

DOCUMENTO INFORMATICO FIRMATO DIGITALMENTE AI SENSI D.LGS 82/2005 S.M.I. E NORME COLLEGATE, CHE SOSTITUISCE IL DOCUMENTO CARTACEO E LA FIRMA AUTOGRAFA.



COMUNE DI NOTO



PROGETTO ESECUTIVO DEI LAVORI DI RISTRUTTURAZIONE E POTENZIAMENTO DEL PORTO DI CALABERNARDO

Tavola n. 1.4.2	Scala: =====	Classe Elaborati descrittivi	Data: 08-05-2020
Ad oggetto: (CALCOLI DI DIMENSIONAMENTO)			Rev. 2: 11-02-2021
CALCOLO MURETTO PERIMETRALE IN C.A.			

Il Progettista F.to : Ing. arch. Giuseppe Lumera	Visto : Il Responsabile Unico del Procesimento F.to : Geom. Leonardo La Sita
-----------------------------------------------------	---------------------------------------------------------------------------------

RELAZIONE DI CALCOLO

Nel seguito della presente relazione sono illustrati i risultati dei calcoli che riguardano il calcolo delle spinte, le verifiche di stabilità e di resistenza del muretto perimetrale dell'area del Porto di Calabernardo, nel Comune di Noto, di sostegno del terrapieno di ampliamento del marciapiedi di monte lato piazza esterna.

• **NORMATIVA DI RIFERIMENTI**

I calcoli sono condotti nel pieno rispetto della normativa vigente e, in particolare, la normativa cui viene fatto riferimento nelle fasi di calcolo, verifica e progettazione è costituita dalle Norme Tecniche per le Costruzioni, emanate con il D.M. 17/01/2018 pubblicato nel suppl. 8 G.U. 42 del 20/02/2018, nonché la Circolare del Ministero Infrastrutture e Trasporti del 21 Gennaio 2019, n. 7 "Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni".

• **CALCOLO DELLE SPINTE**

Si suppone valida l'ipotesi in base alla quale la spinta attiva si ingenera in seguito al movimento del manufatto nella direzione della spinta agente. Le ipotesi di base per il calcolo della spinta sono le seguenti, le medesime adottate dal metodo di calcolo secondo *Coulomb*, con l'estensione di *Muller-Breslau* e *Mononobe-Okabe*:

- In fase di spinta attiva si crea all'interno del terrapieno un cuneo di spinta, che si distacca dal terreno indisturbato tramite linee di frattura rettilinee, lungo le quali il cuneo scorre generando tensioni tangenziali dovute all'attrito.
- Sul cuneo di spinta agiscono le seguenti forze: peso proprio del terreno, sovraccarichi applicati sull'estradosso del terrapieno, spinte normali alle superfici di scorrimento del cuneo (da una parte contro il paramento e dall'altra contro la porzione di terreno indisturbato), forze di attrito che si innescano lungo le superfici del cuneo e che si oppongono allo scorrimento.
- In condizioni sismiche, al peso proprio del cuneo va aggiunta una componente orizzontale, ed eventualmente anche una verticale, pari al peso complessivo moltiplicato per il prodotto dei coefficienti sismici.
- Il fatto che il muro ha spostamenti significativi fa in modo che l'attrito che si genera è pari al valore massimo possibile, sia in condizioni di spinta attiva che di spinta passiva, quindi le risultanti delle reazioni sulle pareti del cuneo risultano inclinate di un'angolo f rispetto alla normale alla superficie di scorrimento.

Il programma *C.D.W. Win*, pur adottando le stesse ipotesi, piuttosto che utilizzare la formula di *Coulomb* in forma chiusa, applica la procedura originaria derivante dall'equilibrio delle forze agenti sul cuneo di spinta, cercando il valore di massimo della spinta per tentativi successivi su tutti i possibili cunei di spinta. Così facendo si possono aggiungere alle ipotesi già indicate le seguenti generalizzazioni, che invece devono essere trascurate utilizzando i metodi classici:

- Il terreno spingente può essere costituito da diversi strati, separati da superfici di forma generica, con caratteristiche geotecniche differenti.
- Il profilo dell'estradosso del terrapieno spingente può avere una forma generica qualsiasi, purché coerente con le caratteristiche del terreno.
- I sovraccarichi agenti sul terrapieno possono avere una distribuzione assolutamente libera.
- Può essere tenuta in conto la coesione interna del terreno e la forza di adesione tra terreno e muro.
- Si può calcolare la spinta di un muro con mensola aerea stabilizzante a monte, al di sotto della quale si crea un vuoto nel terreno.
- È possibile conoscere l'esatto andamento delle pressioni agenti sul profilo del muro anche nei casi sopra detti, in cui tale andamento non è lineare, ma la cui distribuzione incide sul calcolo delle sollecitazioni interne.
- Si può supporre anche l'esistenza una linea di rottura del cuneo interna, che va dal vertice estremo della mensola di fondazione a monte fino a intersecare il paramento, inclinata di un certo angolo legato a quello di attrito interno del terreno stesso. Si può quindi conoscere l'esatta forma del cuneo di spinta, per cui le forze in gioco variano in quanto solo una parte di esso è a contatto con il paramento. Il peso proprio del terreno portato sarà solo quello della parte di terrapieno che realmente rimarrà solidale con la fondazione e non risulterà interessato da scorrimenti, quindi in generale un triangolo. Ciò fa sì che il peso gravante sulla fondazione può risultare notevolmente inferiore a quello ricavato con i metodi usuali, dal momento che una parte è già stata conteggiata nel cuneo di spinta.

Per quanto riguarda la spinta passiva, quella del terrapieno a valle, le uniche differenze rispetto a quanto detto consistono nel fatto che le forze di attrito e di coesione tra le superfici di scorrimento del cuneo hanno la direzione opposta che nel caso di spinta attiva, nel senso che si oppongono a un moto di espulsione verso l'alto del cuneo, e la procedura iterativa va alla ricerca di un valore minimo piuttosto che un massimo.

Nei casi di fondazione su pali o muri tirantati si può ritenere più giusto adottare un tipo di spinta a riposo, che considera il cuneo di terreno non ancora formato e spostamenti dell'opera nulli o minimi. Tale spinta è in ogni caso superiore a quella attiva e la sua entità si dovrebbe basare su considerazioni meno semplicistiche. Il programma opera prendendo come riferimento una costante di spinta pari a:

$$K_o = 1 - 0,9 \times \sin \phi$$

essendo ϕ l'angolo di attrito interno del terreno, formula che si trova diffusamente in letteratura. Se tale deve essere la costante di spinta per un terreno uniforme, ad estradosso rettilineo orizzontale e privo di sovraccarichi e di azione sismica, viene ricavato un fattore di riduzione dell'angolo di attrito interno del terreno, tale che utilizzando questo angolo ridotto e la consueta procedura per il calcolo della spinta attiva, la costante fittizia di spinta attiva corrisponda alla costante a riposo della formula sopra riportata.

Una volta ricavato questo fattore riduttivo, il programma procede al calcolo con le procedure standard, mettendo in gioco le altre

variabili, quali la sagomatura dell'estradosso e degli strati, la presenza di sovraccarichi variamente distribuiti e la condizione sismica. La giustificazione di ciò risiede nella considerazione in base alla quale in condizioni di spinta a riposo, gli spostamenti interni al terreno sono ridotti rispetto alla spinta attiva, quindi l'attrito che si mobilita è una parte di quello massimo possibile, e di conseguenza la spinta risultante cresce.

In base a queste considerazioni di ordine generale, il programma opera come segue:

- Si definisce la geometria di tutti i vari cunei di spinta di tentativo, facendo variare l'angolo di scorrimento dalla parte di monte da 0 fino al valore limite $90 - \phi$. Quindi in caso di terreno multistrato, la superficie di scorrimento sarà costituita da una spezzata con inclinazioni differenti da strato a strato. Ciò assicura valori di spinta maggiori rispetto a una eventuale linea di scorrimento unica rettilinea. L'angolo di scorrimento interno, quello dalla parte del paramento, qualora si attivi la procedura "Coulomb estes" è posto pari a $3/4$ dell'angolo utilizzato a monte. Tale percentuale è quella che massimizza il valore della spinta. È possibile però attivare la procedura "Coulomb classico", in cui tale superficie si mantiene verticale, ma utilizzando in ogni caso l'angolo di attrito tra terreno e muro.
- Si calcola l'entità complessiva dei sovraccarichi agenti sul terrapieno che ricadono nella porzione di estradosso compresa nel cuneo di spinta.
- Si calcola il peso proprio del cuneo di spinta e le eventuali componenti sismiche orizzontali e verticali dovute al peso proprio ed eventualmente anche ai sovraccarichi agenti sull'estradosso.
- Si calcolano le eventuali azioni tangenziali sulle superfici interne dovute alla coesione interna e all'adesione tra terreno e muro.
- In base al rispetto dell'equilibrio alla traslazione verticale e orizzontale, nota l'inclinazione delle spinte sulle superfici interne (pari all'angolo di attrito), sviluppato in base a tutte le forze agenti sul concio, si ricavano le forze incognite, cioè le spinte agenti sul paramento e sulla superficie di scorrimento interna del cuneo.
- Si ripete la procedura per tutti i cunei di tentativo, ottenuti al variare dell'angolo alla base. Il valore massimo (minimo nel caso di spinta passiva) tra tutti quelli calcolati corrisponde alla spinta del terrapieno.

• COMBINAZIONI DI CARICO

Il programma opera in ottemperanza alle norme attuali per quanto riguarda le combinazioni di carico da usare per i vari tipi di verifiche. In particolare viene rispettato quanto segue.

- Le verifiche di resistenza del paramento e della fondazione SLU vengono effettuate in base alle combinazioni di carico del tipo A1, riportate nei tabulati di stampa.
- Le verifiche geotecniche di portanza e scorrimento vengono effettuate in base alle combinazioni di tipo A1 e A2, in caso di approccio del tipo 1, oppure utilizzando le sole combinazioni del tipo A1, in caso di approccio 2.
- Il sisma verticale viene considerato alternativamente in direzione verso l'alto e verso il basso. La spinta riportata nei tabulati si riferisce al caso in cui la spinta risulta maggiore.
- Le verifiche al ribaltamento vengono svolte utilizzando i coefficienti riportati in norma nella tabella 6.2.I secondo le modalità previste dalla norma stessa, annullando quindi i contributi delle singole azioni che abbiano un effetto stabilizzante.
- I coefficienti delle combinazioni di carico riportati nei tabulati di stampa si riferiscono esclusivamente ai sovraccarichi applicati sul terrapieno e sul muro stesso. Il peso proprio strutturale del muro e quello del terreno di spinta vengono trattati in base a quanto prevede la norma per i pesi propri strutturali e non strutturali, a prescindere dai coefficienti utilizzati per le varie combinazioni.

• VERIFICA AL RIBALTAMENTO

La verifica al ribaltamento si effettua in sostanza come equilibrio alla rotazione di un corpo rigido sollecitato da un sistema di forze, ciascuna delle quali definita da un'intensità, una direzione e un punto di applicazione.

Non va eseguita se la fondazione è su pali. Le forze che vengono prese in conto sono le seguenti:

- Spinta attiva complessiva del terrapieno a monte.
- Spinta passiva complessiva del terrapieno a valle (da considerare nella quota parte indicata nei dati generali).
- Spinta idrostatica dell'acqua della falda a monte, a valle e sul fondo.
- Forze esplicite applicate sul muro in testa, sulla mensola area a valle e sulla mensola di fondazione a valle.
- Forze massime attivabili nei tiranti per moto di ribaltamento.
- Forze di pretensione dei tiranti.
- Peso proprio del muro composto con l'eventuale componente sismica.
- Peso proprio della parte di terrapieno solidale con il muro composto con l'eventuale componente sismica.

Di ciascuna di queste forze verrà calcolato il momento, ribaltante o stabilizzante, rispetto ad un punto che è quello più in basso dell'estremità esterna della mensola di fondazione a valle. In presenza di dente di fondazione disposto a valle, il punto di equilibrio è quello più esterno al di sotto del dente.

Ai fini del calcolo del momento stabilizzante o ribaltante, esso per ciascuna forza è ottenuto dal prodotto dell'intensità della forza per la distanza minima tra la linea d'azione della forza e il punto di rotazione. Qualora tale singolo momento abbia un effetto ribaltante verrà conteggiato nel momento ribaltante complessivo, qualora invece abbia un effetto stabilizzante farà parte del momento stabilizzante complessivo. Può quindi accadere che il momento ribaltante sia pari a 0, e ciò fisicamente significa che incrementando qualunque forza, ma mantenendone la linea d'azione, il muro non andrà mai in ribaltamento.

Il coefficiente di sicurezza al ribaltamento è dato dal rapporto tra il momento stabilizzante complessivo e quello ribaltante. La verifica viene effettuata per tutte le combinazioni di carico previste.

• **VERIFICA ALLO SCORRIMENTO**

La verifica allo scorrimento è effettuata come equilibrio alla traslazione di un corpo rigido, sollecitato dalle stesse forze prese in esame nel caso della verifica a ribaltamento, tranne per il fatto che per i tiranti il sistema di forze è quello che si innesca per moto di traslazione. Ciascuna forza ha una componente parallela al piano di scorrimento del muro, che a seconda della direzione ha un effetto stabilizzante o instabilizzante, e una componente ad esso normale che, se di compressione, genera una reazione di attrito che si oppone allo scorrimento. Una ulteriore parte dell'azione stabilizzante è costituita dall'eventuale forza di adesione che si suscita tra il terreno e la fondazione.

In presenza di dente di fondazione, la linea di scorrimento non è più quella di base della fondazione, ma è una linea che attraversa il terreno sotto la fondazione, e che congiunge il vertice basso interno del dente con l'estremo della mensola di fondazione opposta. In tal caso quindi l'attrito e l'adesione sono quelli interni del terreno. In questo caso viene conteggiato pure il peso della parte di terreno sottostante alla fondazione che nel moto di scorrimento rimane solidale con il muro.

Il coefficiente di sicurezza allo scorrimento è dato dal rapporto tra l'azione stabilizzante complessiva e quella instabilizzante. La verifica viene effettuata per tutte le combinazioni di carico previste.

• **CAPACITÀ PORTANTE DEL TERRENO DI FONDAZIONE**

Nel caso di fondazione diretta, si assume quale carico limite 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. Esiste un tipo di pressione limite a lungo termine, in condizioni drenate, e un altro a breve termine in eventuali condizioni non drenate.

Le espressioni complete utilizzate sono le seguenti:

- *In condizioni drenate:*

$$Q_{lim} = \frac{1}{2} \Gamma \cdot B \cdot N_g \cdot i_g \cdot d_g \cdot b_g \cdot s_g \cdot g_g + C \cdot N_c \cdot i_c \cdot d_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot g_c + Q \cdot N_q \cdot i_q \cdot d_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot g_q$$

- *In condizioni non drenate:*

$$Q_{lim} = C_u \cdot N_{c'} \cdot i_{c'} \cdot d_{c'} \cdot b_{c'} \cdot s_{c'} \cdot g_{c'} + Q \cdot i_{q'} \cdot d_{q'} \cdot b_{q'} \cdot s_{q'} \cdot g_{q'}$$

Fattori di portanza, ϕ in gradi:

$$N_q = \tan^2(45^\circ + \frac{\phi}{2}) \cdot e^{\pi \cdot \tan \phi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \phi$$

$$N_{c'} = 2 + \pi$$

$$N_g = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \phi$$

Fattori di forma:

$$s_q = 1 + 0,1 \cdot \frac{B}{L} \cdot \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$$

$$s_{q'} = 1$$

$$s_c = 1 + 0,2 \cdot \frac{B}{L} \cdot \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$$

$$s_{c'} = 1 + 0,2 \cdot \frac{B}{L}$$

$$s_g = s_q$$

Fattori di profondità, K espresso in radianti:

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2 \cdot K$$

$$d_{q'} = 1$$

$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \tan \phi}$$

$$d_g = 1$$

$$\text{dove } K = \frac{D}{B} \text{ se } \frac{D}{B} \leq 1 \text{ o } K = \arctan \frac{D}{B} \text{ se } \frac{D}{B} > 1$$

Fattori di inclinazione dei carichi:

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot C_a \cdot \cot \phi} \right]^m$$

$$i_{q'} = 1$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan \phi}$$

$$i_{c'} = 1 - \frac{m \cdot H}{B \cdot L \cdot C_u \cdot N_c}$$

$$i_g = \left[1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot C_a \cdot \cot \phi} \right]^{m+1}$$

$$\text{con } m = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}}$$

Fattori di inclinazione del piano di posa, η in radianti:

$$b_q = (1 - \eta \cdot \tan \phi)^2$$

$$b_{q'} = 1$$

$$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \cdot \tan \phi}$$

$$b_{c'} = 1 - 2 \cdot \frac{\eta}{N_{c'}}$$

$$b_g = g_q$$

Fattori di inclinazione del terreno, β in radianti:

$$g_q = (1 - \tan \beta)^2$$

$$g_{q'} = 1$$

$$g_c = 1 - 2 \cdot \frac{\beta}{N_{c'}}$$

$$g_g = g_q$$

Fattori di inclinazione dei carichi:

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot C_a \cdot \cot \phi} \right]^m$$

$$i_{q'} = 1$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan \phi}$$

$$i_{c'} = 1 - \frac{m \cdot H}{B \cdot L \cdot C_u \cdot N_c}$$

$$i_g = \left[1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot C_a \cdot \cot \phi} \right]^{m+1}$$

$$\text{con } m = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}}$$

Fattori di inclinazione del piano di posa, η in radianti:

$$b_q = (1 - \eta \cdot \tan \phi)^2$$

$$b_{q'} = 1$$

$$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \cdot \tan \phi}$$

$$b_{c'} = 1 - 2 \cdot \frac{\eta}{N_{c'}}$$

$$b_g = g_q$$

Fattori di inclinazione del terreno, β in radianti:

$$g_q = (1 - \tan \beta)^2$$

$$g_{q'} = 1$$

$$g_c = 1 - 2 \cdot \frac{\beta}{N_{c'}}$$

$$g_g = g_q$$

essendo:

- Γ = peso specifico del terreno di fondazione
- Q = sovraccarico verticale agente ai bordi della fondazione
- e = eccentricità della risultante M/N in valore assoluto
- B = $B_t - 2 \times e$, larghezza della fondazione parzializzata
- B_t = larghezza totale della fondazione
- C = coesione del terreno di fondazione
- D = profondità del piano di posa
- L = sviluppo della fondazione
- H = componente del carico parallela alla fondazione
- V = componente del carico ortogonale alla fondazione
- C_u = coesione non drenata del terreno di fondazione
- C_a = adesione alla base tra terreno e muro
- η = angolo di inclinazione del piano di posa
- β = inclinazione terrapieno a valle, se verso il basso (quindi ≥ 0)

MURI IN CALCESTRUZZO A MENSOLA

Sulle sezioni del paramento e delle varie mensole, aeree e di fondazione, si effettua il progetto delle armature e le verifiche a presso-flessione e taglio in corrispondenza di tutte le sezioni singolari (punti di attacco e di spigolo) e in tutte quelle intermedie ad un passo pari a quello imposto nei dati generali. Vengono applicate le formule classiche relative alle sezioni rettangolari in cemento armato, con il progetto dell'armatura necessaria.

CALCOLO DEI CEDIMENTI DEL TERRAPIENO A MONTE

Per il calcolo dei cedimenti permanenti causati dall'azione sismica, il programma opera come segue. Innanzitutto vengono calcolate le spinte per una ulteriore modalità di azione sismica, cioè quella relativa allo stato limite di danno (SLD). A seguito del calcolo di tali spinte, per le sole combinazioni sismiche, si calcola lo spostamento residuo del muro per traslazione rigida, ricavato in base alla seguente formulazione di *Richards & Elms*:

$$d = \frac{0.087 \times V^2}{Acc \times \left(\frac{A_{lim}}{Acc} \right)^{-4}}$$

in cui si ha:

- d = spostamento sismico residuo
- V = $0.16 \times Acc \times g \times S \times T_c$
- Acc = accelerazione sismica adimensionale SLD
- g = 9.80665 = accelerazione di gravità

Calcoli di dimensionamento muretto perimetrale Porto Calabernardo - Noto

- S = coefficiente di amplificazione stratigrafico
 T_c = coefficiente di amplificazione topografico
 $Alim$ = accelerazione oltre la quale si innesca lo scorrimento della fondazione per superamento del limite dell'attrito

Una volta ricavato, per ciascuna combinazione di carico, tale spostamento orizzontale, si calcola il volume del terreno interessato a tale spostamento, pari allo spostamento stesso per l'altezza complessiva del muro, comprensiva dello spessore della fondazione. Il cedimento verticale del terreno a ridosso del muro viene quindi calcolato con la seguente formula (*Bowles* - metodo di *Caspe*):

$$S_v = 4 Vol / D$$

essendo Vol il volume di terreno interessato dallo spostamento del muro e D la distanza in orizzontale dal muro alla quale si annullano i cedimenti. Quest'ultima è assimilata alla dimensione orizzontale massima del cuneo di rottura del terreno spingente. Infine i cedimenti lungo il tratto interessato sono calcolati con legge decrescente col quadrato della distanza X dal paramento:

$$S_x = S_v * (X / D)^2$$

SPINTE DEL TERRAPIENO

- Cmb n.** : Numero della combinazione di carico
Fx tot : Componente orizzontale della spinta complessiva del terrapieno
Fy tot : Componente verticale della spinta complessiva del terrapieno
H tot : Altezza del punto di applicazione della risultante della spinta del terrapieno
X tot : Ascissa del punto di applicazione della risultante della spinta del terrapieno
Fx tp : Componente orizzontale della spinta dovuta al peso proprio del terreno portato dalla mensola di fondazione
Fy tp : Componente verticale della spinta dovuta al peso proprio del terreno portato dalla mensola di fondazione
H tp : Altezza del punto di applicazione della risultante della spinta dovuta al peso proprio del terreno portato dalla mensola di fondazione
X tp : Ascissa del punto di applicazione della risultante della spinta dovuta al peso proprio del terreno portato dalla mensola di fondazione
Fx esp : Componente orizzontale della spinta aggiuntiva esplicita
Fy esp : Componente verticale della spinta aggiuntiva esplicita
H esp : Altezza del punto di applicazione della risultante della spinta aggiuntiva esplicita
X esp : Ascissa del punto di applicazione della risultante della spinta aggiuntiva esplicita
Fx w : Componente orizzontale della spinta dell'acqua
Fy w : Componente verticale della spinta dell'acqua
H w : Altezza del punto di applicazione della risultante della spinta dell'acqua
X w : Ascissa del punto di applicazione della risultante della spinta dell'acqua
K sta : Costante di spinta statica
K sis : Costante di spinta sismica
C sif : Coefficiente di sicurezza al sifonamento (dato assente se non è stata eseguita la verifica)

N.B.: Ascisse e altezze si intendono misurate a partire dal punto più a valle della fondazione del muro, quello attorno a cui avviene l'ipotetica rotazione del ribaltamento.

Tutte le spinte orizzontali si intendono positive se rivolte verso il paramento, quelle verticali se rivolte verso il basso.

CEDIMENTI VERTICALI TERRENO DI MONTE

- Tipo Comb** : Tipo di combinazione di carico
Comb n. : Numero della combinazione associata al tipo di combinazione
Sp.muro : Spostamento rigido residuo del muro per traslazione
Volume : Volume del terreno deformato dallo spostamento rigido
Dist.max : Distanza massima orizzontale dal muro alla quale si annullano i

cedimenti

- Ced.0/4** : *Cedimento verticale a ridosso del muro*
- Ced.1/4** : *Cedimento verticale ad 1/4 della distanza massima*
- Ced.2/4** : *Cedimento verticale a 2/4 della distanza massima*
- Ced.3/4** : *Cedimento verticale a 3/4 della distanza massima*

CALCOLO DEI CEDIMENTI DEL TERRAPIENO A MONTE

Per il calcolo dei cedimenti permanenti causati dall'azione sismica, il programma opera come segue. Innanzitutto vengono calcolate le spinte per una ulteriore modalità di azione sismica, cioè quella relativa allo stato limite di danno (SLD). A seguito del calcolo di tali spinte, per le sole combinazioni sismiche, si calcola lo spostamento residuo del muro per traslazione rigida, ricavato in base alla seguente formulazione di *Richards & Elms*:

$$d = \frac{0.087 \times V^2}{Acc \times \left(\frac{A_{lim}}{Acc} \right)^{-4}}$$

in cui si ha:

d = spostamento sismico residuo

V = $0.16 \times Acc \times g \times S \times Tc$

Acc = accelerazione sismica adimensionale SLD

g = 9.80665 = accelerazione di gravità

S = coefficiente di amplificazione stratigrafico

Tc = coefficiente di amplificazione topografico

A_{lim} = accelerazione oltre la quale si innesca lo scorrimento della fondazione per superamento del limite dell'attrito

Una volta ricavato, per ciascuna combinazione di carico, tale spostamento orizzontale, si calcola il volume del terreno interessato a tale spostamento, pari allo spostamento stesso per l'altezza complessiva del muro, comprensiva dello spessore della fondazione. Il cedimento verticale del terreno a ridosso del muro viene quindi calcolato con la seguente formula (*Bowles* - metodo di *Caspe*):

$$S_v = 4 Vol / D$$

essendo Vol il volume di terreno interessato dallo spostamento del muro e D la distanza in orizzontale dal muro alla quale si annullano i cedimenti. Quest'ultima è assimilata alla dimensione orizzontale massima del cuneo di rottura del terreno spingente.

Infine i cedimenti lungo il tratto interessato sono calcolati con legge decrescente col quadrato della distanza X dal paramento:

$$S_x = S_v * (X / D)^2$$

LEGENDA DELLE ABBREVIAZIONI

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE NEL MURO

Distanza	: Distanza della sezione dalla sezione iniziale del tipo di elemento (estremo libero)
Angolo	: Angolo di inclinazione della sezione rispetto al piano orizzontale
N	: Sforzo normale, positivo se di compressione
M	: Momento flettente, positivo se antiorario (ribaltante)
T	: Sforzo di taglio, positivo se diretto verso sinistra (lemba più a valle)

N.B.: Le caratteristiche N, M e T si intendono riferite ad 1 metro di sezione di muro, o a tutta la sezione nel caso di contrafforti o cordoli.

VERIFICHE PER IL MURO IN C.A.

Sez. N.	: Numero della sezione da verificare
Ele	: Tipo di elemento verificato: 1 = PARAMENTO 2 = MENSOLA AEREA A VALLE 3 = MENSOLA AEREA A MONTE 4 = MENSOLA DI FONDAZIONE A VALLE 5 = MENSOLA DI FONDAZIONE A MONTE 6 = DENTE DI FONDAZIONE 7 = SEZIONE TRASVERSALE PARAMENTO 8 = SEZIONE TRASVERSALE FONDAZIONE 9 = CONTRAFFORTE 10 = CORDOLO
Dist	: Distanza della sezione dalla sezione iniziale del tipo di elemento (mezzera della campata per sezioni verticali del paramento e cordoli)
H	: Altezza della sezione
B	: Larghezza della sezione (nel caso di contrafforti con sezione a T, tale dato è relativo alla larghezza dell'anima della sezione, al netto quindi dei tratti di paramento collaborante)
Xg	: Ascissa del baricentro della sezione
Yg	: Altezza del baricentro della sezione. Ascissa e altezza si intendono misurate a partire dal punto più a valle della fondazione del muro, quello attorno a cui avviene l'ipotetica rotazione del ribaltamento
Ang	: Angolo di inclinazione della sezione rispetto al piano orizzontale
Cmb fle	: Combinazione di carico più gravosa a presso-flessione. Un valore maggiore di 100 indica una combinazione del tipo A2
Nsdu	: Sforzo normale di calcolo relativo alla combinazione più gravosa a presso-flessione, agente su 1 metro di muro o su tutta la sezione se si tratta di contrafforti o cordoli. Positivo se di compressione

Calcoli di dimensionamento muretto perimetrale Porto Calabernardo - Noto

M_{sdu}	: <i>Momento flettente di calcolo relativo alla combinazione più gravosa a presso-flessione, agente su 1 metro di muro o su tutta la sezione se si tratta di contrafforti o cordoli. Positivo se antiorario (ribaltante)</i>
A_{sin}	: <i>Area di armatura nel lembo di sinistra (quello più a valle) della sezione, relativa a 1 metro di muro o a tutta la sezione se si tratta di contrafforti o cordoli (nel caso di contrafforti con sezione a T, tale area va distribuita su tutta la larghezza delle ali e non è cumulabile all'area dei corrispondenti ferri verticali per la sezione orizzontale del paramento in quanto in essa già compresa)</i>
A_{des}	: <i>Area di armatura nel lembo di destra (quello più a monte) della sezione, relativa a 1 metro di muro o a tutta la sezione se si tratta di contrafforti o cordoli</i>
An. s	: <i>Angolo della armatura di sinistra rispetto alla normale della sezione. L'angolo si intende positivo se l'armatura va a divergere all'aumentare della distanza</i>
An. d	: <i>Angolo della armatura di destra rispetto alla normale della sezione. L'angolo si intende positivo se l'armatura va a divergere all'aumentare della distanza</i>
N_{rdu}	: <i>Sforzo normale associato al momento resistente ultimo sulla sezione, agente su 1 metro di muro o su tutta la sezione se si tratta di contrafforti o cordoli. Positivo se di compressione</i>
M_{rdu}	: <i>Momento flettente resistente ultimo sulla sezione, agente su 1 metro di muro o su tutta la sezione se si tratta di contrafforti o cordoli</i>
Cmb tag	: <i>Combinazione di carico più gravosa a taglio. Un valore maggiore di 100 indica una combinazione del tipo A2</i>
V_{sdu}	: <i>Sforzo di taglio di calcolo relativo alla combinazione più gravosa a taglio, agente su 1 metro di muro o su tutta la sezione se si tratta di contrafforti o cordoli. Positivo se diretto verso sinistra (lembo più a valle)</i>
V_{rdu c}	: <i>Taglio resistente ultimo di calcolo per il meccanismo resistente affidato al calcestruzzo</i>
V_{rdu s}	: <i>Taglio resistente ultimo di calcolo per il meccanismo resistente affidato alle staffe</i>
A_{sta}	: <i>Area di staffe necessaria nel concio precedente la sezione</i>
Verif.	: <i>Indicazione soddisfacimento delle verifiche di resistenza</i>

VERIFICHE FESSURAZIONE MURI

Muro N.	: <i>Numero del muro</i>
Ele	: <i>Tipo di elemento verificato</i>
Tipo Comb	: <i>Tipo di combinazione di carico</i>
Cmb fes	: <i>Combinazione di carico più gravosa a fessurazione, tra quelle del tipo considerato</i>
Sez. fes	: <i>Sezione dell'elemento in cui risulta più gravosa la verifica a fessurazione</i>
N fes	: <i>Sforzo normale di calcolo in corrispondenza della sezione considerata</i>
M fes	: <i>Momento flettente di calcolo in corrispondenza della sezione considerata</i>
Dist.	: <i>Distanza media tra le fessure in condizioni di esercizio</i>
W ese	: <i>Ampiezza media delle fessure in condizioni di esercizio</i>

Calcoli di dimensionamento muretto perimetrale Porto Calabernardo - Noto

W max : Ampiezza massima limite tra le fessure
Verifica : Indicazione soddisfacimento delle verifiche

VERIFICHE TENSIONI DI ESERCIZIO MURI

Muro N. : Numero del muro
Ele : Tipo di elemento verificato
Tipo Comb : Tipo di combinazione di carico
Cmb $\acute{a}c$: Combinazione di carico piú gravosa per le tensioni nel calcestruzzo, tra quelle del tipo considerato
Sez. σ_c : Sezione del palo nella quale la verifica della tensione nel calcestruzzo è piú gravosa
N σ_c : Sforzo normale di calcolo in corrispondenza della sezione considerata
M σ_c : Momento flettente di calcolo in corrispondenza della sezione considerata
 σ_c : Tensione massima nel calcestruzzo in condizioni di esercizio
 σ_c max : Tensione massima limite nel calcestruzzo
Cmb σ_f : Combinazione di carico piú gravosa per le tensioni nell'acciaio, tra quelle del tipo considerato
Sez. σ_f : Sezione del palo nella quale la verifica della tensione nell'acciaio è piú gravosa
N σ_f : Sforzo normale di calcolo in corrispondenza della sezione considerata
M σ_f : Momento flettente di calcolo in corrispondenza della sezione considerata
 σ_f : Tensione massima nell'acciaio in condizioni di esercizio
 σ_f max : Tensione massima limite nell'acciaio
Verifica : Indicazione soddisfacimento delle verifiche

CEDIMENTI VERTICALI TERRENO DI MONTE

Tipo Comb : Tipo di combinazione di carico
Comb n. : Numero della combinazione associata al tipo di combinazione
Sp.muro : Spostamento rigido residuo del muro per traslazione
Volume : Volume del terreno deformato dallo spostamento rigido
Dist.max : Distanza massima orizzontale dal muro alla quale si annullano i cedimenti
Ced.0/4 : Cedimento verticale a ridosso del muro

Calcoli di dimensionamento muretto perimetrale Porto Calabernardo - Noto

Ced.1/4 : *Cedimento verticale ad 1/4 della distanza massima*

Ced.2/4 : *Cedimento verticale a 2/4 della distanza massima*

Ced.3/4 : *Cedimento verticale a 3/4 della distanza massima*

Calcoli di dimensionamento muretto perimetrale Porto Calabernardo - Noto

DATI DI CALCOLO			
PARAMETRI SISMICI			
Vita Nominale (Anni)	50	Classe d' Uso	TERZA
Longitudine Est (Grd)	15,13794	Latitudine Nord (Grd)	36,87119
Categoria Suolo	B	Coeff. Condiz. Topogr.	1,00000
Probabilita' Pvr (SLV)	0,10000	Periodo Ritorno Anni (SLV)	712,00000
Accelerazione Ag/g (SLV)	0,22500	Fattore Stratigrafia 'S'	1,18833
Probabilita' Pvr (SLD)	0,63000	Periodo Ritorno Anni (SLD)	75,00000
Accelerazione Ag/g (SLD)	0,05800	-----	
TEORIE DI CALCOLO			
Verifiche effettuate con il metodo degli stati limite ultimi			
Portanza dei pali calcolata con la teoria di Norme A.G.I.			
Portanza terreno di fondazione calcolata con la teoria di Brinch-Hansen			
CRITERI DI CALCOLO			
Non e' considerata l'azione sismica dovuta ai sovraccarichi sul terrapieno.			
Non e' considerata l'azione sismica dovuta alle forze applicate al muro.			
Non si tiene conto dell'effetto stabilizzante delle forze applicate al muro.			
Rapporto tra il taglio medio e quello nel palo piu' caricato:			1,00
Coeff. maggiorativo diametro perforazione per micropali			1,20
Percentuale spinta a valle per la verifica a scorrimento			50
Percentuale spinta a valle per la verifica a ribaltam.			0
Percentuale spinta a valle per la verifica in fondazione			100
Percentuale spinta a valle per calcolo sollecitazioni			100
COEFFICIENTI PARZIALI GEOTECNICA			
		TABELLA M1	TABELLA M2
Tangente Resist. Taglio		1,00	1,25
Peso Specifico		1,00	1,00
Coesione Efficace (c'k)		1,00	1,25
Resist. a taglio NON drenata (cuk)		1,00	1,40
Tipo Approccio		Combinazione Unica: (A1+M1+R3)	
Tipo di fondazione		Superficiale	
	COEFFICIENTI R3	R3 STATICI	R3 SISMICI
Capacita' Portante		1,40	1,20
Scorrimento		1,10	1,00
Ribaltamento		1,15	1,00
Resist. Terreno Valle		1,40	1,20
Resist. alla Base			1,35
Resist. Lat. a Compr.			1,35
Resist. Lat. a Traz.			1,25
Carichi Trasversali			1,30

CARATTERISTICHE MATERIALI			
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI			
CARATTERISTICHE C. A. ELEVAZIONE			
Classe Calcestruzzo	C30/37	Classe Acciaio	B450C
Modulo Elastico CLS	328365 kg/cmq	Modulo Elastico Acc	2100000 kg/cmq
Coeff. di Poisson	0,2	Tipo Armatura	POCO SENSIBILI
Resist.Car. CLS 'fck'	300,0 kg/cmq	Tipo Ambiente	AGGRESS. XD1/XS1
Resist. Calcolo 'fcd'	170,0 kg/cmq	Resist.Car.Acc 'fyk'	4500,0 kg/cmq
Tens. Max. CLS 'rcd'	170,0 kg/cmq	Tens. Rott.Acc 'ftk'	4500,0 kg/cmq
Def.Lim.El. CLS 'eco'	0,20 %	Resist. Calcolo'fyd'	3913,0 kg/cmq
Def.Lim.Ult CLS 'ecu'	0,35 %	Def.Lim.Ult.Acc'eyu'	1,00 %
Fessura Max.Comb.Rare	mm	Sigma CLS Comb.Rare	180,0 kg/cmq
Fessura Max.Comb.Perm	0,2 mm	Sigma CLS Comb.Perm	135,0 kg/cmq
Fessura Max.Comb.Freq	0,3 mm	Sigma Acc Comb.Rare	3600,0 kg/cmq
Peso Spec.CLS Armato	2500 kg/mc	Copriferro Netto	3,5 cm
CARATTERISTICHE C. A. FONDAZIONE			
Classe Calcestruzzo	C30/37	Classe Acciaio	B450C
Modulo Elastico CLS	328365 kg/cmq	Modulo Elastico Acc	2100000 kg/cmq
Coeff. di Poisson	0,2	Tipo Armatura	POCO SENSIBILI

Calcoli di dimensionamento muretto perimetrale Porto Calabernardo - Noto

fornite per il terrapieno a monte rispetto al punto iniziale (ovvero piu' a sinistra), mentre per il terrapieno a valle sono riferite al punto piu' in basso a sinistra della fondazione.

POLIGONALE MONTE			POLIGONALE VALLE		
Vertice	Ascissa m	Ordinata m	Vertice	Ascissa m	Ordinata m
1	0,10	0,00			

DATI STRATIGR. MURO 1

STRATIGRAFIA DEL TERRENO

STRATO n.	1	:	
Spessore dello strato:			1,40 m
Angolo di attrito interno del terreno:			30 °
Angolo di attrito tra terreno e muro:			20 °
Coesione del terreno in condizioni drenate:			0,00 Kg/cmq
Adesione tra il terreno e il muro in condizioni drenate:			0,00 Kg/cmq
Peso specifico apparente del terreno in assenza di acqua:			2000 Kg/mc
Coesione del terreno in condizioni non drenate:			0,00 Kg/cmq
Adesione tra il terreno e il muro in condizioni non drenate:			0,00 Kg/cmq
Peso specifico efficace del terreno sommerso:			1000 Kg/mc
Coefficiente di Lambe per attrito negativo pali:			0,00

STRATO n.	2	:	
Spessore dello strato:			3,00 m
Angolo di attrito interno del terreno:			30 °
Angolo di attrito tra terreno e muro:			20 °
Coesione del terreno in condizioni drenate:			0,55 Kg/cmq
Adesione tra il terreno e il muro in condizioni drenate:			0,00 Kg/cmq
Peso specifico apparente del terreno in assenza di acqua:			2000 Kg/mc
Coesione del terreno in condizioni non drenate:			0,55 Kg/cmq
Adesione tra il terreno e il muro in condizioni non drenate:			0,00 Kg/cmq
Peso specifico efficace del terreno sommerso:			1000 Kg/mc
Coefficiente di Lambe per attrito negativo pali:			0,00

GEOMETRIA MURO 1

MURO A MENSOLA IN CEMENTO ARMATO

Altezza del paramento:	1,00 m
Spessore del muro in testa (sezione orizzontale):	30 cm
Scostamento della testa del muro (positivo verso monte):	0 cm
Spessore del muro alla base (sezione orizzontale):	40 cm

GEOMETRIA MURO 1

FONDAZIONE DIRETTA

Lunghezza della mensola di fondazione a valle:	50 cm
Lunghezza della mensola di fondazione a monte:	50 cm
Spessore minimo della mensola a valle:	40 cm
Spessore massimo della mensola a valle:	40 cm
Spessore minimo della mensola a monte:	40 cm
Spessore massimo della mensola a monte:	40 cm
Inclinazione del piano di posa della fondazione:	0 °
Sviluppo della fondazione:	5,0 m
Spessore del magrone:	0 cm

CARICHI MURO 1

SOVRACCARICHI SUL TERRAPIENO

SOFTWARE: C.D.W. - Computer Design of Walls - Rel.2020 - Lic. Nro: 19593

CARICHI MURO 1

SOVRACCARICHI SUL TERRAPIENO

CONDIZIONE n.	1	----
Sovraccarico uniformemente distribuito generalizzato:	0,30	t/mq
Sovraccarico uniformemente distribuito a nastro:	0,00	t/mq
Distanza dal muro del punto di inizio del carico a nastro:	0,00	m
Distanza dal muro del punto di fine del carico a nastro:	0,00	m
Sovraccarico concentrato lineare lungo lo sviluppo:	0,00	t/m
Distanza dal muro del punto di applicazione carico lineare:	0,00	m
Carico concentrato puntiforme:	0,00	t
Interasse tra i carichi puntiformi lungo lo sviluppo:	1,00	m
Distanza dal muro punto di applicazione carico puntiforme:	0,00	m
Sovraccarico uniformemente distribuito terrapieno a valle:	0,00	t/mq

COMBINAZIONI MURO 1

Cond. Num.	Descrizione Condizione
1	PERMANENTE

COMBINAZIONI MURO 1

COMBINAZIONI DI CARICO S.L.U. A1

Comb	Cond.1	Cond.2	Cond.3	Cond.4	Cond.5	Cond.6	Cond.7	Cond.8	Cond.9	Cond.10	Sisma
1	1,50										0,00
2	1,00										1,00

COMBINAZIONI MURO 1

COMBINAZIONI DI CARICO S.L.E. RARA

Comb	Cond.1	Cond.2	Cond.3	Cond.4	Cond.5	Cond.6	Cond.7	Cond.8	Cond.9	Cond.10	Sisma
1	1,00										

COMBINAZIONI MURO 1

COMBINAZIONI DI CARICO S.L.E. FREQ.

Comb	Cond.1	Cond.2	Cond.3	Cond.4	Cond.5	Cond.6	Cond.7	Cond.8	Cond.9	Cond.10	Sisma
1	1,00										

COMBINAZIONI MURO 1

COMBINAZIONI DI CARICO S.L.E. PERM.

Comb	Cond.1	Cond.2	Cond.3	Cond.4	Cond.5	Cond.6	Cond.7	Cond.8	Cond.9	Cond.10	Sisma
1	1,00										

SPINTE A MONTE MURO 1 - Tabella Combinazioni: A1

SPINTE DEL TERRAPIENO A MONTE

Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis	C sif
1	948	736	0,53	1,31	0	987	0,00	1,08	0	0	0,00	0,00	0	0	0,00	0,00	0,371	0,371	0,00
2	915	758	0,53	1,29	70	725	0,85	1,07	0	0	0,00	0,00	0	0	0,00	0,00	0,345	0,490	0,00

SPINTE A VALLE MURO 1 - Tabella Combinazioni: A1

SPINTE DEL TERRAPIENO A VALLE

Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis
1	885	26	0,18	0,03	0	139	0,00	0,27	0	0	0,00	0,00	0	0	0,00	0,00	2,927	2,93
2	787	24	0,18	0,03	-14	132	0,47	0,28	0	0	0,00	0,00	0	0	0,00	0,00	2,933	2,60

SPINTE A MONTE MURO 1 - Tabella Combinazioni: Rare

SPINTE DEL TERRAPIENO A MONTE

Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis	C sif
1	710	549	0,52	1,31	0	750	0,00	1,08	0	0	0,00	0,00	0	0	0,00	0,00	0,371	0,371	0,00

SPINTE A VALLE MURO 1 - Tabella Combinazioni: Rare

SPINTE DEL TERRAPIENO A VALLE

Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis
1	885	26	0,18	0,03	0	139	0,00	0,27	0	0	0,00	0,00	0	0	0,00	0,00	2,927	2,93

Calcoli di dimensionamento muretto perimetrale Porto Calabernardo - Noto

SPINTE A MONTE MURO 1 - Tabella Combinazioni: Freq.

SPINTE DEL TERRAPIENO A MONTE																			
Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis	C sis
1	710	549	0,52	1,31	0	750	0,00	1,08	0	0	0,00	0,00	0	0	0,00	0,00	0,371	0,371	0,00

SPINTE A VALLE MURO 1 - Tabella Combinazioni: Freq.

SPINTE DEL TERRAPIENO A VALLE																			
Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis	C sis
1	885	26	0,18	0,03	0	139	0,00	0,27	0	0	0,00	0,00	0	0	0,00	0,00	2,927	2,93	

SPINTE A MONTE MURO 1 - Tabella Combinazioni: Perm.

SPINTE DEL TERRAPIENO A MONTE																			
Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis	C sis
1	710	549	0,52	1,31	0	750	0,00	1,08	0	0	0,00	0,00	0	0	0,00	0,00	0,371	0,371	0,00

SPINTE A VALLE MURO 1 - Tabella Combinazioni: Perm.

SPINTE DEL TERRAPIENO A VALLE																			
Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis	C sis
1	885	26	0,18	0,03	0	139	0,00	0,27	0	0	0,00	0,00	0	0	0,00	0,00	2,927	2,93	

SPINTE A MONTE MURO 1 - Tabella Combinazioni: SLD

SPINTE DEL TERRAPIENO A MONTE																			
Cmb n.	Fx tot Kg/m	Fy tot Kg/m	H tot m	X tot m	Fx tp Kg/m	Fy tp Kg/m	H tp m	X tp m	Fx esp Kg/m	Fy esp Kg/m	H esp m	X esp m	Fx w Kg	Fy w Kg	H w m	X w m	K sta	K sis	C sis
2	771	609	0,52	1,30	24	743	0,86	1,08	0	0	0,00	0,00	0	0	0,00	0,00	0,365	0,406	0,00

VERIFICHE STABILITA' MURO 1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Combinazione di carico piu' svantaggiosa:	2	A1
Momento forze ribaltanti complessivo:	647	Kgm/m
Momento stabilizzante forze peso e carichi:	3288	Kgm/m
Momento stabilizzante massimo dovuto ai tiranti:	0	Kgm/m
Coefficiente sicurezza minimo al ribaltamento:	5,08	----

LA VERIFICA RISULTA SODDISFATTA

VERIFICHE STABILITA' MURO 1

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Combinazione di carico piu' svantaggiosa:	2	A1
Risultante forze che attivano lo scorrimento:	1222	Kg/m
Risultante forze che si oppongono allo scorrimento:	1677	Kg/m
Forza dei tiranti che si oppone allo scorrimento:	0	Kg/m
Coefficiente sicurezza minimo allo scorrimento:	1,37	----

LA VERIFICA RISULTA SODDISFATTA

SOLLECITAZIONI MURO 1 - Tabella Combinazioni: A1

SOLLECITAZIONI MURO							
Cmb N.r	Tipo di Elemento	Sez. N.ro	Distanza cm	Angolo °	N Kg	M Kgm	T Kg
1	MENS.FOND.MONTE	1	0	90,0	399	-4	-145
		2	30	90,0	385	-44	-128
		3	50	90,0	376	-65	-112
1	MENS.FOND.VALLE	1	0	-90,0	0	0	0
		2	30	-90,0	14	-36	-287
		3	50	-90,0	23	-119	-571
1	PARAMENTO	1	0	0,0	0	0	0
		2	30	0,0	236	8	79
		3	60	0,0	495	48	232
		4	90	0,0	776	140	458
		5	100	0,0	875	186	549

SOLLECITAZIONI MURO 1 - Tabella Combinazioni: A1

SOLLECITAZIONI MURO							
Cmb N.r	Tipo di Elemento	Sez. N.ro	Distanza cm	Angolo °	N Kg	M Kgm	T Kg
2	MENS.FOND.MONTE	1	0	90,0	387	-4	-141

SOLLECITAZIONI MURO 1 - Tabella Combinazioni: A1

SOLLECITAZIONI MURO							
Cmb N.r	Tipo di Elemento	Sez. N.ro	Distanza cm	Angolo °	N Kg	M Kgm	T Kg
2	MENS.FOND.VALLE	2	30	90,0	323	-61	-350
		3	50	90,0	280	-128	-444
		1	0	-90,0	0	0	0
2	PARAMENTO	2	30	-90,0	65	-42	-416
		3	50	-90,0	108	-143	-727
		1	0	0,0	0	0	0
		2	30	0,0	224	13	109
		3	60	0,0	470	67	300
		4	90	0,0	737	187	573
		5	100	0,0	831	245	682

SOLLECITAZIONI MURO 1 - Tabella Combinazioni: Rare

SOLLECITAZIONI MURO							
Cmb N.r	Tipo di Elemento	Sez. N.ro	Distanza cm	Angolo °	N Kg	M Kgm	T Kg
1	MENS.FOND.MONTE	1	0	90,0	302	-3	-110
		2	30	90,0	300	-33	-107
		3	50	90,0	299	-58	-149
1	MENS.FOND.VALLE	1	0	-90,0	0	0	0
		2	30	-90,0	2	-37	-268
		3	50	-90,0	3	-114	-517
1	PARAMENTO	1	0	0,0	0	0	0
		2	30	0,0	236	5	57
		3	60	0,0	495	32	170
		4	90	0,0	776	98	339
		5	100	0,0	875	131	408

SOLLECITAZIONI MURO 1 - Tabella Combinazioni: Freq.

SOLLECITAZIONI MURO							
Cmb N.r	Tipo di Elemento	Sez. N.ro	Distanza cm	Angolo °	N Kg	M Kgm	T Kg
1	MENS.FOND.MONTE	1	0	90,0	302	-3	-110
		2	30	90,0	300	-33	-107
		3	50	90,0	299	-58	-149
1	MENS.FOND.VALLE	1	0	-90,0	0	0	0
		2	30	-90,0	2	-37	-268
		3	50	-90,0	3	-114	-517
1	PARAMENTO	1	0	0,0	0	0	0
		2	30	0,0	236	5	57
		3	60	0,0	495	32	170
		4	90	0,0	776	98	339
		5	100	0,0	875	131	408

SOLLECITAZIONI MURO 1 - Tabella Combinazioni: Perm.

SOLLECITAZIONI MURO							
Cmb N.r	Tipo di Elemento	Sez. N.ro	Distanza cm	Angolo °	N Kg	M Kgm	T Kg
1	MENS.FOND.MONTE	1	0	90,0	302	-3	-110
		2	30	90,0	300	-33	-107
		3	50	90,0	299	-58	-149
1	MENS.FOND.VALLE	1	0	-90,0	0	0	0
		2	30	-90,0	2	-37	-268
		3	50	-90,0	3	-114	-517
1	PARAMENTO	1	0	0,0	0	0	0
		2	30	0,0	236	5	57
		3	60	0,0	495	32	170
		4	90	0,0	776	98	339

Calcoli di dimensionamento muretto perimetrale Porto Calabernardo - Noto

SOLLECITAZIONI MURO 1 - Tabella Combinazioni: Perm.

SOLLECITAZIONI MURO							
Cmb N.r	Tipo di Elemento	Sez. N.ro	Distanza cm	Angolo °	N Kg	M Kgm	T Kg
		5	100	0,0	875	131	408

VERIFICHE MURO 1

VERIFICHE DI RESISTENZA MURO																						
Sez N.	El em	Dist cm	H cm	B cm	Xg cm	Yg cm	Ang °	Cmb Fle	Nsdu Kg	Mdsu Kgm	A sin cmq	A des cmq	An. s °	An. d °	Nrdu Kg	Mrdu Kgm	Cmb tag	Vsdu Kg	Vrdu c Kg	Vrdu s Kg	A sta cmq/m	Verif.
1	1	0	30	100	75	140	0	1	0	0	0,0	0,0	6	0	0	0	1	0	0	0	0	OK
2	1	30	33	100	74	110	0	2	224	13	6,3	6,3	6	0	224	6940	2	109	13736	0	0	OK
3	1	60	36	100	72	80	0	2	470	67	6,3	6,3	6	0	470	7678	2	300	14668	0	0	OK
4	1	90	39	100	71	50	0	2	737	187	6,3	6,3	6	0	737	8434	2	573	15582	0	0	OK
5	1	100	40	100	70	40	0	2	831	245	6,3	6,3	6	0	831	8690	2	682	15883	0	0	OK

VERIFICHE MURO 1

VERIFICHE DI RESISTENZA MURO																						
Sez N.	El em	Dist cm	H cm	B cm	Xg cm	Yg cm	Ang °	Cmb Fle	Nsdu Kg	Mdsu Kgm	A sin cmq	A des cmq	An. s °	An. d °	Nrdu Kg	Mrdu Kgm	Cmb tag	Vsdu Kg	Vrdu c Kg	Vrdu s Kg	A sta cmq/m	Verif.
1	4	0	40	100	0	20	-90	1	0	0	0,0	0,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	OK
2	4	30	40	100	30	20	-90	2	65	-42	2,6	2,6	0	0	65	2783	2	-416	58223	0	0	OK
3	4	50	40	100	50	20	-90	2	108	-143	2,6	2,6	0	0	108	2795	2	-727	58223	0	0	OK

VERIFICHE MURO 1

VERIFICHE DI RESISTENZA MURO																						
Sez N.	El em	Dist cm	H cm	B cm	Xg cm	Yg cm	Ang °	Cmb Fle	Nsdu Kg	Mdsu Kgm	A sin cmq	A des cmq	An. s °	An. d °	Nrdu Kg	Mrdu Kgm	Cmb tag	Vsdu Kg	Vrdu c Kg	Vrdu s Kg	A sta cmq/m	Verif.
1	5	0	40	100	140	20	90	1	399	-4	0,0	0,0	0	0	0	0	1	-145	0	0	0	OK
2	5	30	40	100	110	20	90	2	323	-61	2,6	2,6	0	0	323	2853	2	-350	58223	0	0	OK
3	5	50	40	100	90	20	90	2	280	-128	2,6	2,6	0	0	280	2842	2	-444	58223	0	0	OK

VERIFICHE MURO 1

FESSURAZIONE MURI										
Muro N.	Ele	Tipo Comb	Cmb fes	Sez. fes	N fes Kg	M fes Kgm	Dist. cm	Wcalc mm	W Lim mm	Verifica
1	5	Freq	1	3	299	-58	43	0,00	0,30	OK
		Perm	1	3	299	-58	43	0,00	0,20	OK
1	4	Freq	1	3	3	-114	43	0,04	0,30	OK
		Perm	1	3	3	-114	43	0,04	0,20	OK
1	1	Freq	1	5	875	131	25	0,00	0,30	OK
		Perm	1	5	875	131	25	0,00	0,20	OK

VERIFICHE MURO 1

TENSIONI DI ESERCIZIO MURI															
Muro N.	Ele	Tipo Comb	Cmb σc	Sez. σc	N σc Kg	M σc Kgm	σc Kg/cmq	σc max Kg/cmq	Cmb σf	Sez. σf	N σf Kg	M σf Kgm	σf Kg/cmq	σf max Kg/cmq	Verifica
1	5	rara	1	3	299	-58	0,6	180,0	1	3	299	-58	10	3600	OK
		perm	1	3	299	-58	0,6	135,0							OK
1	4	rara	1	3	3	-114	1,9	180,0	1	3	3	-114	125	3600	OK
		perm	1	3	3	-114	1,9	135,0							OK
1	1	rara	1	5	875	131	0,9	180,0	1	5	875	131	6	3600	OK
		perm	1	5	875	131	0,9	135,0							OK

VERIFICA PORTANZA MURO 1

VERIFICHE PORTANZA FONDAZIONE

Numero dello strato corrispondente alla fondazione:	2	---
Combinazione di carico piu' gravosa:	1	A1
Scarico complessivo ortogonale al piano di posa:	4,16	t/m
Scarico complessivo parallelo al piano di posa:	0,06	t/m
Eccentricita' dello scarico lungo il piano di posa:	0,10	m
Larghezza della fondazione:	1,40	m
Lunghezza della fondazione:	5,00	m
Valore efficace della larghezza:	1,20	m

VERIFICA PORTANZA MURO 1			
VERIFICHE PORTANZA FONDAZIONE			
Peso specifico omogeneizzato del terreno:		2000	Kg/mc
Pressione verticale dovuta al peso del terrapieno a valle :		1,10	t/mq
VERIFICA IN CONDIZIONI DRENATE			
Fattori di capacita' portante: Ng =	20,9351	Nq = 18,4011	Nc = 30,1396
Fattori di forma: Sg =	1,0718	Sq = 1,0718	Sc = 1,1436
Fattori di profondita: Dg =	1,0000	Dq = 1,1236	Dc = 1,1307
Fattori inclinazione carico: Ig =	0,9579	Iq = 0,9727	Ic = 0,9711
Fattori inclinazione base: Bg =	1,0000	Bq = 1,0000	Bc = 1,0000
Fattori incl. piano campagna: Gg =	1,0000	Gq = 1,0000	Gc = 1,0000
Pressione media limite:		261,35	t/mq
Sforzo normale limite:		223,42	t/m
Coefficiente di sicurezza: (Sf.Norm.Lim/Scar.Compl.Ortog.)		53,67	---
VERIFICA IN CONDIZIONI NON DRENATE			
Fattore di capacita' portante: Nco =	5,1416	Nqo =	1,0000
Fattore di forma: Sco =	1,0479	Sqo =	1,0000
Fattore di profondita: Dco =	1,1838	Dqo =	1,0000
Fattore inclinazione carico: Ico =	0,9966	Iqo =	1,0000
Fattore inclinazione base: Bco =	1,0000	Bqo =	1,0000
Fattore incl. piano campagna: Gco =	1,0000	Gqo =	1,0000
Pressione media limite in condizioni non drenate:		36,06	t/mq
Sforzo normale limite in condizioni non drenate:		30,83	t/m
Coefficiente di sicurezza in condizioni non drenate:		7,40	
LA VERIFICA RISULTA SODDISFATTA			
VERIFICHE CEDIMENTI SLD			
Combinazione di carico SLD piu' gravosa:			2
Scarico complessivo ortogonale al piano di posa:		3,59	t/m
Sforzo normale limite in condizioni drenate:		165,67	t/m
Coefficiente di sicurezza in condizioni drenate:		46,14	
Sforzo normale limite in condizioni NON drenate:		36,84	t/m
Coefficiente di sicurezza in condizioni NON drenate:		10,26	
LA VERIFICA RISULTA			SODDISFATTA

CEDIMENTI TERRENO A MONTE - MURO N.1								
Tipo comb.	Comb. nro	Sp.muro mm	Volume mc	DistMax m	Ced.0/4 mm	Ced.1/4 mm	Ced.2/4 mm	Ced.3/4 mm
SLD	2	0,4	0,000	2,41	0,8	0,5	0,2	0,1

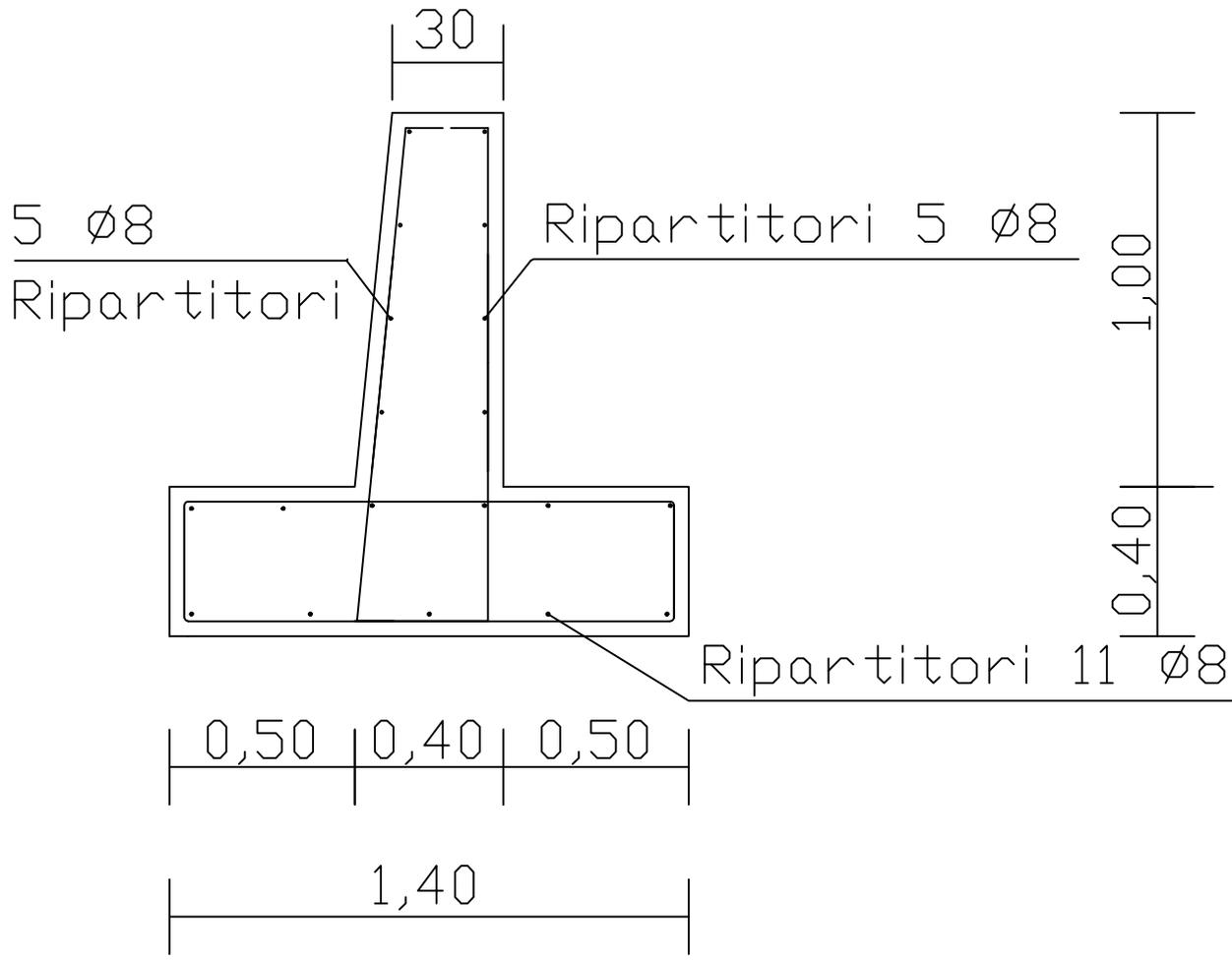
COMPUTO MATERIALI MURO 1		
COMPUTO DEI MATERIALI		
Volume di calcestruzzo per metro di muro:	0,910	mc/m
Peso di acciaio per metro di muro:	37,7	Kg/m
Superficie casseforme per metro di muro:	2,8	mq/m
Sviluppo complessivo del muro:	5,00	m
Volume di calcestruzzo complessivo per il muro:	4,550	mc
Peso di acciaio complessivo per il muro:	188,6	Kg
Superficie casseforme complessiva per il muro:	14,0	mq
Rapporto peso acciaio / volume calcestruzzo del muro:	41,4	Kg/mc

COMPUTO MATERIALI MURO 1		
DISTINTA DELLE ARMATURE		
- Diametro ϕ	8	mm
Sviluppo complessivo barre per metro di muro:	18,90	m/m
Peso totale barre per metro di muro:	7,5	Kg/m
- Diametro ϕ	10	mm
Sviluppo complessivo barre per metro di muro:	12,40	m/m

COMPUTO MATERIALI MURO 1

DISTINTA DELLE ARMATURE

Peso totale barre per metro di muro:	7,6	Kg/m
- Diametro ϕ	12	mm
Sviluppo complessivo barre per metro di muro:	25,45	m/m
Peso totale barre per metro di muro:	22,6	Kg/m



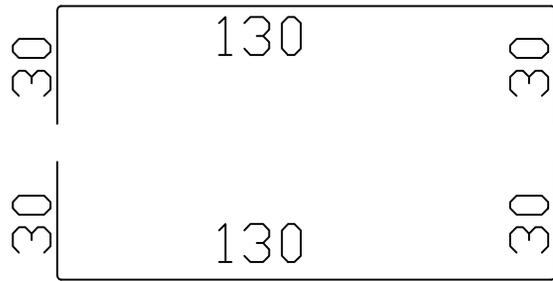
$\frac{\text{Ø}12/18 \quad L_{\text{tot}}=107}{98}$

$\frac{92}{\text{Ø}12/18 \quad L_{\text{tot}}=102}$

$\frac{92}{\text{Ø}12/18 \quad L_{\text{tot}}=101}$

$\frac{98}{36 \quad \text{Ø}12/18 \quad L_{\text{tot}}=134}$

$\frac{30}{\text{Ø}10/30 \quad L_{\text{tot}}=193}$



$\frac{30}{\text{Ø}10/30 \quad L_{\text{tot}}=193}$

ESECUTIVO