CITTA' METROPOLITANA DI GENOVA

DIREZIONE TERRITORIO E MOBILITA'

UFFICIO PROGRAMMAZIONE E COORDINAMENTO VIABILITA'

UFFICIO LAVORI PUBBLICI

CODICE COMMESSA: 04/17-BP

S.P. 3 di CROCETTA D'ORERO

Riqualificazione e messa in sicurezza delle infrastrutture stradali della CM di Genova, per il miglioramento della mobilità pubblica e privata, per il collegamento tra i centri abitati, per la fruibilità dell'entroterra

Lavori di sistemazione, consolidamento del corpo stradale, del disciplinamento delle acque e delle delimitazioni marginali in Comune di Serra Riccò

PROGETTO ESECUTIVO

RELAZIONE DI CALCOLO

REDATTO DA: Ing. Marco RAVERA	I PROGETTISTI: Ing. Marco RAVERA	ALLEGATO 3 TAVOLA N°
ASSISTENZA ALLA PROGETTAZIONE:	IL RESPONSABILE D'UFFICIO: Dott. Ing. Stefano Belfiore IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO: Dott. Ing. Stefano Belfiore	SCALA DATA 12-01-2018

CONTROLLATO	SIGLA RVR	DATA 15-01-2018	AGGIORNATO	SIGLA	DATA
APPROVATO	SIGLA BLF	DATA 15-01-2018	AGGIORNATO	SIGLA	DATA

INDICE

A. RELAZIONE ILLUSTRATIVA	pag. 2
B. NORMATIVE DI RIFERIMENTO	pag. 3
C. RELAZIONE ILLUSTRATIVA SUI MATERIALI	pag. 4
D. IPOTESI DI CALCOLO	pag. 5
E. RELAZIONE GEOTECNICA E DELLE FONDAZIONI	pag. 6
F. DATI SISMICI	pag. 7
G. AZIONE SISMICA	pag. 12
H. CALCOLO DELLA SPINTA	pag. 14
CALCOLO CORDOLO KM 3+000	pag. 22

A. RELAZIONE ILLUSTRATIVA

L'intervento oggetto dalla presente relazione costituisce parte integrante del progetto di consolidamento del tratto di strada in corrispondenza del km 3+000 della SP 3 di Crocetta d'Orero in Comune di Serra Riccò.
Il progetto prevede la realizzazione di un cordolo in c.a. parzialmente a sbalzo su un muro di sostegno esistente che costituisce argine del torrente Secca in prossimità della frazione Pedemonte del Comune di Serra Riccò.

Il cordolo in c.a. di sviluppo pari a circa 160.00 m. costituisce l'allargamento della carreggiata stradale parzialmente a sbalzo sul greto del torrente Secca. Lo sbalzo massimo raggiunge un'estensione pari a circa 1.00 m dalla testa del muro esistente. Nelle more del progetto sarà realizzato un tratto di cordolo in corrispondenza della testa del restante tratto del muro di sostegno al fine di collegare la struttura e dare continuità all'opera di consolidamento e sistemazione del ciglio di valle della carreggiata stradale.

La presente relazione riassume i principali calcoli di dimensionamento e verifica dei manufatti a progetto.

Si riassumono brevemente le fasi di lavoro:

- Preparazione dell'area di cantiere;
- Scavi di sbancamento e preparazione del piano di posa;
- Getto di calcestruzzo magro di sottofondazione;
- Getto di fondazione ed elevazione continua per l'intera lunghezza come da disegni esecutivi;

Il Progettista

_____

B. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

La presente relazione è redatta in conformità alle seguenti Leggi e Normative:

- Legge nr. 1086 del 05/11/1971.
Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- Legge nr. 64 del 02/02/1974.
Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- D.M. LL.PP. del 11/03/1988.
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. LL.PP. del 14/02/1992.
Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- D.M. 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. 16 Gennaio 1996
Norme Tecniche relative ai 'Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi'
- D.M. 16 Gennaio 1996
Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche
- Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C.
Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996
- Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG.
Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996
- Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 (D.M. 14 Gennaio 2008)
- Circolare 617 del 02/02/2009
Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008.

C. RELAZIONE ILLUSTRATIVA SUI MATERIALI

Per la realizzazione dell'opera in esame si impiegheranno calcestruzzo e acciaio in accordo ai Par. 11.2 e 11.3 delle NTC2008. Nell'approccio agli stati limite, i valori di calcolo delle resistenze dei materiali per le verifiche agli SLU si ottengono dividendo il valore caratteristico della generica resistenza R_k per il coefficiente di sicurezza del materiale relativo γ:

$$R_d = R_k / \gamma$$

C.1. CALCESTRUZZO DELLE STRUTTURE

Classe C25/30, avente le seguenti caratteristiche:

$f_{cd} = \sigma_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \cdot (R_{ck} \cdot 0.83) / \gamma_c = 0.85 \cdot (24.9)/1.5 = 14.11$ MPa

$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{\ 2/3} = 2.56$ MPa

Classe di esposizione XC2 UNI EN 206-1 e classe di consistenza S4.

C.2. ACCIAIO DA C.A.

Per le armature si prevede l'impiego di un acciaio in barre del tipo B450C, come definito al punto 11.3.2.1. del Decreto Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 14 gennaio 2008 "Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni", che soddisfi le seguenti condizioni ed i seguenti rapporti minimi:

Tensione caratteristica di snervamento:	$f_{yk} \leq 450$ MPa	
Tensione caratteristica di rottura:	$f_{tk} \leq 540$ MPa	
Resistenza di calcolo:	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s \leq 450/1.15 = 391.3$ MPa	
Allungamento sotto carico massimo:	$A_{gt,k} \geq 7.5\%$	
Rapporto sulla tensione di snervamento:	$(f_y / f_{y,nom})_k \leq 1.25$	(dove $f_{y,nom} = 450$ MPa)
Rapporto rottura/snervamento:	$1.15 \leq (f_t / f_y)_k < 1.35$	

Il Direttore dei Lavori

Il Progettista

_____

_____

D. IPOTESI DI CALCOLO

Le azioni sulle strutture vengono cumulate secondo le condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche.

Il calcolo viene condotto con i metodi della scienza delle costruzioni, basati sull'ipotesi dell'elasticità lineare dei materiali. Le verifiche strutturali vengono condotte con il metodo cosiddetto "semiprobabilistico agli stati limite" di cui al punto 2.2 del Decreto Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 14 gennaio 2008 -"Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni"; le verifiche di resistenza sono state effettuate agli Stati Limite Ultimi applicando il metodo cosiddetto "dei coefficienti parziali" di cui al D.M. citato e all'Eurocodice 1 "Basi di calcolo ed azioni sulle strutture -Parte 1: basi di calcolo" -UNI ENV 1991-1.

Le verifiche geotecniche sono state condotte seguendo i criteri dell'ingegneria geotecnica (in particolare secondo il metodo dei "coefficienti di sicurezza parziali" applicato all'ingegneria geotecnica come introdotto al punto 6.2.3. del "Decreto Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 14 gennaio 2008 -Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni" e dall'Eurocodice 7 "Progettazione Geotecnica" -UNI ENV 1997-1).

Le verifiche strutturali e geotecniche agli SLU vengono condotte, conformemente al D.M. 14.1.2008, considerando due possibili approcci di calcolo e le relative combinazioni applicando opportuni coefficienti parziali sulle le azioni (A1, A2), i parametri geotecnici e la resistenza dei materiali (M1, M2) e la resistenza globale del sistema (R1, R2, R3). I calcoli riportati in relazione faranno, in genere, riferimento alla combinazione che provoca gli stati limite più gravosi per le singole strutture analizzate.

Per quanto riguarda la "vita nominale" dell'opera e la "classe d'uso" della stessa (punto 2.4 del D.M. 14/1/2008, "Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni"), è stato assunto Vn=50 anni e classe d'uso 1.

Il calcolo dei muri di sostegno viene eseguito secondo le seguenti fasi:

- Calcolo della spinta del terreno
- Verifica a ribaltamento
- Verifica a scorrimento del muro sul piano di posa
- Verifica della stabilità complesso fondazione terreno (carico limite)
- Verifica della stabilità globale

Calcolo delle sollecitazioni sia del muro che della fondazione, progetto delle armature e relative verifiche dei materiali

E. RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI

Con riferimento alla relazione geologica redatta dalla Dott.ssa Geol. Alessia Varriale, al fine del dimensionamento delle strutture da realizzarsi, vengono presi in considerazione due tipi di terreno: la coltre eluviale-colluviale ed il substrato roccioso composto dal calcare del Monte Antola

TERRENO DI RIPORTO

Peso di volume: $\gamma_C = 1.80$ t/m³

Angolo d'attrito interno: $\varphi_C = 35.0°$

Coesione: $C_C = 0$ t/m²

CALCARE DEL MONTE ANTOLA

Peso di volume: $\gamma = 1,95 – 2,25$ t/m³

angolo di attrito interno $\varphi \leq 34,5°$

Coesione: $C = 10$ t/m²

IL PROGETTISTA

_____

F. DATI SISMICI (estratto NTC)

- *Categoria di suolo*

Secondo quanto riportato al punto 3.2.2 delle NTC, si distinguono le seguenti categorie di suolo:

Categoria A : *Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi* caratterizzati da valori di Vs,30 superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.

Categoria B : *Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti* con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs,30 compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero NSPT,30 > 50 nei terreni a grana grossa e cu,30 > 250 kPa nei terreni a grana fina).

Categoria C : *Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti* con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs,30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero 15 < NSPT,30 < 50 nei terreni a grana grossa e 70 < cu,30 < 250 kPa i terreni a grana fina).

Categoria D : *Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti,* con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs,30 inferiori a 180 m/s (ovvero NSPT,30 < 15 nei terreni a grana grossa e cu,30 < 70 kPa nei terreni a grana fina).

Categoria E : *Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m,* posti sul substrato di riferimento (con Vs > 800 m/s).

- *Categoria topografica*

Al punto 3.2.2 delle NTC, si distinguono le seguenti condizioni topografiche:

Categoria	**Caratteristiche della superficie topografica**
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media i ≤ 15°
T2	**Pendii con inclinazione media i > 15°**
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media 15° ≤ i ≤ 30°
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media i > 30°

- Classe d'uso

Al punto 2.4.2 delle NTC è riportato quanto segue :
"In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classed'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica."

- *Vita nominale e Periodo di riferimento*

Con vita nominale di un'opera strutturale V_N (punto 2.4.1 delle NTC) si intende il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è precisata nella Tab. 2.4.I delle NTC che viene riportata di seguito :

Tipo di costruzione	**Vita nominale V_N (anni)**
Opere provvisorie - Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva	<= 10
Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	**≥ 50**
Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Per le azioni sismiche è necessario valutare un periodo di riferimento V_R (punto 2.4.3 delle NTC) che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U:

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in Tab. 2.4.II. delle NTC, che viene riportata di seguito:

CLASSE D'USO	I	**II**	III	IV
COEFFICIENTE CU	0,7	**1,0**	1,5	2,0

si pone V_R = 50 anni.

- *Parametri sismici caratterizzanti il sito*

All' allegato A alle norme tecniche per le costruzioni, riguardante la pericolosità sismica, si riporta quanto segue:

Le forme spettrali previste dalle NTC sono definite, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione dei tre parametri:
a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
T^*_C periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.
Tali parametri dipendono dal periodo di ritorno dell'azione sismica T_R, espresso in anni, dato dall'espressione:

$$T_R = -\frac{V_R}{1n\left(1 - P_{V_R}\right)}$$

In questa si lega il periodo di ritorno al periodo di riferimento V_R e alla grandezza P_{VR}, che rappresenta la probabilità di superamento nella vita di riferimento in relazione allo stato limite considerato.

Relativamente agli stati limite si devono considerare i seguenti.
stati limite di esercizio:
- **Stato Limite di Operatività** (SLO): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- **Stato Limite di Danno** (SLD): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

stati limite ultimi:
- **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali**;
- **Stato Limite di prevenzione del Collasso** (SLC): a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

La tabella 3.2.I delle NTC riporta i valori di P_{VR} in funzione degli stati limite.

Stato limite	**P_{VR}: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R**
SLO	81%
SLD	63%
SLV	**10%**
SLC	5%

- *Coefficienti sismici per i muri di sostegno*

L'analisi della sicurezza dei muri di sostegno in condizioni sismiche è eseguita mediante il metodo pseudostatico.

L'analisi pseudostatica si effettua mediante i metodi dell'equilibrio limite. Il modello di calcolo comprende l'opera di sostegno, il cuneo di terreno a tergo dell'opera, che si suppone in stato di equilibrio limite attivo (se la struttura può spostarsi), e gli eventuali sovraccarichi agenti sul cuneo suddetto.

Nell'analisi pseudostatica, l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Nelle verifiche allo stato limite ultimo, i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v sono definiti al paragrafo 7.11.6.2.1 delle NTC come segue:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g} \qquad\qquad k_v = \pm 0{,}5 k_h$$

dove:
a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
g = accelerazione di gravità.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione

$a_{max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot \cdot a_g$

dove:
a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.
S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al paragrafo 3.2.3.2 delle NTC:

Categoria sottosuolo	**S_S**	**C_C**
A	**1,00**	**1,00**
B	$1{,}00 \le 1{,}40 - 0{,}40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \le 1{,}20$	1,10 · (T*C)-0,20
C	$1{,}00 \le 1{,}70 - 0{,}60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \le 1{,}50$	1,05 · (T*C)-0,33

D	$0{,}90 \le 2{,}40 - 1{,}50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \le 1{,}80$	1,25 · (T*C)-0,50
E	$1{,}00 \le 2{,}00 - 1{,}10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \le 1{,}60$	1,15 · (T*C)-0,40

Categoria topografica	**Ubicazione dell'opera o dell'intervento**	**S_T**
T1	-	1,0
T2	**In corrispondenza della sommità del pendio**	**1,2**
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Nella precedente espressione, il coefficiente β_m assume i valori riportati nella seguente tabella:

	Categoria di sottosuolo	
	A	**B, C, D, E**
	βm	βm
$0{,}2 < a_g(g) \le 0{,}4$	0,31	0,31
$0{,}1 < a_g(g) \le 0{,}2$	0,29	0,24
$a_g(g) \le 0{,}1$	0,20	0,18

Per muri che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente $\square_m$ assume valore unitario.
Nel caso di muri di sostegno liberi di traslare o di ruotare intorno al piede, si può assumere che l'incremento di spinta dovuta al sisma agisca nello stesso punto di quella statica. Negli altri casi, in assenza di specifici studi si assume che tale incremento sia applicato a metà altezza del muro.
Le verifiche di sicurezza sono effettuate per i soli stati limite di SLD e SLV, rispettivamente per le verifiche agli SLE e agli SLU, in accordo con la tabella C7.1.I della Circolare n. 617 del 02.02.2009.

G. AZIONE SISMICA

L'opera, di classe d'uso 1, è situata in Provincia di Genova, su suolo di tipo A e categoria topografica T2 e si assume una vita nominale VN = 50 anni. Risultano perciò i seguenti parametri per il calcolo:

Tipo di elaborazione: *opere di sostegno*
Muro rigido: *0*

Sito in esame.
latitudine: *44,386739*
longitudine: *9,379748*
Classe: *2*
Vita nominale: *50*

Siti di riferimento

Sito 1	*ID: 17146*	*Lat: 44,3631Lon: 9,3646*	*Distanza: 2889,506*
Sito 2	*ID: 17147*	*Lat: 44,3655Lon: 9,4344*	*Distanza: 4945,888*
Sito 3	*ID: 16925*	*Lat: 44,4155Lon: 9,4311*	*Distanza: 5179,416*
Sito 4	*ID: 16924*	*Lat: 44,4131Lon: 9,3612*	*Distanza: 3276,892*

Parametri sismici
Categoria sottosuolo: *A*
Categoria topografica: *T1*
Periodo di riferimento: *50anni*
Coefficiente cu: *1*

Operatività (SLO):

Probabilità di superamento:	*81*	*%*
Tr:	*30*	*[anni]*
ag:	*0,037 g*	
Fo:	*2,499*	
Tc:*	*0,210*	*[s]*

Danno (SLD):

Probabilità di superamento:	*63*	*%*
Tr:	*50*	*[anni]*
ag:	*0,047 g*	
Fo:	*2,479*	
Tc:*	*0,235*	*[s]*

Salvaguardia della vita (SLV):

Probabilità di superamento:	*10*	*%*
Tr:	*475*	*[anni]*
ag:	*0,119 g*	
Fo:	*2,425*	
Tc:*	*0,284*	*[s]*

Prevenzione dal collasso (SLC):

Probabilità di superamento:	*5*	*%*
Tr:	*975*	*[anni]*
ag:	*0,155 g*	
Fo:	*2,386*	
Tc:*	*0,291*	*[s]*

Coefficienti Sismici
SLO:
Ss: *1,000*
Cc: *1,000*

St: 1,000
Kh: 0,007
Kv: 0,004
Amax: 0,360
Beta: 0,200

SLD:

Ss: 1,000
Cc: 1,000
St: 1,000
Kh: 0,009
Kv: 0,005
Amax: 0,457
Beta: 0,200

SLV:

Ss: 1,000
Cc: 1,000
St: 1,000
Kh: 0,034
Kv: 0,017
Amax: 1,162
Beta: 0,290

SLC:

Ss: 1,000
Cc: 1,000
St: 1,000
Kh: 0,045
Kv: 0,022
Amax: 1,517
Beta: 0,290

Le coordinate espresse in questo file sono in ED50
Geostru software - www.geostru.com

Coordinate WGS84
latitudine: 44.385780
longitudine: 9.378713

H. CALCOLO DELLA SPINTA

Valori caratteristici e valori di calcolo

Effettuando il calcolo tramite gli Eurocodici è necessario fare la distinzione fra i parametri caratteristici ed i valodi di calcolo (o di progetto) sia delle azioni che delle resistenze.
I valori di calcolo si ottengono dai valori caratteristici mediante l'applicazione di opportuni coefficienti di sicurezza parziali γ. In particolare si distinguono combinazioni di carico di tipo **A1-M1** nelle quali vengono incrementati i carichi permanenti e lasciati inalterati i parametri di resistenza del terreno e combinazioni di carico di tipo **A2-M2** nelle quali vengono ridotti i parametri di resistenza del terreno e lasciati inalterati i carichi.
Operando in tal modo si ottengono valori delle spinte (azioni) maggiorate e valori di resistenza ridotti e pertanto nelle verifiche globali è possibile fare riferimento a coefficienti di sicurezza unitari.

Metodo di Culmann

Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb. La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il coefficiente di spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di Coulomb, risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso spingente. Il metodo di Culmann, nato come metodo essenzialmente grafico, si è evoluto per essere trattato mediante analisi numerica (noto in questa forma come metodo del cuneo di tentativo). Come il metodo di Coulomb anche questo metodo considera una superficie di rottura rettilinea.
I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:
- si impone una superficie di rottura (angolo di inclinazione ρ rispetto all'orizzontale) e si considera il cuneo di spinta delimitato dalla superficie di rottura stessa, dalla parete su cui si calcola la spinta e dal profilo del terreno;
- si valutano tutte le forze agenti sul cuneo di spinta e cioè peso proprio *(W)*, carichi sul terrapieno, resistenza per attrito e per coesione lungo la superficie di rottura *(R e C)* e resistenza per coesione lungo la parete *(A)*;
- dalle equazioni di equilibrio si ricava il valore della spinta S sulla parete.

Questo processo viene iterato fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta massima.
La convergenza non si raggiunge se il terrapieno risulta inclinato di un angolo maggiore dell'angolo d'attrito del terreno.
Nei casi in cui è applicabile il metodo di Coulomb (profilo a monte rettilineo e carico uniformemente distribuito) i risultati ottenuti col metodo di Culmann coincidono con quelli del metodo di Coulomb.
Le pressioni sulla parete di spinta si ricavano derivando l'espressione della spinta S rispetto all'ordinata *z*. Noto il diagramma delle pressioni è possibile ricavare il punto di applicazione della spinta.

Spinta in presenza di sisma

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Mononobe-Okabe (cui fa riferimento la Normativa Italiana).
La Normativa Italiana suggerisce di tener conto di un incremento di spinta dovuto al sisma nel modo seguente.
Detta ε l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e β l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta *S'* considerando un'inclinazione del terrapieno e della parte pari a

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta$$

$$\beta' = \beta + \theta$$

dove $\theta = \mathrm{arctg}(k_h/(1 \pm k_v))$ essendo k_h il coefficiente sismico orizzontale e k_v il coefficiente sismico verticale, definito in funzione di k_h.
In presenza di falda a monte, θ assume le seguenti espressioni:

Terreno a bassa permeabilità

$$\theta = \mathrm{arctg}[(\gamma_{sat}/(\gamma_{sat}-\gamma_w))*(k_h/(1 \pm k_v))]$$

Terreno a permeabilità elevata

$$\theta = \mathrm{arctg}[(\gamma/(\gamma_{sat}-\gamma_w))*(k_h/(1 \pm k_v))]$$

Detta *S* la spinta calcolata in condizioni statiche l'incremento di spinta da applicare è espresso da

$$\Delta S = AS' - S$$

dove il coefficiente *A* vale

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2\beta\cos\theta}$$

In presenza di falda a monte, nel coefficiente *A* si tiene conto dell'influenza dei pesi di volume nel calcolo di θ.
Adottando il metodo di Mononobe-Okabe per il calcolo della spinta, il coefficiente *A* viene posto pari a 1.
Tale incremento di spinta è applicato a metà altezza della parete di spinta nel caso di forma rettangolare del diagramma di incremento sismico, allo stesso punto di applicazione della spinta statica nel caso in cui la forma del diagramma di incremento sismico è uguale a quella del diagramma statico.
Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali e verticali che si destano per effetto del sisma. Tali forze vengono valutate come

$$F_{iH} = k_h W \qquad F_{iV} = \pm k_v W$$

dove *W* è il peso del muro, del terreno soprastante la mensola di monte ed i relativi sovraccarichi e va applicata nel baricentro dei pesi.
Il metodo di Culmann tiene conto automaticamente dell'incremento di spinta. Basta inserire nell'equazione risolutiva la forza d'inerzia del cuneo di spinta. La superficie di rottura nel caso di sisma risulta meno inclinata della corrispondente superficie in assenza di sisma.

Verifica a ribaltamento

La verifica a ribaltamento consiste nel determinare il momento risultante di tutte le forze che tendono a fare ribaltare il muro (momento ribaltante M_r) ed il momento risultante di tutte le forze che tendono a stabilizzare il muro (momento stabilizzante M_s) rispetto allo spigolo a valle della fondazione e verificare che il rapporto M_s/M_r sia maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_r.
Eseguendo il calcolo mediante gli eurocodici si puo impostare $\eta_r >= 1.0$.

Deve quindi essere verificata la seguente diseguaglianza

$$\frac{M_s}{M_r} >= \eta_r$$

Il momento ribaltante M_r è dato dalla componente orizzontale della spinta *S*, dalle forze di inerzia del muro e del terreno gravante sulla fondazione di monte (caso di presenza di sisma) per i rispettivi bracci. Nel momento stabilizzante interviene il peso del muro (applicato nel baricentro) ed il peso del terreno gravante sulla fondazione di monte. Per quanto riguarda invece la componente verticale della spinta essa sarà stabilizzante se l'angolo d'attrito terra-muro δ è positivo, ribaltante se δ è negativo. δ è positivo quando è il terrapieno che scorre rispetto al muro, negativo quando è il muro che tende a scorrere rispetto al terrapieno (questo può essere il caso di una spalla da ponte gravata da carichi notevoli). Se sono presenti dei tiranti essi contribuiscono al momento stabilizzante.
Questa verifica ha significato solo per fondazione superficiale e non per fondazione su pali.

Verifica a scorrimento

Per la verifica a scorrimento del muro lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere il muro deve essere minore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza. La verifica a scorrimento sisulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento F_r e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere il muro F_s risulta maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_s
Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_s >= 1.0$

$$\frac{F_r}{F_s} >= \eta_s$$

Le forze che intervengono nella F_s sono: la componente della spinta parallela al piano di fondazione e la componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione.
La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Detta *N* la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e indicando con δ_f l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con c_a l'adesione terreno-fondazione e con B_r la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

$$F_r = N \operatorname{tg} \delta_f + c_a B_r$$

La Normativa consente di computare, nelle forze resistenti, una aliquota dell'eventuale spinta dovuta al terreno posto a valle del muro. In tal caso, però, il coefficiente di sicurezza deve essere aumentato opportunamente. L'aliquota di spinta passiva che si può considerare ai fini della verifica a scorrimento non può comunque superare il 50 percento.
Per quanto riguarda l'angolo d'attrito terra-fondazione, δ_f, diversi autori suggeriscono di assumere un valore di δ_f pari all'angolo d'attrito del terreno di fondazione.

Verifica al carico limite

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi dal muro sul terreno di fondazione deve essere superiore a η_q. Cioè, detto Q_u, il carico limite ed *R* la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

$$\frac{Q_u}{R} >= \eta_q$$

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare η_q>=1.0
Si adotta per il calcolo del carico limite in fondazione il metodo di MEYERHOF.

L'espressione del carico ultimo è data dalla relazione:

$$Q_u = c\, N_c d_c i_c + q N_q d_q i_q + 0.5 \gamma B N_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

In questa espressione

c	coesione del terreno in fondazione;
ϕ	angolo di attrito del terreno in fondazione;
γ	peso di volume del terreno in fondazione;
B	larghezza della fondazione;
D	profondità del piano di posa;
q	pressione geostatica alla quota del piano di posa.

I vari fattori che compaiono nella formula sono dati da:

$$A = e^{\pi \operatorname{tg} \phi}$$

$$N_q = A \operatorname{tg}^2(45° + \phi/2)$$

$N_c = (N_q - 1)\ \mathrm{ctg}\ \phi$

$N_\gamma = (N_q - 1)\ \mathrm{tg}\ (1.4\phi)$

Indichiamo con K_p il coefficiente di spinta passiva espresso da:

$K_p = \mathrm{tg}^2(45° + \phi/2)$

I fattori *d* e *i* che compaiono nella formula sono rispettivamente i fattori di profondità ed i fattori di inclinazione del carico espressi dalle seguenti relazioni:

<u>Fattori di profondità</u>

$$d_q = 1 + 0.2 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \qquad \text{per } \phi = 0$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \frac{D}{B} \sqrt{K_p} \qquad \text{per } \phi > 0$$

<u>Fattori di inclinazione</u>

Indicando con θ l'angolo che la risultante dei carichi forma con la verticale (espresso in gradi) e con ϕ l'angolo d'attrito del terreno di posa abbiamo:

$i_c = i_q = (1 - \theta°/90)^2$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta°}{\phi°}\right)^2 \qquad \text{per } \phi > 0$$

$$i_\gamma = 0 \qquad \text{per } \phi = 0$$

Verifica alla stabilità globale

La verifica alla stabilità globale del complesso muro+terreno deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a η_g

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare η_g>=1.0
Viene usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento viene supposta circolare e determinata in modo tale da non avere intersezione con il profilo del muro o con i pali di fondazione. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 10x10 posta in prossimità della sommità del muro. Il numero di strisce è pari a 50.

Il coefficiente di sicurezza fornito da Fellenius si esprime secondo la seguente formula:

$$\eta = \frac{\Sigma^n_i \left(\frac{c_i b_i}{\cos\alpha_i} + [W_i \cos\alpha_i - u_i l_i] tg\phi_i \right)}{\Sigma^n_i W_i \sin\alpha_i}$$

dove *n* è il numero delle strisce considerate, b_i e α_i sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia i_{esima} rispetto all'orizzontale, W_i è il peso della striscia i_{esima} e c_i e ϕ_i sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia.
Inoltre u_i ed l_i rappresentano la pressione neutra lungo la base della striscia e la lunghezza della base della striscia ($l_i = b_i/\cos\alpha_i$).
Quindi, assunto un cerchio di tentativo lo si suddivide in *n* strisce e dalla formula precedente si ricava η. Questo procedimento viene eseguito per il numero di centri prefissato e viene assunto come coefficiente di sicurezza della scarpata il minimo dei coefficienti così determinati.

Normativa

N.T.C. 2008

Simbologia adottata

γ_{Gsfav} Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
γ_{Gfav} Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
γ_{Qsfav} Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni variabili
γ_{Qfav} Coefficiente parziale favorevole sulle azioni variabili
$\gamma_{tan\phi'}$ Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato
$\gamma_{c'}$ Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata
γ_{cu} Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata
γ_{qu} Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo
γ_{γ} Coefficiente parziale di riduzione della resistenza a compressione uniassiale delle rocce

Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

Carichi	*Effetto*		*EQU*	*A1*	*A2*
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	0.90	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.10	1.30	1.00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.50	1.50	1.30

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri		*M1*	*M2*
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{tan\phi'}$	1.00	1.25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1.00	1.60
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1.00	1.00

Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

Carichi	*Effetto*		*EQU*	*A1*	*A2*
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1.00	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.00	1.00	1.00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.00	1.00	1.00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri		*M1*	*M2*
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{tan\phi'}$	1.00	1.25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25

Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1.00	1.60
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1.00	1.00

FONDAZIONE SUPERFICIALE

Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO

Verifica	*Coefficienti parziali*		
	R1	R2	R3
Capacità portante della fondazione	1.00	1.00	1.40
Scorrimento	1.00	1.00	1.10
Resistenza del terreno a valle	1.00	1.00	1.40
Stabilità globale		1.10	

Coeff. di combinazione Ψ_0= 0.70 Ψ_1= 0.50 Ψ_2= 0.20

CALCOLO CORDOLO

ANALISI DEI CARICHI

Carichi Permanenti

Di seguito vengono definiti i principali carichi permanenti, nei capitoli a seguire per ogni elemento
strutturale oggetto di verifica saranno dettagliati i carichi permanenti strutturali e permanenti non strutturali.

- Calcestruzzo 25.00 kN/mc
- Acciaio 78.50 kN/mc

Carichi permanenti strutturali:

Spessore soletta 50 cm.
25 kN/mc x 0.50 m 12.50 kN/mq

Carichi permanenti non strutturali:

Conglomerato bituminoso (18 kN/mc)
18 kN/mc x 0.05 m = 0.9 kN/mq 0.90 kN/mq

Carico accidentale:

dal capitolo 5 del DM 14 gennaio 2008, pubblicato sulla Gazzetta Ufficiale n. 29 del 4 febbraio 2008 si deducono i carichi variabili da applicare alla struttura a progetto.

Azioni Variabili da Traffico

5.1.3.3.3 Schemi di Carico

Le azioni variabili del traffico, comprensive degli effetti dinamici, sono definite dai seguenti Schemi di Carico:

Schema di Carico 1: è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti come mostrato in Fig. 5.1.2. Questo schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali, considerando un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa. Il carico tandem, se presente, va considerato per intero.

Schema di Carico 2: è costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare, di larghezza 0,60 m ed altezza 0,35 m, come mostrato in Fig. 5.1.2. Questo schema va considerato autonomamente con asse longitudinale nella posizione più gravosa ed è da assumere a riferimento solo per verifiche locali. Qualora sia più gravoso si considererà il peso di una singola ruota di 200 kN.

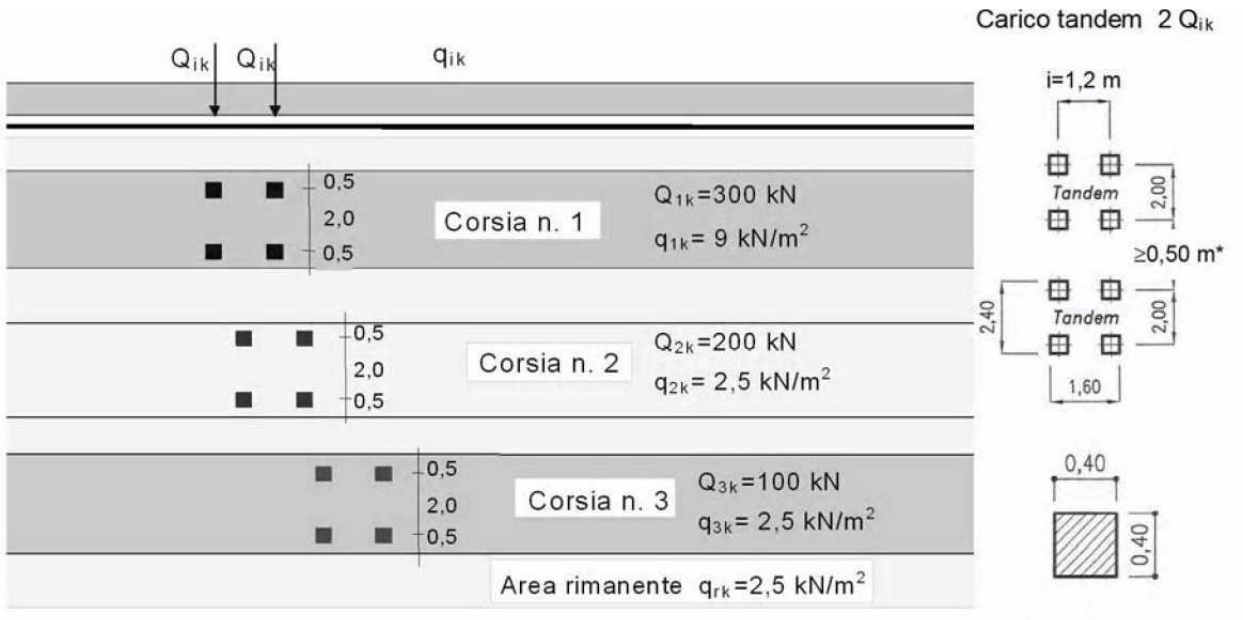
Schema di Carico 3: è costituito da un carico isolato da 150kN con impronta quadrata di lato 0,40m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi non protetti da sicurvia.

Schema di Carico 4: è costituito da un carico isolato da 10 kN con impronta quadrata di lato 0,10m.
Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi protetti da sicurvia e sulle passerelle pedonali.

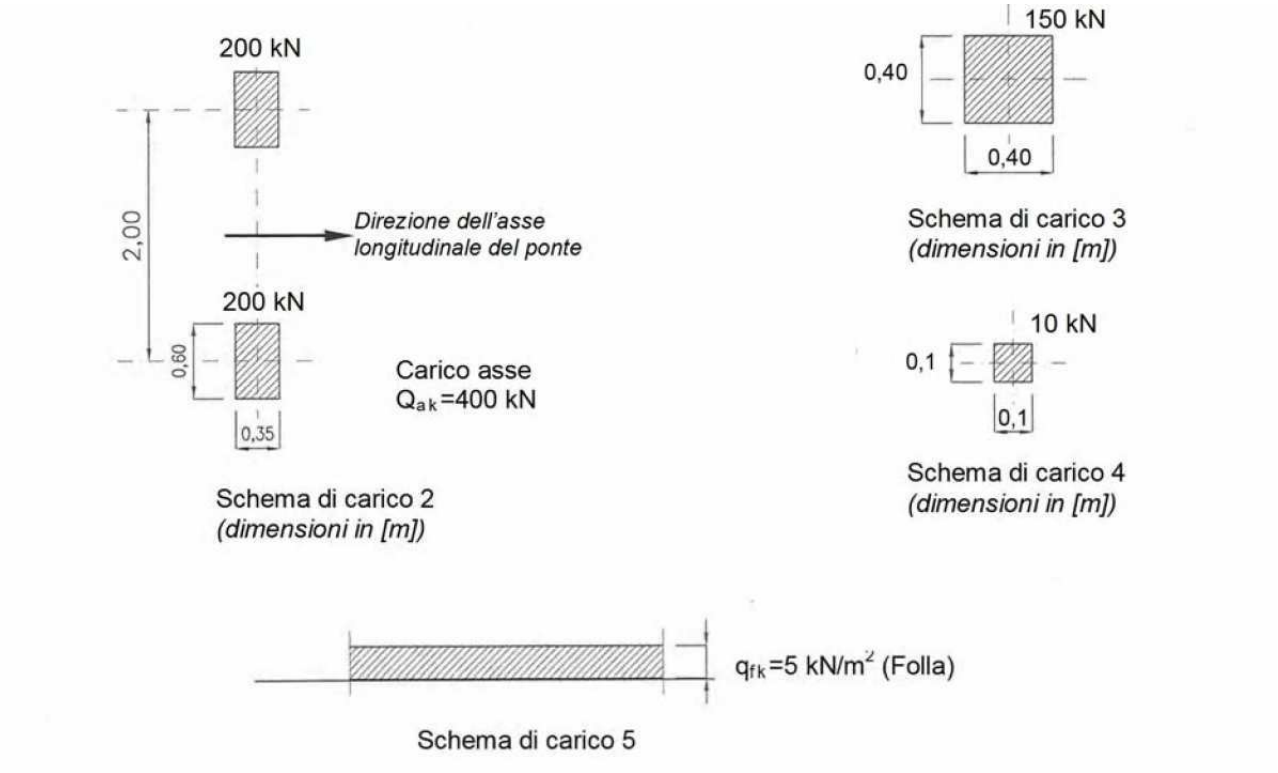
Schema di Carico 5: costituito dalla folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di 5,0 kN/m2. Il valore di combinazione è invece di 2,5 kN/m2. Il carico folla deve essere applicato su tutte le zone significative della superficie di influenza, inclusa l'area dello spartitraffico centrale, ove rilevante.

Nel caso oggetto di Progettazione della Struttura si utilizza:

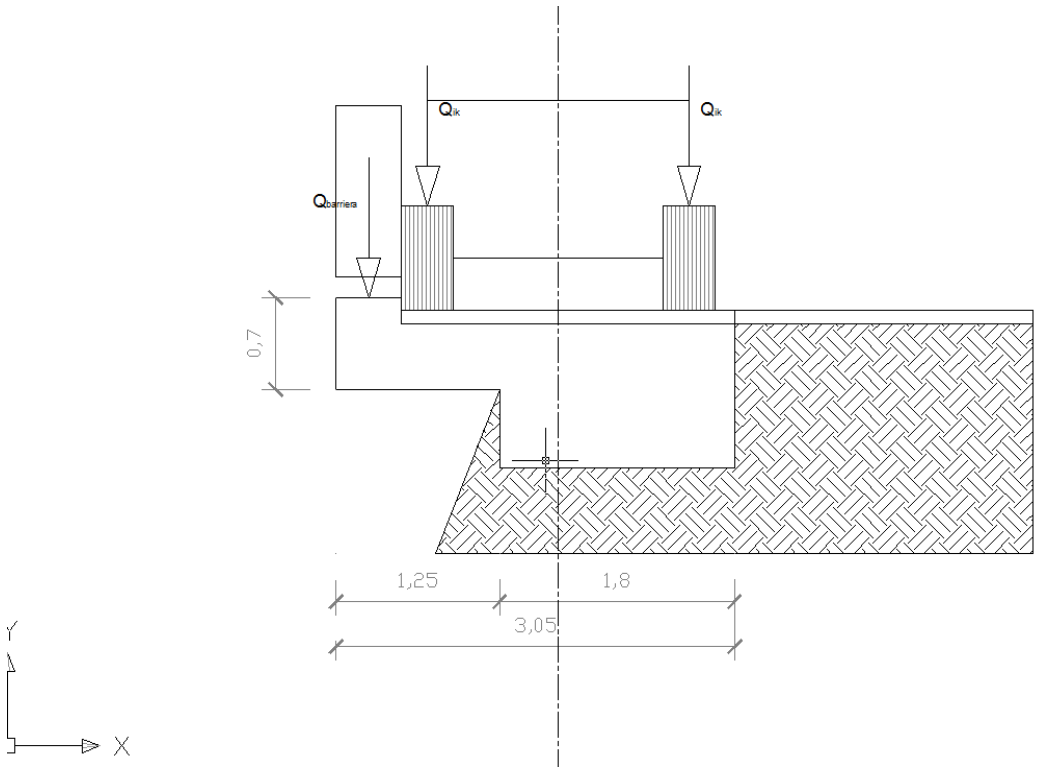
- **lo schema di carico 1 per la verifica globale della soletta;**
- **lo schema di carico 2 per la verifica locale dello sbalzo della soletta;**



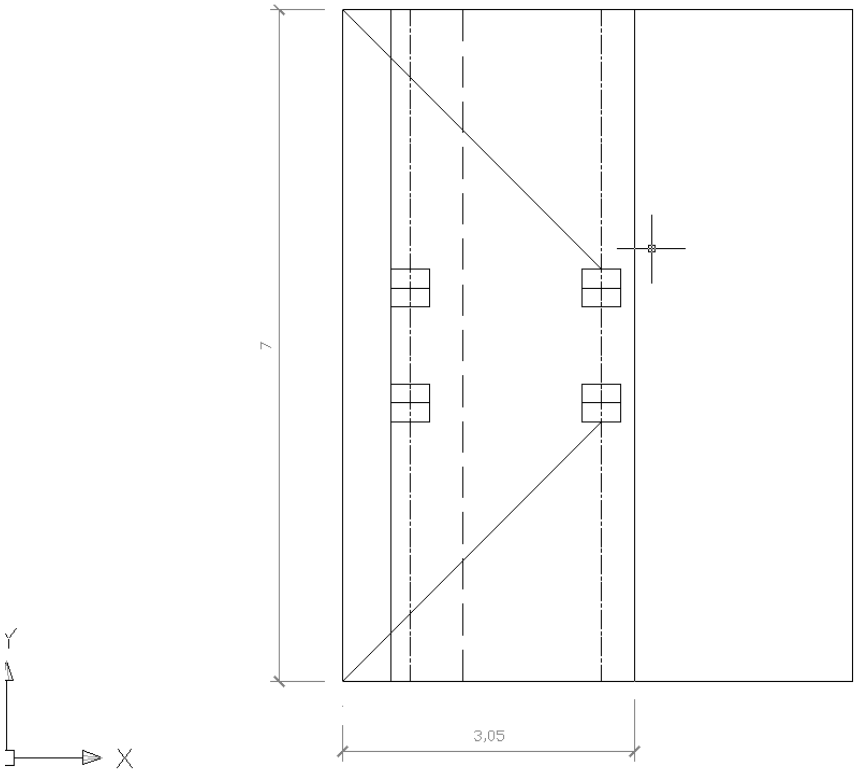
Schema di carico 1 *(dimensioni in [m])*



- Schemi di Carico 1-5 Dimensioni in [m]



Schema dei carichi sezione



Schema dei carichi pianta

CALCOLO STRUTTURA

Verifica stabilità:

Carico permanente strutturale

Spessore soletta 50 cm.
25 kN/mc x 0.50 m 12.50 kN/mq

Q_{p1} = 12.50 kN/mq x 1.25 m x 7.00 m = 109.38 kN
braccio x1 = - 0.625 m.
(per una striscia pari a 7.00 m.)

Cordolo spessore 20 cm.
25 kN/mc x 0.20 m 5.00 kN/mq

Q_{p2} = 5.00 kN/mq x 0.50 m x 7.00 m = 17.50 kN
braccio x1 = - 1.00 m.
(per una striscia pari a 7.00 m.)

Contrappeso altezza 110 cm.
25 kN/mc x 1.10 m 27.50 kN/mq

Q_{p3} = 27.50 kN/mq x 1.80 m x 7.00 m = 346 kN
braccio x1 = + 0.90 m.
(per una striscia pari a 7.00 m.)

Carichi permanenti non strutturali:

Conglomerato bituminoso (18 kN/mc)
18 kN/mc x 0.05 m = 0.9 kN/mq 0.90 kN/mq

Q_{p4} = 0.90 kN/mq x 2.55 m x 7.00 m = 16.07 kN
braccio x2 = + 0.72 m.
(per una striscia pari a 7.00 m.)

Barriera acciaio (0.50 kN/m)**:**
Q_{p5} = 0.50 kN x 7.00 m = 3.50 kN
braccio x2 = + 1.00 m.
(per una striscia pari a 7.00 m.)

Carico accidentale:

dal capitolo 5 del DM 14 gennaio 2008, pubblicato sulla Gazzetta Ufficiale n. 29 del 4 febbraio 2008 si deducono i carichi variabili da applicare alla struttura a progetto.

Carico instabilizzante:

Q_{v1} = 300 kN braccio x1 = - 0.55 m.
(per una striscia pari a 7.00 m.)

Carico stabilizzante:

Q_{v2} = 300 kN braccio x2 = + 1.45 m.
(per una striscia pari a 7.00 m.)

Momento stabilizzante:
1.5 x **Q_{p3}** x 0.90 + 1.3 x ((**Q_{p4}** x 0.72) +(**Q_{p5}** x 1.00)) **+ Q_{v2}** x 1.45 =
1.5 x 350 x 0.90 + 1.3 x ((16.07 x 0.72)+(3.50 x 1.00)) + 1.50 x 300 x 1.45
472.50 + 1.3 x (11.57+3.50) +652.50 = **1144.59 kN m**

Momento instabilizzante:
1.5 x **Q_{p1}** x 0.625 + 1.5 x **Q_{p2}** x 1.00 +1.5 x **Q_{v1}** x 1.00 =
1.5 x 109.38 x 1.00 + 1.5 x 17.50 x 1.00 + 1.5 x 300 x 0.55 =
164.07 + 26.25 + 247.50= **437.82 kN m**

Verifica sezione di sbalzo:

Carico permanente strutturale

Spessore soletta 50 cm.
25 kN/mc x 0.50 m 12.50 kN/mq

Q_{p1} = 12.50 kN/mq x 1.25 m x 7.00 m = 109.38 kN
braccio x1 = 0.625 m.
(per una striscia pari a 7.00 m.)

Cordolo spessore 20 cm.
25 kN/mc x 0.20 m 5.00 kN/mq

Q_{p2} = 5.00 kN/mq x 0.50 m x 7.00 m = 17.50 kN
braccio x1 = 1.00 m.
(per una striscia pari a 7.00 m.)

Carichi permanenti non strutturali:

Conglomerato bituminoso (18 kN/mc)
18 kN/mc x 0.05 m = 0.9 kN/mq 0.90 kN/mq

Q_{p4} = 0.90 kN/mq x 0.75 m x 7.00 m = 4.73 kN
braccio x2 = 0.625 m.
(per una striscia pari a 7.00 m.)

Barriera acciaio (0.50 kN/m)

Q_{p5} = 0.50 kN x 7.00 m = 3.50 kN
braccio x2 = 1.00 m.
(per una striscia pari a 7.00 m.)

Carico accidentale:

dal capitolo 5 del DM 14 gennaio 2008, pubblicato sulla Gazzetta Ufficiale n. 29 del 4 febbraio 2008 si deducono i carichi variabili da applicare alla struttura a progetto.

Carico instabilizzante:

Q_{v1} = 300 kN braccio x1 = 0.55 m.
(per una striscia pari a 7.00 m.)

Momento all'incastro:
1.5 x Q_{p1} x 0.625 + 1.5 x Q_{p2} x 1.00 **+ 1**.3 x Q_{p4} x 0.625 + 1.3 Q_{p5} x 1.00 + 1.5 x Q_{v1} x 1.00 =
1.5 x 109.38 x 0.625 + 1.5 x 17.50 x 1.00 + 1.3 x 4.73 x 0.625 + 1.3 x 3.50 x 1.00 +1.5 x 300 x 0.55=
102.54 + 26.25 + 3.84 + 4.55 + 165 =
302.18 kN m

(per una striscia pari a 7.00 m.)

M = 43.16 kN m su metro lineare di struttura

Taglio:
1.5 x Q_{p1} + 1.5 x Q_{p2} + **1**.3 x Q_{p3} + 1.3 x Q_{p5} + 1.5 x Q_{v1} =
1.5 x 109.38+ 1.5 x 17.50 + 1.3 x 4.73 +1.3 x 3.50 + 1.5 x 300 =
164.07 + 26.25 + 6.15 + 4.55 + 450 =
651.02 kN m

T = 93.00 kN su metro lineare di struttura

Verifica flessione:

Sezione Rettangolare b = 100 cm h = 50 cm
Armatura in zona tesa As = ϕ 16 /25 cm
Armatura in zona compressa As' = ϕ 16 /25 cm

Momento di calcolo:
Msd= 4.30 tm

Momento limite:
Mlim = 13.90 tm
M/Mlim = 0.3094

Deformazioni:
eps c sup = 0.0010
eps s inf = -0.0100
asse neutro x =4.4 cm

Sezione verificata

Verifica a Taglio

Sezione Rettangolare b = 100 cm h = 50 cm

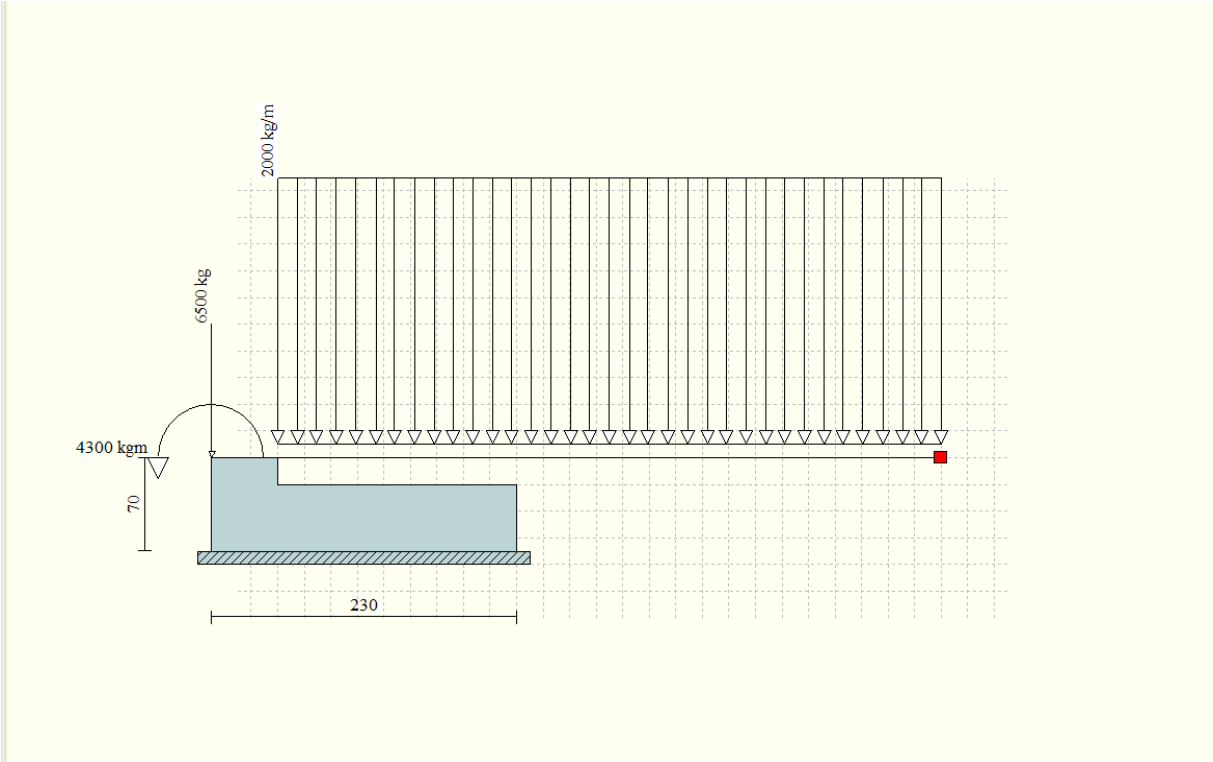
Taglio di calcolo:
V = 6.50 t

Taglio limite per calcestruzzo:
Senza armatura: 16.44 t
Con armatura: 219.43 t
Vcd: 32.16 t

Sezione verificata

Verifica del cordolo:

Nel seguito della relazione si verifica la stabilità del cordolo applicando alla struttura gravante sul terrapieno le sollecitazioni derivanti dallo sbalzo e dai carichi applicati sulle stesse.



Il calcolo viene eseguito seguendo i passi successivi:

- Calcolo della spinta del terreno
- Verifica a ribaltamento
- Verifica a scorrimento del muro sul piano di posa
- Verifica della stabilità complesso fondazione terreno (carico limite)
- Verifica della stabilità globale

Calcolo delle sollecitazioni sia del muro che della fondazione, progetto delle armature e relative verifiche dei materiali

Calcolo della spinta sulla struttura

Valori caratteristici e valori di calcolo

Effettuando il calcolo tramite gli Eurocodici è necessario fare la distinzione fra i parametri caratteristici ed i valodi di calcolo (o di progetto) sia delle azioni che delle resistenze.
I valori di calcolo si ottengono dai valori caratteristici mediante l'applicazione di opportuni coefficienti di sicurezza parziali γ. In particolare si distinguono combinazioni di carico di tipo **A1-M1** nelle quali vengono incrementati i carichi e lasciati inalterati i parametri di resistenza del terreno e combinazioni di carico di tipo **A2-M2** nelle quali vengono ridotti i parametri di resistenza del terreno e incrementati i soli carichi variabili.

Metodo di Culmann

Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb. La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il coefficiente di spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di Coulomb, risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso spingente. Il metodo di Culmann, nato come metodo essenzialmente grafico, si è evoluto per essere trattato mediante analisi numerica (noto in questa forma come metodo del cuneo di tentativo). Come il metodo di Coulomb anche questo metodo considera una superficie di rottura rettilinea.
I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:
- si impone una superficie di rottura (angolo di inclinazione · rispetto all'orizzontale) e si considera il cuneo di spinta delimitato dalla superficie di rottura stessa, dalla parete su cui si calcola la spinta e dal profilo del terreno;
- si valutano tutte le forze agenti sul cuneo di spinta e cioè peso proprio *(W)*, carichi sul terrapieno, resistenza per attrito e per coesione lungo la superficie di rottura *(R e C)* e resistenza per coesione lungo la parete *(A)*;
- dalle equazioni di equilibrio si ricava il valore della spinta S sulla parete.

Questo processo viene iterato fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta massima.
La convergenza non si raggiunge se il terrapieno risulta inclinato di un angolo maggiore dell'angolo d'attrito del terreno.
Nei casi in cui è applicabile il metodo di Coulomb (profilo a monte rettilineo e carico uniformemente distribuito) i risultati ottenuti col metodo di Culmann coincidono con quelli del metodo di Coulomb.
Le pressioni sulla parete di spinta si ricavano derivando l'espressione della spinta S rispetto all'ordinata *z*. Noto il diagramma delle pressioni è possibile ricavare il punto di applicazione della spinta.

Spinta in presenza di sisma

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Mononobe-Okabe (cui fa riferimento la Normativa Italiana).
La Normativa Italiana suggerisce di tener conto di un incremento di spinta dovuto al sisma nel modo seguente.
Detta · l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e β l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta *S'* considerando un'inclinazione del terrapieno e della parte pari a

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta$$

$$\beta' = \beta + \theta$$

dove $\theta = \mathrm{arctg}(k_h/(1 \pm k_v))$ essendo k_h il coefficiente sismico orizzontale e k_v il coefficiente sismico verticale, definito in funzione di k_h.
In presenza di falda a monte, θ assume le seguenti espressioni:

Terreno a bassa permeabilità

$$\theta = \mathrm{arctg}[(\gamma_{sat}/(\gamma_{sat}-\gamma_w))*(k_h/(1 \pm k_v))]$$

Terreno a permeabilità elevata

$$\theta = \mathrm{arctg}[(\gamma/(\gamma_{sat}-\gamma_w))*(k_h/(1 \pm k_v))]$$

Detta *S* la spinta calcolata in condizioni statiche l'incremento di spinta da applicare è espresso da

$$\Delta S = AS' - S$$

dove il coefficiente *A* vale

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2\beta \cos\theta}$$

In presenza di falda a monte, nel coefficiente *A* si tiene conto dell'influenza dei pesi di volume nel calcolo di θ.
Adottando il metodo di Mononobe-Okabe per il calcolo della spinta, il coefficiente *A* viene posto pari a 1.
Tale incremento di spinta è applicato a metà altezza della parete di spinta nel caso di forma rettangolare del diagramma di incremento sismico, allo stesso punto di applicazione della spinta statica nel caso in cui la forma del diagramma di incremento sismico è uguale a quella del diagramma statico.
Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali e verticali che si destano per effetto del sisma. Tali forze vengono valutate come

$$F_{iH} = k_h W \qquad F_{iV} = \pm k_v W$$

dove *W* è il peso del muro, del terreno soprastante la mensola di monte ed i relativi sovraccarichi e va applicata nel baricentro dei pesi.
Il metodo di Culmann tiene conto automaticamente dell'incremento di spinta. Basta inserire nell'equazione risolutiva la forza d'inerzia del cuneo di spinta. La superficie di rottura nel caso di sisma risulta meno inclinata della corrispondente superficie in assenza di sisma.

Verifica a ribaltamento

La verifica a ribaltamento consiste nel determinare il momento risultante di tutte le forze che tendono a fare ribaltare il muro (momento ribaltante M_r) ed il momento risultante di tutte le forze che tendono a stabilizzare il muro (momento stabilizzante M_s) rispetto allo spigolo a valle della fondazione e verificare che il rapporto M_s/M_r sia maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_r.
Eseguendo il calcolo mediante gli eurocodici si puo impostare $\eta_r >= 1.0$.

Deve quindi essere verificata la seguente diseguaglianza

$$\frac{M_s}{M_r} >= \eta_r$$

Il momento ribaltante M_r è dato dalla componente orizzontale della spinta *S*, dalle forze di inerzia del muro e del terreno gravante sulla fondazione di monte (caso di presenza di sisma) per i rispettivi bracci. Nel momento stabilizzante interviene il peso del muro (applicato nel baricentro) ed il peso del terreno gravante sulla fondazione di monte. Per quanto riguarda invece la componente verticale della spinta essa sarà stabilizzante se l'angolo d'attrito terra-muro δ è positivo, ribaltante se δ è negativo. δ è positivo quando è il terrapieno che scorre rispetto al muro, negativo quando è il muro che tende a scorrere rispetto al terrapieno (questo può essere il caso di una spalla da ponte gravata da carichi notevoli). Se sono presenti dei tiranti essi contribuiscono al momento stabilizzante.
Questa verifica ha significato solo per fondazione superficiale e non per fondazione su pali.

Verifica a scorrimento

Per la verifica a scorrimento del muro lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere il muro deve essere minore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza. La verifica a scorrimento sisulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento F_r e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere il muro F_s risulta maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_s
Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_s >= 1.0$

$$\frac{F_r}{F_s} >= \eta_s$$

Le forze che intervengono nella F_s sono: la componente della spinta parallela al piano di fondazione e la componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione.
La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Detta *N* la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e indicando con δ_f l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con c_a l'adesione terreno-fondazione e con B_r la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

$$F_r = N \text{ tg } \delta_f + c_a B_r$$

La Normativa consente di computare, nelle forze resistenti, una aliquota dell'eventuale spinta dovuta al terreno posto a valle del muro. In tal caso, però, il coefficiente di sicurezza deve essere aumentato opportunamente. L'aliquota di spinta passiva che si può considerare ai fini della verifica a scorrimento non può comunque superare il 50 percento.
Per quanto riguarda l'angolo d'attrito terra-fondazione, δ_f, diversi autori suggeriscono di assumere un valore di δ_f pari all'angolo d'attrito del terreno di fondazione.

Verifica al carico limite

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi dal muro sul terreno di fondazione deve essere superiore a η_q. Cioè, detto Q_u, il carico limite ed *R* la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

$$\frac{Q_u}{R} >= \eta_q$$

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare η_q>=1.0
Si adotta per il calcolo del carico limite in fondazione il metodo di MEYERHOF.

L'espressione del carico ultimo è data dalla relazione:

$$Q_u = c\, N_c d_c i_c + q N_q d_q i_q + 0.5 \gamma B N_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

In questa espressione

c coesione del terreno in fondazione;
ϕ angolo di attrito del terreno in fondazione;
γ peso di volume del terreno in fondazione;
B larghezza della fondazione;
D profondità del piano di posa;

q pressione geostatica alla quota del piano di posa.

I vari fattori che compaiono nella formula sono dati da:

$A = e^{\pi \, tg \, \phi}$

$N_q = A \, tg^2(45° + \phi/2)$

$N_c = (N_q - 1) \, ctg \, \phi$

$N_\gamma = (N_q - 1) \, tg \, (1.4\phi)$

Indichiamo con K_p il coefficiente di spinta passiva espresso da:

$K_p = tg^2(45° + \phi/2)$

I fattori *d* e *i* che compaiono nella formula sono rispettivamente i fattori di profondità ed i fattori di inclinazione del carico espressi dalle seguenti relazioni:

Fattori di profondità

$$d_q = 1 + 0.2 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \qquad \text{per } \phi = 0$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \frac{D}{B} \sqrt{K_p} \qquad \text{per } \phi > 0$$

Fattori di inclinazione

Indicando con θ l'angolo che la risultante dei carichi forma con la verticale (espresso in gradi) e con ϕ l'angolo d'attrito del terreno di posa abbiamo:

$$i_c = i_q = (1 - \theta°/90)^2$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta°}{\phi°}\right)^2 \qquad \text{per } \phi > 0$$

$$i_\gamma = 0 \qquad \text{per } \phi = 0$$

Verifica alla stabilità globale

La verifica alla stabilità globale del complesso struttura+terreno deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a η_g

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare η_g>=1.0
Viene usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento viene supposta circolare e determinata in modo tale da non avere intersezione con il profilo della struttura o con i pali di fondazione. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 10x10 posta in prossimità della sommità del muro. Il numero di strisce è pari a 50.

Il coefficiente di sicurezza fornito da Fellenius si esprime secondo la seguente formula:

$$\eta = \frac{\Sigma^n_i \left(\frac{c_i b_i}{\cos\alpha_i} + [W_i \cos\alpha_i - u_i l_i] tg\phi_i \right)}{\Sigma^n_i W_i \sin\alpha_i}$$

dove n è il numero delle strisce considerate, b_i e α_i sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia i_{esima} rispetto all'orizzontale, W_i è il peso della striscia i_{esima} e c_i e ϕ_i sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia.
Inoltre u_i ed l_i rappresentano la pressione neutra lungo la base della striscia e la lunghezza della base della striscia ($l_i = b_i/\cos\alpha_i$).
Quindi, assunto un cerchio di tentativo lo si suddivide in *n* strisce e dalla formula precedente si ricava η. Questo procedimento viene eseguito per il numero di centri prefissato e viene assunto come coefficiente di sicurezza della scarpata il minimo dei coefficienti così determinati.

N.T.C. 2008 - Approccio 1

Simbologia adottata

γ_{Gsfav} Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
γ_{Gfav} Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
γ_{Qsfav} Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni variabili
γ_{Qfav} Coefficiente parziale favorevole sulle azioni variabili
$\gamma_{tan\phi'}$ Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato
$\gamma_{c'}$ Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata
γ_{cu} Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata
γ_{qu} Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo

γ_γ Coefficiente parziale di riduzione della resistenza a compressione uniassiale delle rocce

Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

Carichi	*Effetto*		*A1*	*A2*	*EQU*	*HYD*
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1.00	1.00	0.90	0.90
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.30	1.00	1.10	1.30
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.50	1.30	1.50	1.50

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri		*M1*	*M2*	*M2*	*M1*
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{tan\phi'}$	1.00	1.25	1.25	1.00
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25	1.25	1.00
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40	1.40	1.00
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1.00	1.60	1.60	1.00
Peso dell'unità di volume	γ_γ	1.00	1.00	1.00	1.00

Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

Carichi	*Effetto*		*A1*	*A2*	*EQU*	*HYD*
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1.00	1.00	1.00	0.90
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.00	1.00	1.00	1.30
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.00	1.00	1.00	1.50

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri		*M1*	*M2*	*M2*	*M1*
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{tan\phi'}$	1.00	1.25	1.25	1.00
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25	1.25	1.00
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40	1.40	1.00
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1.00	1.60	1.60	1.00
Peso dell'unità di volume	γ_γ	1.00	1.00	1.00	1.00

FONDAZIONE SUPERFICIALE

Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO

Verifica	*Coefficienti parziali*		
	R1	R2	R3
Capacità portante della fondazione	1.00	1.00	1.40
Scorrimento	1.00	1.00	1.10
Resistenza del terreno a valle	1.00	1.00	1.40

Geometria profilo terreno a monte del cordolo

Simbologia adottata e sistema di riferimento
(Sistema di riferimento con origine in testa al cordolo, ascissa X positiva verso monte, ordinata Y positiva verso l'alto)

N numero ordine del punto
X ascissa del punto espressa in [m]
Y ordinata del punto espressa in [m]
A inclinazione del tratto espressa in [°]

N	X	Y	A
1	5.00	0.00	0.00

Condizioni di carico

Simbologia e convenzioni di segno adottate
Carichi verticali positivi verso il basso.
Carichi orizzontali positivi verso sinistra.
Momento positivo senso antiorario.

X	Ascissa del punto di applicazione del carico concentrato espressa in [m]
F_x	Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [kg]
F_y	Componente verticale del carico concentrato espressa in [kg]
M	Momento espresso in [kgm]
X_i	Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in [m]
X_f	Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in [m]
Q_i	Intensità del carico per $x=X_i$ espressa in [kg/m]
Q_f	Intensità del carico per $x=X_f$ espressa in [kg/m]
D / C	Tipo carico : D=distribuito C=concentrato

Condizione n° 1 (Condizione 1)

C	Paramento	**X**=-0.50	**Y**=0.00	$\mathbf{F_x}$=0.00	$\mathbf{F_y}$=6500.00	**M**=4300.00
D	Profilo	$\mathbf{X_i}$=0.00	$\mathbf{X_f}$=5.00	$\mathbf{Q_i}$=2000.00	$\mathbf{Q_f}$=2000.00	

Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

γ Coefficiente di partecipazione della condizione
Ψ Coefficiente di combinazione della condizione
C Coefficiente totale di partecipazione della condizione

Combinazione n° 1 SLU (Caso A1-M1)

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 2 SLU (Caso A2-M2)

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 3 EQU

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.10	1.00	1.10
Spinta terreno	1.10	1.00	1.10

Combinazione n° 4 STAB

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 5 SLU (Caso A1-M1)

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno	1.30	1.00	1.30
Condizione 1	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 6 SLU (Caso A2-M2)

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 7 EQU

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.10	1.00	1.10
Spinta terreno	1.10	1.00	1.10
Condizione 1	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 8 STAB

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00

Spinta terreno	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 9 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 10 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 11 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 12 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 13 EQU - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 14 EQU - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 15 STAB - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 16 STAB - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 17 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	1.00	0.20	0.20

Combinazione n° 18 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C

Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	1.00	0.20	0.20

Combinazione n° 19 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	1.00	0.20	0.20

Combinazione n° 20 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	1.00	0.20	0.20

Combinazione n° 21 EQU - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	1.00	0.20	0.20

Combinazione n° 22 EQU - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	1.00	0.20	0.20

Combinazione n° 23 STAB - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	1.00	0.20	0.20

Combinazione n° 24 STAB - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	1.00	0.20	0.20

Combinazione n° 25 SLE (Quasi Permanente)

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	1.00	0.20	0.20

Combinazione n° 26 SLE (Frequente)

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	1.00	0.50	0.50

Combinazione n° 27 SLE (Rara)

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00
Condizione 1	1.00	1.00	1.00

Impostazioni di analisi

Metodo verifica sezioni	**Stato limite**

Impostazioni verifiche SLU

Coefficienti parziali per resistenze di calcolo dei materiali	
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a compressione	1.60
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a trazione	1.60
Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15
Fattore riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85
Coefficiente di sicurezza per la sezione	1.50

Impostazioni verifiche SLE

Condizioni ambientali	Ordinarie
Armatura ad aderenza migliorata	
Verifica fessurazione	
Sensibilità delle armature	Sensibile
Valori limite delle aperture delle fessure	$w_1 = 0.20$
	$w_2 = 0.30$
	$w_3 = 0.40$
Metodo di calcolo aperture delle fessure	Circ. Min. 252 (15/10/1996)
Verifica delle tensioni	
Combinazione di carico	Rara $\sigma_c < 0.60\ f_{ck}$ - $\sigma_f < 0.80\ f_{yk}$
	Quasi permanente $\sigma_c < 0.45\ f_{ck}$

Impostazioni avanzate

Diagramma correttivo per eccentricità negativa con aliquota di parzializzazione pari a 0.00

Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

Simbologia adottata
C Identificativo della combinazione
Tipo Tipo combinazione
Sisma Combinazione sismica
CS_{SCO} Coeff. di sicurezza allo scorrimento
CS_{RIB} Coeff. di sicurezza al ribaltamento
CS_{QLIM} Coeff. di sicurezza a carico limite
CS_{STAB} Coeff. di sicurezza a stabilità globale

C	Tipo	Sisma	cs_{sco}	cs_{rib}	cs_{qlim}	cs_{stab}
1	A1-M1 - [1]	--	99.99	--	192.19	--
2	A2-M2 - [1]	--	99.99	--	81.93	--
3	EQU - [1]	--	--	99.90	--	--
4	STAB - [1]	--	--	--	--	31.76
5	A1-M1 - [2]	--	99.99	--	10.13	--
6	A2-M2 - [2]	--	99.99	--	4.94	--
7	EQU - [2]	--	--	1.85	--	--
8	STAB - [2]	--	--	--	--	5.19
9	A1-M1 - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	24.94	--	186.71	--
10	A1-M1 - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	24.46	--	190.16	--
11	A2-M2 - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	19.95	--	76.74	--
12	A2-M2 - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	19.57	--	78.15	--
13	EQU - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	--	179.52	--	--
14	EQU - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	--	65.76	--	--
15	STAB - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	25.02
16	STAB - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	25.19
17	A1-M1 - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	24.88	--	81.77	--
18	A1-M1 - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	24.52	--	82.26	--
19	A2-M2 - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	19.91	--	33.61	--
20	A2-M2 - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	19.61	--	33.81	--
21	EQU - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	--	5.48	--	--
22	EQU - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	--	5.84	--	--
23	STAB - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	14.18
24	STAB - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	14.29
25	SLEQ - [1]	--	99.99	--	87.00	--
26	SLEF - [1]	--	99.99	--	39.22	--
27	SLER - [1]	--	99.99	--	17.08	--

Analisi della spinta e verifiche

Sistema di riferimento adottato per le coordinate :
Origine in testa al muro (spigolo di monte)
Ascisse X (espresse in [m]) positive verso monte
Ordinate Y (espresse in [m]) positive verso l'alto
Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti da monte verso valle
Le forze verticali sono considerate positive se agenti dall'alto verso il basso

Calcolo riferito ad 1 metro di muro

Tipo di analisi

Calcolo della spinta	metodo di Culmann
Calcolo del carico limite	metodo di Meyerhof
Calcolo della stabilità globale	metodo di Fellenius
Calcolo della spinta in condizioni di	Spinta attiva

Sisma

Combinazioni SLU

Accelerazione al suolo a_g	0.94 [m/s^2]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.00
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	0.20
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S) = 1.92$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 0.96$

Combinazioni SLE

Accelerazione al suolo a_g	0.00 [m/s^2]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.00
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	0.20
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S) = 0.00$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 0.00$

Forma diagramma incremento sismico	Stessa forma diagramma statico
Partecipazione spinta passiva (percento)	0.0
Lunghezza del muro	100.00 [m]
Peso muro	3125.00 [kg]
Baricentro del muro	X=0.58 Y=-0.42

Superficie di spinta

Punto inferiore superficie di spinta	X = 1.80		Y = -0.70	
Punto superiore superficie di spinta	X = 1.80		Y = 0.00	
Altezza della superficie di spinta	0.70	[m]		
Inclinazione superficie di spinta(rispetto alla verticale)	0.00	[°]		

COMBINAZIONE n° 6

Valore della spinta statica	0.00	[kg]		
Componente orizzontale della spinta statica	0.00	[kg]		
Componente verticale della spinta statica	0.00	[kg]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 1.80	[m]	Y = 0.00	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	20.74	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	62.81	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	5313.60	[kg]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0.90	[m]	Y = -0.10	[m]

Risultanti carichi esterni

Componente dir. Y	8450	[kg]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	0.00	[kg]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	16888.60	[kg]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	16888.60	[kg]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	0.00	[kg]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.84	[m]
Risultante in fondazione	16888.60	[kg]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	0.00	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	14204.10	[kgm]
Carico ultimo della fondazione	83374.31	[kg]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	0.93	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	3.6443	[kg/cmq]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0.0000	[kg/cmq]

Fattori per il calcolo della capacità portante

N_c = 35.51	N'_c = 39.01
N_q = 23.19	N'_q = 24.34
N_γ = 22.05	N'_γ = 23.13

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	99.99
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	4.94

Sollecitazioni paramento

Combinazione n° 6
L'ordinata Y(espressa in m) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro
Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte), espresso in kgm
Sforzo normale positivo di compressione, espresso in kg
Taglio positivo se diretto da monte verso valle, espresso in kg

Nr.	Y	N	M	T
1	0.00	8450.00	7702.50	0.00
2	0.05	8512.50	7702.50	0.00
3	0.10	8575.00	7702.50	0.00
4	0.15	8637.50	7702.50	0.00
5	0.20	8700.00	7702.50	0.00

Sollecitazioni fondazione di monte

Combinazione n° 6
L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte
Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kgm
Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kg

Nr.	X	M	T
1	0.00	0.00	0.00
2	0.90	-1701.81	-3781.80
3	1.80	-6297.56	-3981.51

Armature e tensioni nei materiali del manufatto

Combinazione n° 6

L'ordinata Y(espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

B base della sezione espressa in [cm]
H altezza della sezione espressa in [cm]
A_{fs} area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq]
A_{fi} area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]
N_u sforzo normale ultimo espresso in [kg]
M_u momento ultimo espresso in [kgm]
CS coefficiente sicurezza sezione
Vcd Aliquota di taglio che è capace di assorbire il cls
Vwd Aliquota di taglio assorbito dall'armatura

Nr.	**Y**	**B**	**H**	**A_{fs}**	**A_{fi}**	**N_u**	**M_u**	**CS**	**Vcd**	**Vwd**
1	0.00	100.00	50.00	16.08	8.04	37922	-34567	4.49	28398	0
2	0.05	100.00	50.00	16.08	8.04	38278	-34635	4.50	28398	0
3	0.10	100.00	50.00	16.08	8.04	38635	-34704	4.51	28398	0
4	0.15	100.00	50.00	16.08	8.04	38993	-34772	4.51	28398	0
5	0.20	100.00	50.00	16.08	8.04	39353	-34841	4.52	28398	0

Armature e tensioni nei materiali della fondazione

Combinazione n° 6
Simbologia adottata
B base della sezione espressa in [cm]
H altezza della sezione espressa in [cm]
A_{fi} area di armatura in corrispondenza del lembo inferiore in [cmq]
A_{fs} area di armatura in corrispondenza del lembo superiore in [cmq]
N_u sforzo normale ultimo espresso in [kg]
M_u momento ultimo espresso in [kgm]
CS coefficiente sicurezza sezione
Vcd Aliquota di taglio assorbito dal cls
Vwd Aliquota di taglio assorbito dall'armatura

Fondazione di monte

(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte)

Nr.	**X**	**B**	**H**	**A_{fs}**	**A_{fi}**	**N_u**	**M_u**	**CS**	**Vcd**	**Vwd**
1	0.00	100.00	50.00	10.05	10.05	0	0	1000.00	28398	0
2	0.90	100.00	50.00	10.05	10.05	0	-17250	10.14	28398	0
3	1.80	100.00	50.00	10.05	10.05	0	-17250	2.74	28398	0

COMBINAZIONE n° 7

Valore della spinta statica	0.00	[kg]		
Componente orizzontale della spinta statica	0.00	[kg]		
Componente verticale della spinta statica	0.00	[kg]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 1.80	[m]	Y = 0.00	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	20.74	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	62.37	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	6096.96	[kg]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0.90	[m]	Y = -0.10	[m]

Risultanti carichi esterni

Componente dir. Y	9750	[kg]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	0.00	[kg]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	18971.96	[kg]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	6450.00	[kgm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	11904.49	[kgm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	18971.96	[kg]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	0.00	[kg]

Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.86	[m]
Risultante in fondazione	18971.96	[kg]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	0.00	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	16363.26	[kgm]

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	1.85

Stabilità globale struttura + terreno

Combinazione n° 8
Le ascisse X sono considerate positive verso monte
Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto
Origine in testa al muro (spigolo contro terra)
W peso della striscia espresso in [kg]
α angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)
ϕ angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kg/cmq]
b larghezza della striscia espressa in [m]
u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kg/cmq]

Metodo di Fellenius
Numero di cerchi analizzati 36
Numero di strisce 25

Cerchio critico
Coordinate del centro X[m]= -1.62 Y[m]= 1.62
Raggio del cerchio R[m]= 4.14
Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -5.39
Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 2.19
Larghezza della striscia dx[m]= 0.30
Coefficiente di sicurezza C= 5.19
Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	**W**	**α(°)**	**Wsinα**	**b/cosα**	**ϕ**	**c**	**u**
1	940.49	61.93	829.88	0.64	32.01	0.160	0.000
2	1286.02	54.40	1045.61	0.52	32.01	0.160	0.000
3	1519.57	47.66	1123.28	0.45	32.01	0.160	0.000
4	1680.64	41.73	1118.62	0.41	32.01	0.160	0.000
5	1812.33	36.30	1073.03	0.38	32.01	0.160	0.000
6	1920.93	31.24	996.20	0.35	32.01	0.160	0.000
7	2010.29	26.43	894.93	0.34	32.01	0.160	0.000
8	1499.75	21.82	557.55	0.33	32.01	0.160	0.000
9	9818.37	17.36	2929.47	0.32	32.01	0.160	0.000
10	1230.44	13.00	276.82	0.31	32.01	0.160	0.000
11	1261.55	8.72	191.25	0.31	32.01	0.160	0.000
12	1280.32	4.49	100.14	0.30	32.01	0.160	0.000
13	1287.07	0.28	6.23	0.30	32.01	0.160	0.000
14	1281.90	-3.93	-87.86	0.30	32.01	0.160	0.000
15	1264.73	-8.16	-179.49	0.31	32.01	0.160	0.000
16	1235.27	-12.43	-265.95	0.31	32.01	0.160	0.000
17	1193.01	-16.78	-344.41	0.32	32.01	0.160	0.000
18	1137.14	-21.23	-411.74	0.33	32.01	0.160	0.000
19	1066.52	-25.82	-464.46	0.34	32.01	0.160	0.000
20	979.49	-30.59	-498.48	0.35	32.01	0.160	0.000

21	873.62	-35.62	-508.78	0.37	32.01	0.160	0.000
22	745.26	-40.99	-488.81	0.40	32.01	0.160	0.000
23	588.56	-46.84	-429.35	0.44	32.01	0.160	0.000
24	393.01	-53.45	-315.70	0.51	32.01	0.160	0.000
25	135.54	-61.36	-118.96	0.63	32.01	0.160	0.000

ΣW_i= 38441.81 [kg]
$\Sigma W_i \sin\alpha_i$= 7029.02 [kg]
$\Sigma W_i \cos\alpha_i \tan\phi_i$= 21164.45 [kg]
$\Sigma c_i b_i / \cos\alpha_i$= 15321.45 [kg]

COMBINAZIONE n° 12

Valore della spinta statica	0.00	[kg]		
Componente orizzontale della spinta statica	0.00	[kg]		
Componente verticale della spinta statica	0.00	[kg]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 1.80	[m]	Y = 0.00	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	20.74	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	68.17	[°]		
Incremento sismico della spinta	0.00	[kg]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 1.80	[m]	Y = -0.47	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	68.02	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	633.60	[kg]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0.90	[m]	Y = -0.10	[m]
Inerzia del muro	59.89	[kg]		
Inerzia verticale del muro	-29.94	[kg]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	12.14	[kg]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	-6.07	[kg]		

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	72.03	[kg]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	3722.58	[kg]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	3722.58	[kg]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	72.03	[kg]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.02	[m]
Risultante in fondazione	3723.28	[kg]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	1.11	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	89.90	[kgm]
Carico ultimo della fondazione	290929.84	[kg]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	2.30	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0.1720	[kg/cmq]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0.1517	[kg/cmq]

Fattori per il calcolo della capacità portante

$N_c = 35.51$	$N'_c = 37.90$
$N_q = 23.19$	$N'_q = 23.69$
$N_\gamma = 22.05$	$N'_\gamma = 21.51$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	19.57
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	78.15

Sollecitazioni paramento

Combinazione n° 12
L'ordinata Y(espressa in m) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro
Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte), espresso in kgm
Sforzo normale positivo di compressione, espresso in kg
Taglio positivo se diretto da monte verso valle, espresso in kg

Nr.	Y	N	M	T
1	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.05	62.50	0.03	1.20
3	0.10	125.00	0.12	2.40
4	0.15	187.50	0.27	3.59
5	0.20	250.00	0.48	4.79

Sollecitazioni fondazione di monte

Combinazione n° 12
L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte
Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kgm
Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kg

Nr.	X	M	T
1	0.00	0.00	0.00
2	0.90	-23.83	-40.99
3	1.80	-52.24	-10.17

Armature e tensioni nei materiali della struttura

Combinazione n° 12

L'ordinata Y(espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

B base della sezione espressa in [cm]
H altezza della sezione espressa in [cm]
A_{fs} area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq]
A_{fi} area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]
N_u sforzo normale ultimo espresso in [kg]
M_u momento ultimo espresso in [kgm]
CS coefficiente sicurezza sezione
Vcd Aliquota di taglio che è capace di assorbire il cls
Vwd Aliquota di taglio assorbito dall'armatura

Nr.	**Y**	**B**	**H**	**A_{fs}**	**A_{fi}**	**N_u**	**M_u**	**CS**	**Vcd**	**Vwd**
1	0.00	100.00	50.00	16.08	8.04	0	0	1000.00	28398	0
2	0.05	100.00	50.00	16.08	8.04	532830	-255	8525.28	28398	0
3	0.10	100.00	50.00	16.08	8.04	532409	-510	4259.27	28398	0
4	0.15	100.00	50.00	16.08	8.04	531989	-765	2837.27	28398	0
5	0.20	100.00	50.00	16.08	8.04	531569	-1019	2126.28	28398	0

Armature e tensioni nei materiali della fondazione

Combinazione n° 12
Simbologia adottata
B base della sezione espressa in [cm]
H altezza della sezione espressa in [cm]
A_{fi} area di armatura in corrispondenza del lembo inferiore in [cmq]
A_{fs} area di armatura in corrispondenza del lembo superiore in [cmq]
N_u sforzo normale ultimo espresso in [kg]
M_u momento ultimo espresso in [kgm]
CS coefficiente sicurezza sezione
Vcd Aliquota di taglio assorbito dal cls
Vwd Aliquota di taglio assorbito dall'armatura

Fondazione di monte

(L'ascissa X, espressa in [m], è positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte)

Nr.	**X**	**B**	**H**	**A_{fs}**	**A_{fi}**	**N_u**	**M_u**	**CS**	**Vcd**	**Vwd**
1	0.00	100.00	50.00	10.05	10.05	0	0	1000.00	28398	0
2	0.90	100.00	50.00	10.05	10.05	0	-17250	723.76	28398	0
3	1.80	100.00	50.00	10.05	10.05	0	-17250	330.18	28398	0