_{S30} superiore a 800 m/s, comprendenti eventuali strati di alterazione superficiale di spessore massimo pari a 5 m.
B -	Depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti, con spessori di diverse decine di metri, caratterizzati da graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità, caratterizzati da valori di V_{S30} compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero resistenza $N_{SPT} > 50$, o coesione non drenata $c_u > 250$ KPa).
C -	Depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate, o di argille di media rigidezza, con spessori variabili da diverse decine, fino a centinaia di metri, caratterizzati da valori di V_{S30} compresi tra 180 e 360 m/s ($15 < N_{SPT} < 50$, $70 < c_u < 250$ KPa).
D -	Depositi di terreni granulari da sciolti a poco addensati oppure coesivi da poco a mediamente consistenti, caratterizzati da valori di $V_{S30} < 180$ m/s ($N_{SPT} < 15$, $c_u < 70$ KPa).
E -	Profili di terreno costituiti da strati superficiali alluvionali, con valori di V_{S30} simili a quelli dei tipi C o D e spessore compreso tra 5 e 20 m, giacenti su di un substrato di materiale più rigido con $V_{S30} > 800$ m/s.

Il profilo stratigrafico identificato nella zona in oggetto corrisponde alla categoria:

C -	Depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate, o di argille di media rigidezza.
-----	--

4. AZIONI AGENTI SULLA STRUTTURA

Il calcolo delle sollecitazioni sismiche viene svolto utilizzando un'analisi pseudo statica essendo l'opera di geometria e importanza ordinaria. Il modello di riferimento per l'analisi è costituito dall'opera di sostegno-fondazione e da un cuneo di terreno a monte che si suppone in stato di equilibrio limite attivo.

La verifica nei confronti delle azioni sismiche viene effettuata utilizzando la combinazione di carico fornita dall'ordinanza n°3274 (20 marzo 2003):

$$E_d = \gamma_i^* E + G_k + \sum (\psi + Q_k)$$

G_k = valori caratteristici azioni permanenti;

γ_i = fattore di importanza della struttura (pari a 1 per struttura ordinaria);

E_d = valore di progetto dell'azione sismica per il periodo di ritorno di riferimento;

ψ = coefficiente per la determinazione delle azioni accidentali (azione sismica =1);

Q_k = valore caratteristico delle azioni accidentali.

Le verifiche della presente relazione valuteranno soltanto lo stato limite ultimo (SLD stato limite di danno).

Coefficienti di spinta attiva e passiva

Al fine di determinare la spinta esercitata dal terrapieno di monte è necessario calcolare il coefficiente dinamico K_a , valido per stati di spinta attiva.

Nel caso in cui $\beta \leq (\phi - \theta)$, si adotta la seguente formula (Mononobe e Okabe):

$$K_a = \frac{\sin^2(\phi + \psi - \theta)}{\cos\theta \cos^2\psi \sin(\psi - \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

Nel caso in cui $\beta > (\phi - \theta)$:

$$K_a = \frac{\sin^2(\phi + \psi - \theta)}{\cos\theta \cos^2\psi \sin(\psi - \theta - \delta)}$$

In cui i valori dei parametri ϕ , δ , ψ sono quelli del capitolo 4.3. "Caratteristiche terrapieno", mentre θ viene ricavato dalla seguente equazione, nel caso di livello di falda al di sotto del muro di sostegno:

$$\tan \theta = \frac{k_h}{1 \mp k_v} \quad \theta = \quad 4^\circ$$

Infine, dato che risulta: $\beta < \phi - \theta$ si ricava: **$K_a = 0,32$**

Per calcolare il coefficiente dinamico K_p , valido per stati di spinta passiva (con resistenza a taglio nulla tra terreno e muro) si adotta:

$$K_p = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \text{sen}^2\psi \text{sen}(\psi + \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\text{sen}\phi \text{sen}(\phi + \beta_{\text{valle}} - \theta)}{\text{sen}(\psi + \delta) \text{sen}(\psi + \beta_{\text{valle}})}} \right]^2}$$

si ricava: $K_p = 3,14$

Spinta attiva dinamica del terrapieno

La spinta suborizzontale E_d (statica e dinamica) esercitata dal terrapieno ed agente sull'opera di sostegno con inclinazione δ , è data da:

$$E_d = 0,5 \gamma \cdot (1 \pm k_v) K_a h_{\text{tot}}^2 + E_{\text{ws}} = \begin{array}{l} \text{kN/m} \\ 97,56 \end{array} \quad \begin{array}{l} \text{braccio} \\ \text{vert. (m)} \\ 1,87 \end{array} \quad \begin{array}{l} \text{braccio} \\ \text{orizz. (m)} \\ 1,40 \end{array}$$

Dove: h_{tot} altezza muro compresa fondazione
 E_{ws} eventuale spinta idrostatica (in questo caso pressione nulla)
 γ peso specifico terrapieno

Spinta dinamica del sovraccarico

La spinta orizzontale E_q (statica e dinamica) esercitata dal sovraccarico ed agente sull'opera di sostegno è data da:

$$E_q = q \cdot K_a \cdot h_{\text{tot}} = \begin{array}{l} \text{kN/m} \\ 35,56 \end{array} \quad \begin{array}{l} \text{braccio (m)} \\ 2,80 \end{array}$$

Spinta passiva dinamica di valle

La spinta orizzontale E_p (statica e dinamica) esercitata dal terreno a valle ed agente sulla fondazione è data dalla seguente formula, in cui la resistenza passiva viene ridotta del 50%, a causa dell'eventuale posa di sottoservizi a valle, in base al D.M. 11 marzo 1988 - punto D.4.1:

$$E_p = 50\% \left(\frac{1}{2} \gamma \cdot (1 \pm k_v) K_p D^2 + E_{\text{ws}} \right) = \begin{array}{l} \text{kN/m} \\ 9,83 \end{array} \quad \begin{array}{l} \text{braccio (m)} \\ 0,27 \end{array}$$

In cui la spinta idrostatica E_{ws} è nulla.

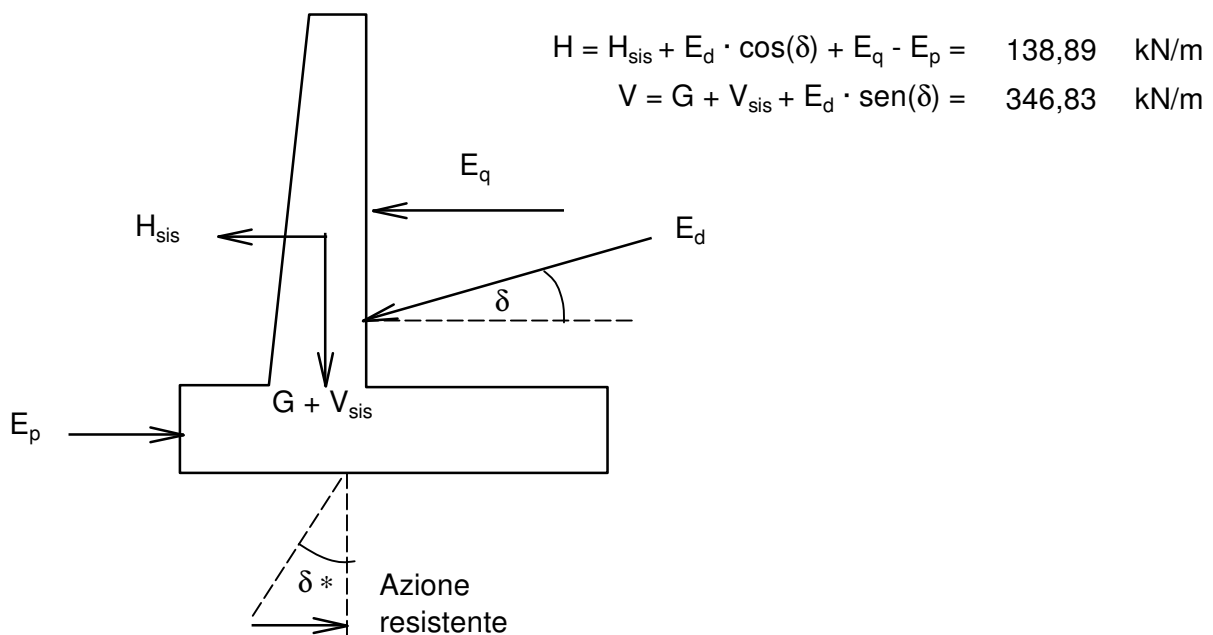
Azioni statiche stabilizzanti (forze di gravità)

Elemento	area A m ²	Forza peso G kN/m	braccio m
1) Fondazione	1,80	$\gamma_{cls} \cdot A = 45,00$	1,50
2) Scarpa	1,25	$\gamma_{cls} \cdot A = 31,25$	0,83
3) Muro	2,00	$\gamma_{cls} \cdot A = 50,00$	1,20
5) Terreno	8,00	$\gamma \cdot A = 152,00$	2,20
6) Sovraccarico	1,60	$q \cdot L = 32,00$	2,20
7) Rivestimento	0,00	$\gamma_{cls} \cdot A = 0,00$	0,75
8) Fondaz inclinata	0,00	$\gamma_{cls} \cdot A = 0,00$	2,00
9) dente d'ammario	0,00	$\gamma_{cls} \cdot A = 0,00$	3
		Totale G	310,25 kN/m

Azioni dinamiche delle masse

Elemento	verticale $V_{sis} = G \cdot k_v$ kN/m	braccio m	orizzontale $H_{sis} = G \cdot k_h$ kN/m	braccio m
1) Fondazione	1,41	1,50	2,81	0,30
2) Scarpa	0,98	0,83	1,95	2,27
3) Muro	1,56	1,20	3,12	3,10
5) Terreno	4,75	2,20	9,50	3,10
6) Sovraccarico	1,00	2,20	2,00	5,60
7) Rivestimento	0,00	0,75	0,00	3,10
8) Fondaz inclinata	0,00	2,00	0,00	0,00
9) dente d'ammario	0,00	3,00	0,00	0,00
Totale V_{sis}		9,69 kN/m	Totale H_{sis}	19,38 kN/m

Complessivamente, le azioni orizzontali e verticali agenti sul muro sono:



5. VERIFICHE DI RESISTENZA E STABILITA'

5.1. Verifica al ribaltamento

Tale verifica, pur non citata nel nuovo D.M. 20 marzo 2003, viene comunque prevista dal D.M. 11 marzo 1988.

MOMENTI DELLE SPINTE [kN/m · m]				
Spinta attiva di monte E_d (componenete orizzontale)		ribaltante		175,05
Spinta attiva di monte E_d (componenete verticale)		stabilizzante		37,65
Spinta attiva sovraccarico E_q		ribaltante		99,58
Spinta passiva di valle E_p		stabilizzante		2,62
MOMENTI DELLE MASSE	stabilizzanti <i>Momenti delle masse</i>	ribaltanti <i>Sismici verticali</i>	ribaltanti <i>Sismici orizzont.</i>	
1) Fondazione	67,50	2,11	0,84	
2) Scarpa	26,04	0,81	4,43	
3) Muro	60,00	1,87	9,68	
5) Terreno	334,40	10,45	29,44	
6) Sovraccarico	70,40	2,20	11,20	
7) Rivestimento	0,00	0,00	0,00	
8) Fondaz inclinata	0,00	0,00	0,00	
9) dente d'ammario	0,00	0,00	0,00	
	TOTALI	558,34	17,44	55,59

Il rapporto tra momenti stabilizzanti e ribaltanti deve risultare maggiore di 1,5:

$$F_s = \frac{\text{Momenti stabilizzanti}}{\text{Momenti ribaltanti}} = \mathbf{1,72} \quad \text{Verificato al ribaltamento} \\ \text{(con - kv)}$$

5.2. Verifica allo slittamento

Il coefficiente di sicurezza allo slittamento si ottiene rapportando le spinte che si oppongono alla traslazione e quelle parallele al piano di posa che agiscono attivamente, e deve risultare maggiore di 1 (se è presente un dente di fondazione, la linea di scorrimento congiunge il vertice inferiore del dente con l'estremo della mensola di fondazione opposta):

$$F_s = \frac{\text{Azione resistente}}{\text{Spinte attive}} = \frac{(H \cdot \sin i + V \cdot \cos i) \cdot \tan \delta^*}{H \cdot \cos i - V \cdot \sin i} = \mathbf{1,05} \quad \text{(con - kv)}$$

Verificato allo slittamento

con $i = 0,00^\circ$ angolo inclinazione piano di scorrimento

5.3. Verifica alla rottura generale del terreno di fondazione

Al fine di valutare la porzione di fondazione effettivamente reagente si riporta il calcolo dell'eccentricità delle azioni verticali.

Centro di pressione

$$C = \frac{M_{stab} - M_{rib}}{V} = 0,82 \quad \text{m}$$

$$\text{eccentricità } e = B/2 - C = 0,68 > \text{ semi-larghezza del nocciolo d'inerzia } (B/6) = 0,50 \quad \text{m}$$

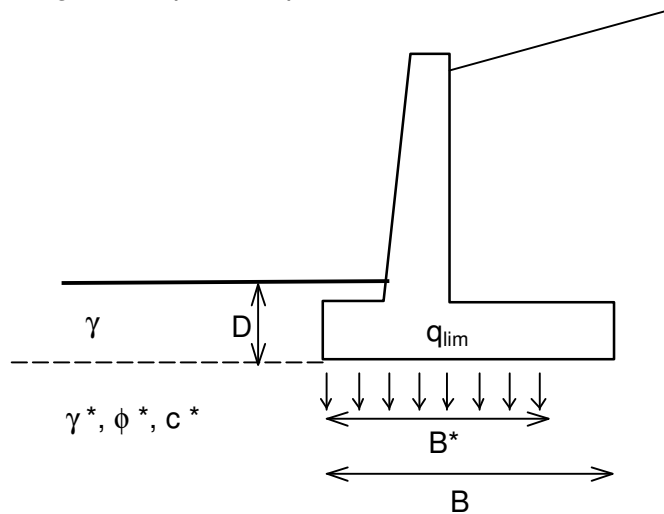
Poiché il punto di applicazione delle azioni verticali è esterno al nocciolo d'inerzia della fondazione, si avrà terreno compresso solo nella sezione di larghezza b^* parzializzata.

Carico limite

Si assume quale carico limite q_{lim} che provoca la rottura del terreno di fondazione quello espresso dalla formula di Brinch-Hansen. Tale formula fornisce il valore della pressione media limite sulla superficie d'impronta della fondazione, eventualmente parzializzata in base all'eccentricità.

Per poter applicare la formula alla fondazione analizzata è necessario calcolare la larghezza della base equivalente B^* in cui i carichi agenti sul piano di posa siano centrati:

$$B^* = B - 2e = 1,65 \quad \text{m}$$



$$q_{lim} = A_q \cdot N_q \cdot \gamma \cdot D + A_c \cdot N_c \cdot c^* + A_\gamma \cdot N_\gamma \cdot \gamma^* \cdot B^*/2$$

in cui	$N_q = e^{\pi \tan \phi^*} \tan(45^\circ - \phi^*/2)$	33,26	} fattori di capacità portante in funzione di ϕ^*
	$N_c = (N_q - 1) / \tan \phi^*$	46,09	
	$N_\gamma = 2 (N_q + 1) / \tan \phi^*$	47,97	

$$A_q = s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q = 0,41$$

$$A_c = s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c = 0,40$$

$$A_\gamma = s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma = 0,22$$

I valori dei parametri sono riportati nella seguente tabella.

FATTORI SECONDO BRINCH-HANSEN						
fattore di forma	$s_q =$	1,01	$s_c =$	1,02	$s_\gamma =$	1,01
fattore di profondità	$d_q =$	1,12	$d_c =$	1,13	$d_\gamma =$	1,00
fattore di inclinazione del carico	$i_q =$	0,36	$i_c =$	0,34	$i_\gamma =$	0,22
fattore di inclinazione del piano campagna	$g_q =$	1,00	$g_c =$	1,00	$g_\gamma =$	1,00
fattore di inclinazione del piano di posa fondazione	$b_q =$	1,00	$b_c =$	1,00	$b_\gamma =$	1,00

Si ottiene un valore di carico limite:

$$q_{lim} = 209,1 + 0 + 157 = 366,13 \text{ kN/m}^2$$

Al fine di verificare alla rottura generale si calcola il fattore di sicurezza, che deve essere maggiore di 1, confrontando la capacità portante Q_{lim} della fondazione con il carico verticale V agente sul piano di posa:

$$Q_{lim} = q_{lim} \cdot B^* = 603,47 \text{ kN/m}$$

$$F_s = Q_{lim} / V = \mathbf{1,74} \quad (\text{con } + kv)$$

Risulta verificata la capacità portante del terreno di fondazione.

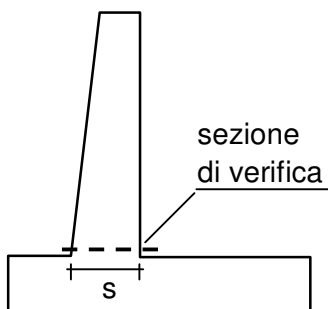
5.4. Verifica di resistenza strutturale allo stato limite ultimo

Data la modesta componente assiale rispetto al momento agente sulle sezioni, si procede con una verifica per flessione semplice.

Il metodo semiprobabilistico delle tensioni ultime impone che in ogni sezione il momento sollecitante sia minore o pari a quello resistente ultimo.

Si assume il momento sollecitante M_{Sd} di progetto pari al momento M calcolato nella sezione incrementato del coefficiente di sicurezza Ψ :

MOMENTI SOLLECITANTI							
	E_d cuneo terreno	sovraccari $co E_q$	H_{sis} muro	H_{sis} scarpa	H_{sis} terrapieno	H_{sis} sovracc.q	H_{sis} rivestimen
Azione sollecitante	$\frac{1}{2} \gamma h^2 K_a$	$q h K_a$					
KN/m	77,77	31,75	3,12	1,95	9,50	2,00	0,00
braccio (m)	1,67	2,50	2,50	1,67	2,50	5,00	2,50
MOMENTI	129,62	79,38	7,81	3,25	23,74	10,00	0,00



$$M_{Sd} = M \cdot \Psi = 380,71 \text{ kN/m} \cdot \text{m}$$

Con coefficiente di sicurezza Ψ pari a: **1,5**

Il momento resistente M_{Rd} della sezione in c.a. si trova nella situazione corrispondente al raggiungimento della deformazione ultima di uno dei due materiali:

- Calcestruzzo

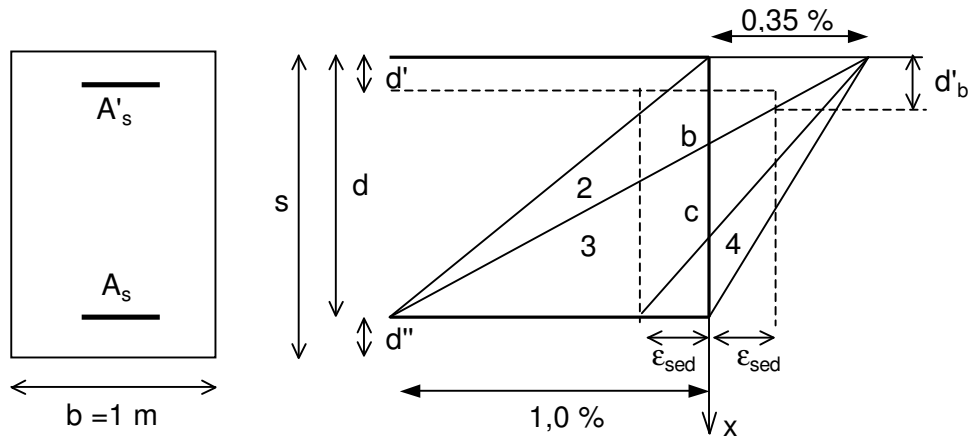
Resistenza cubica caratteristica	$R_{ck} =$	25,00	N/mm ²
Resistenza cilindrica caratteristica	$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} =$	20,75	N/mm ²
Tensione ultima di progetto (con coefficiente di sicurezza pari a 1,6)	$f_{cd}^* = 0,85 \cdot f_{ck} / 1,6 =$	11,02	N/mm ²
Deformazione ultima a compressione	$\epsilon_{cu} =$	0,35%	

- Acciaio

Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} =$	432,00	N/mm ²
Tensione ultima di progetto	$f_{yd} = f_{yk} / 1,15 =$	375,65	N/mm ²
Modulo elastico	$E_s =$	206010,00	N/mm ²
Massima deformazione elastica (Hooke)	$\epsilon_{yd} = f_{sd} / E_s =$	0,18%	
Deformazione ultima a trazione	$\epsilon_{su} =$	1,00%	

In seguito si riportano le caratteristiche della sezione di verifica.

Altezza sezione	s =	0,90	m
Altezza utile	d =	0,87	m
Copriferro netto esterno	d' =	0,03	m
Copriferro netto interno	d'' =	0,03	m
Larghezza unitaria	b =	1,00	m



I campi che si possono verificare con **flessione semplice** sono: 2 (armature deboli), 3, 4 (armature forti), in corrispondenza dei quali l'asse neutro x assume i seguenti valori:

$$x_b = d \cdot \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{su} + \epsilon_{cu}} = 22,56 \text{ cm}$$

$$x_c = d \cdot \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{sed}} = 57,20 \text{ cm}$$

Si ipotizza di porre armatura A_s in trazione ricavata dalla seguente formula approssimata, che dipende dal momento sollecitante M_{Sd} di progetto:

$$M_{Sd} = 0,9 \cdot d \cdot A_s \text{ ipotesi} \cdot f_{sd} \quad A_s \text{ ipotesi} = 12,94 \text{ cm}^2$$

(Armatura minima 0,15 % della sezione) 13,50 cm²

I ferri d'armo con diametri commerciali che approssimano tale valore sono:

ARMATURA TESA	n° ferri	φ (mm)	
(al metro)	9	16	$A_s = 18,09 \text{ cm}^2$

ARMATURA COMPRESSA	n° ferri	φ (mm)	
(al metro)	4	14	$A'_s = 6,15 \text{ cm}^2$

Il rapporto d'armatura risulta: $A'_s / A_s = 0,34$

Quando la rottura per flessione semplice avviene in corrispondenza del valore x_c dell'asse neutro (tra campo 3 e 4), l'armatura A_s viene definita ARMATURA CRITICA A_{sCrit} e si valuta con l'espressione sottoriportata. Tale situazione è da evitare a causa della netta diminuzione della duttilità:

$$A_{sCrit} = A'_s + 0,8 \cdot b \cdot x_c \cdot f_{cd}^* / f_{sd} = 140,44 \text{ cm}^2$$

Poiché risulta nettamente: $A_s < A_{sCrit}$

non ci si trova nel campo 4 della forte armatura e si può procedere alla ricerca dell'effettiva posizione dell'asse neutro a rottura all'interno dei campi 2 e 3.

Si calcola l'affondamento limite d'_b per il quale l'acciaio compresso può essere snervato:

$$d'_b = x_b + (x_b - d) \cdot \varepsilon_{sed} / \varepsilon_{su} = 10,80 \text{ cm}$$

Poiché risulta: $d' < d'_b$

nel campo 2 l'armatura compressa A'_s può essere in fase elastica o snervata (tuttavia è da notare che per armature simmetriche, l'acciaio compresso non può risultare snervato).

La posizione dell'asse neutro che divide i due sottocampi è $x_{2'}$ e si calcola con la seguente relazione:

$$x_{2'} = \frac{\varepsilon_{su} \cdot d' + \varepsilon_{sed} \cdot d}{\varepsilon_{su} + \varepsilon_{sed}} = 15,95 \text{ cm}$$

Si ipotizza che l'acciaio compresso sia in fase elastica e si risolve l'equazione di secondo grado:

$$x^2 - x \left(d + \frac{\varepsilon_{su} E_s}{0,8 b f_{cd}^*} A'_s + \frac{f_{sd}}{0,8 b f_{cd}^*} A_s \right) + \frac{\varepsilon_{su} E_s}{0,8 b f_{cd}^*} d' A'_s + \frac{f_{sd}}{0,8 b f_{cd}^*} d A_s = 0 \quad x = 6,99 \text{ cm}$$

L'ipotesi era corretta, poiché l'asse neutro x è minore di $x_{2'}$. Ci si trova, quindi, nel campo 2 delle sezioni debolmente armate.

Calcolando la tensione dell'acciaio compresso in fase elastica si ricava il momento resistente rispetto al centro del calcestruzzo compresso:

$$\sigma'_s = E_s \cdot \varepsilon_{su} \cdot (x - d') / (d - x) = 102,67 \text{ N/mm}^2 \quad \text{compressione}$$

$$M_{Rd} = \sigma'_s \cdot (0,4 \cdot x - d') \cdot A'_s + f_{sd} \cdot (d - 0,4 \cdot x) \cdot A_s = 571,98 \text{ kN}\cdot\text{m/m} > M_{Sd}$$

La sezione, sotto l'ipotesi di flessione semplice risulta verificata con un fattore di sicurezza:

$$F_s = M_{Rd} / M_{Sd} = 1,50$$

5.5. Verifica di resistenza strutturale allo stato limite di esercizio

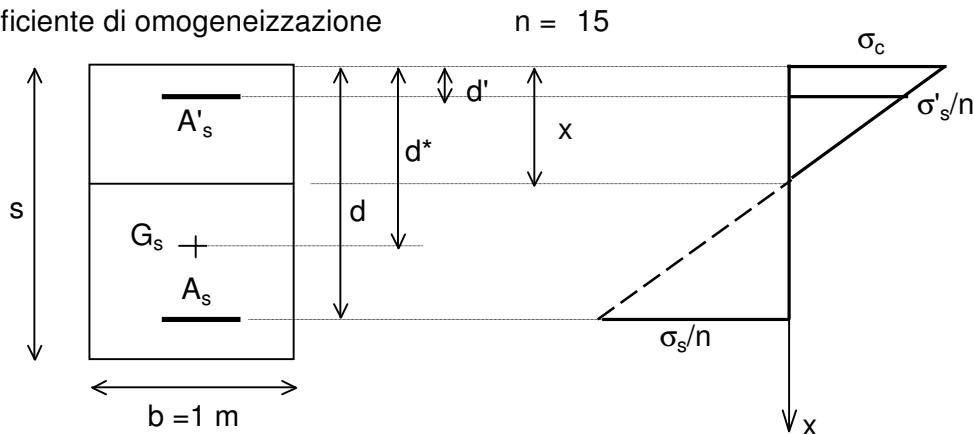
La sezione al piede del muro viene verificata anche allo stato limite di esercizio.

Il momento sollecitante, calcolato nel capitolo precedente, viene moltiplicato in questo caso per un coefficiente di sicurezza Ψ unitario, ed è pari a:

$$M_{Sd} = 253,80 \quad \text{kN/m} \cdot \text{m}$$

Al fine di valutare il momento resistente si pongono le seguenti ipotesi:

- regime tensionale elastico;
- sezioni che si mantengono piane;
- coefficiente di omogeneizzazione



La posizione dell'asse neutro x viene valutata con la seguente formula:

$$x = \frac{n \cdot (A_s + A'_s)}{b} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d^*}{n \cdot (A_s + A'_s)}} \right) = 18,52 \quad \text{cm}$$

In cui la posizione del baricentro delle armature è:

$$d^* = \frac{d \cdot A_s + d' \cdot A'_s}{A_s + A'_s} = 65,67 \quad \text{cm}$$

Nella verifica allo stato limite di esercizio per combinazioni di carico quasi permanente devono essere rispettati i seguenti valori di tensione limite:

$$\text{calcestruzzo: } 0,45 f_{ck} = 9,34 \quad \text{N/mm}^2$$

$$\text{acciaio: } 0,7 f_{yk} = 302,4 \quad \text{N/mm}^2$$

Il momento secondo d'inerzia per la sezione in oggetto vale:

$$J = bx^3/3 + n A'_s (x-d')^2 + n A_s (d-x)^2 = 1.506.221,01 \quad \text{cm}^4$$

Il momento resistente di progetto M_{Rd} da scegliere per la verifica è il minore tra quelli del calcestruzzo e dell'acciaio:

$$M_{Rc} = J \cdot 0,45 f_{ck} / x = 759,49 \quad \text{kN/m} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rs} = \frac{J \cdot 0,7 f_{yk}}{n(d-x)} = 443,41 \quad \text{kN/m} \cdot \text{m} \quad M_{Rd} > M_{Sd}$$

La sezione risulta verificata allo stato limite di esercizio con un fattore di sicurezza:

$$F_s = M_{Rd} / M_{Sd} = 1,75$$

SOMMARIO

	pag.
1. PREMESSA	1
2. NORMATIVE ADOTTATE	1
3. DATI GENERALI	2
<i>3.1. Caratteristiche materiali</i>	
<i>3.2. Geometria muro</i>	
<i>3.3. Caratteristiche terrapieno</i>	
<i>3.3. Caratteristiche terreno di fondazione</i>	
<i>3.5 Definizione geografica della zona sismica e relativi parametri</i>	
4. AZIONI AGENTI SULLA STRUTTURA	7
5. VERIFICHE DI RESISTENZA E STABILITA'	10
<i>5.1. Verifica al ribaltamento</i>	
<i>5.2. Verifica allo slittamento</i>	
<i>5.3. Verifica alla rottura generale del terreno di fondazione</i>	
<i>5.4. Verifica di resistenza strutturale allo stato limite ultimo</i>	
<i>5.5. Verifica di resistenza strutt. allo stato limite di esercizio</i>	