

VARIANTE ALLA S.S. 1 "VIA AURELIA"
Viabilità di accesso all'hub portuale di La Spezia
Lavori di costruzione della variante alla S.S. 1 Via Aurelia - 3°Lotto
2° Stralcio Funzionale B dallo Svincolo di Buon Viaggio allo Svincolo di San Venerio
COMPLETAMENTO

PRECEDENTI LIVELLI DI PROGETTAZIONE DELL'APPALTO INTEGRATO ORIGINALE

PD n°1861 del 09/07/03 aggiornato al 10/12/08 - Delibera CIPE n°60 del 02/04/08

PE n° 103 del 14/07/2011 - D.A. CDG-103321-P del 20/07/11

PVT n°112 del 21/01/16 aggiornata al 28/10/16 - D.A. CDG-92950-P del 21/02/17

Progetto Esecutivo Cantierabile Opere da Completare

PROGETTO ESECUTIVO

COD. GE266

PROGETTAZIONE: ANAS - DIREZIONE PROGETTAZIONE E REALIZZAZIONE LAVORI

PROGETTISTA:

Dott. Ing. Antonio Scalamandrè
Ordine Ing. di Frosinone n. 1063

IL GEOLOGO

Dott. Geol. Flavio Capozucca
Ordine Geol. del Lazio n. 1599

COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE

Geom. Emiliano Paiella

VISTO IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Dott. Ing. Fabrizio Cardone

PROTOCOLLO

DATA

OPERE D'ARTE MINORI
OPERE DI SOSTEGNO: MURI
PARTE GENERALE

STRUTTURE DI SOSTEGNO BARRIERE ANTIRUMORE - RELAZIONE DI CALCOLO

CODICE PROGETTO

NOME FILE

V01OM00STRRE01A

REVISIONE

SCALA

PROGETTO

LIV. PROG.

DPGE0266 E 20

CODICE
ELAB.

V01OM00STRRE01

A

VARIE

D

C

B

A

Emissione

Giugno 2020

Ing.

Ing.

Ing.

REV.

DESCRIZIONE

DATA

REDATTO

VERIFICATO

APPROVATO

Variante alla S.S.1 "Via Aurelia" Viabilità di accesso all'hub di La Spezia
Lavori di costruzione della variante alla S.S.1 Aurelia – 3° Lotto
2° Stralcio funzionale B dallo Svincolo di Buon Viaggio allo Svincolo di S. Venerio
Completamento – PE
Strutture di sostegno barriere antirumore – Relazione di calcolo

I

INDICE

1.	INTRODUZIONE	1
----	--------------	---

1. INTRODUZIONE

Il presente documento, facente parte del completamento del Progetto Esecutivo "Variante alla SS n. 1 Aurelia (Aurelia bis) - Viabilità di accesso all'hub portuale di La Spezia", riguarda le verifiche delle strutture di sostegno delle barriere antirumore.

Nella fattispecie, non essendo intervenute modifiche nel progetto delle opere in oggetto, nel seguito si ripropone integralmente la relazione di calcolo del Progetto Esecutivo.



RELAZIONE DI CALCOLO

N° PROGETTO: C287.A		ELABORATO: T00OM00STRE01_A.doc			
0	Giugno 2011	EMISSIONE A SEGUITO ISTRUTTORIA ANAS	OLMEDO	FRANCO	FIMIANI
1					
2					
3					
4					
<i>revisione</i>	<i>data</i>	<i>descrizione</i>	<i>redatto</i>	<i>controllato</i>	<i>approvato</i>

INDICE

PREMESSA	1
1. RIFERIMENTI NORMATIVI	3
2. MATERIALI	4
3. ANALISI STRUTTURALE MURO PER T.A. E T.R.	7
3.1 DESCRIZIONE DELLE ANALISI	7
3.1.1 Valori caratteristici e valori di calcolo	7
3.1.2 Metodo di Mononobe-Okabe	8
3.1.3 Spinta in presenza di sisma.....	9
3.1.4 Vento.....	11
3.1.5 Urto.....	14
3.1.6 Verifica a ribaltamento.....	14
3.1.7 Verifica a scorrimento	15
3.1.8 Verifica al carico limite.....	16
3.1.9 Verifica alla stabilità globale	17
3.1.10 Coefficienti di partecipazione combinazioni.....	18
3.2 CALCOLO DELLA STRUTTURA	20
3.2.1 Geometria muro e fondazione.....	20
3.2.2 Descrizione terreni	21
3.2.3 Stratigrafia.....	21
3.2.4 Condizioni di carico	21
3.2.5 Descrizione combinazioni di carico.....	22
3.2.6 Impostazioni di analisi.....	25
3.2.7 Analisi della spinta	26
3.2.8 Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati.....	27
3.2.9 Analisi della spinta e verifiche.....	28
3.2.10 Inviluppo sollecitazioni paramento.....	29
3.2.11 Inviluppo sollecitazioni fondazione	29
3.2.12 Inviluppo armature e tensioni nei materiali del muro	30
3.2.13 Inviluppo armature e tensioni nei materiali della fondazione	32
3.2.14 Elenco Ferri.....	33
4. ANALISI STRUTTURALE MURO PER RILEVATI	34
4.1 DESCRIZIONE DELLE ANALISI	34
4.1.1 Valori caratteristici e valori di calcolo	34
4.1.2 Metodo di Mononobe-Okabe	35
4.1.3 Spinta in presenza di sisma.....	36
4.1.4 Vento.....	38
4.1.5 Urto.....	42
4.1.6 Verifica a ribaltamento.....	42
4.1.7 Verifica a scorrimento	43
4.1.8 Verifica al carico limite.....	44
4.1.9 Verifica alla stabilità globale	45
4.1.10 Coefficienti di partecipazione combinazioni.....	46
4.2 CALCOLO DELLA STRUTTURA	48
4.2.1 Geometria muro e fondazione.....	48
4.2.2 Descrizione terreni	49
4.2.3 Stratigrafia.....	49
4.2.4 Condizioni di carico	49
4.2.5 Descrizione combinazioni di carico.....	50
4.2.6 Impostazioni di analisi.....	53

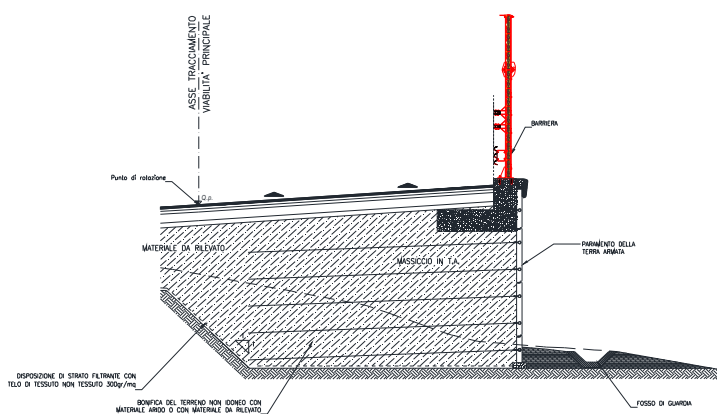


4.2.7 Analisi della spinta	54
4.2.8 Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati.....	55
4.2.9 Inviluppo sollecitazioni paramento.....	56
4.2.10 Inviluppo sollecitazioni fondazione di valle.....	56
4.2.11 Inviluppo sollecitazioni fondazione di monte.....	57
4.2.12 Inviluppo armature e tensioni nei materiali del muro	57
4.2.13 Inviluppo armature e tensioni nei materiali della fondazione	60
4.2.14 Elenco Ferri.....	63

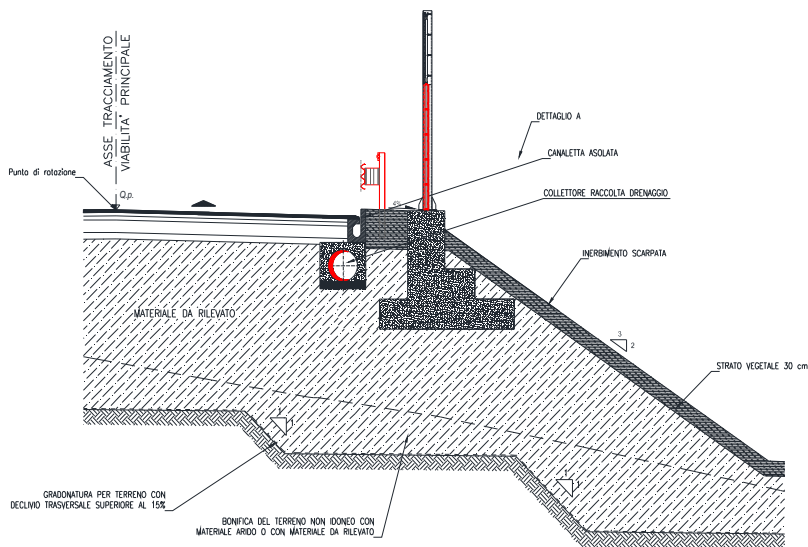
PREMESSA

La presente relazione illustra gli schemi statici e i dimensionamenti adottati per i muri in c.a. gettati in opera per il sostegno delle barriere antirumore. Si distinguono due tipologie di muro, una relativa alle tratte in rilevato ed una relativa alle tratte in Terra Rinforzata e in Terra Armata.

Di seguito si riportano le sezioni trasversali per le due tipologie di muro:



- Muro per barriere antirumore nelle T.A. e nelle T.R. -



- Muro per barriere antirumore nei rilevati -

Nei muri in c.a. dei rilevati sulla mensola di valle viene realizzato un gradino in c.a. necessario per garantire un'adeguata ammortatura delle scarpate del rilevato con la struttura stessa.

1. RIFERIMENTI NORMATIVI

- LEGGE n. 1086 05.11.1971: Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- Ministero dei LL.PP – D.M. 14.01.2008: Norme Tecniche per le Costruzioni.
- Circolare 2 febbraio 2009 n. 617: Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008.

2. MATERIALI

Calcestruzzo:

γ_c = peso specifico = 25.00 kN/mc

Classe di resistenza = C30/37

R_{ck} = resistenza cubica = 37.00 N/mm²

f_{ck} = resistenza cilindrica caratteristica = $0.83 R_{ck} = 30.71$ N/mm²

f_{cm} = resistenza cilindrica media = $f_{ck} + 8 = 38.71$ N/mm²

f_{ctm} = resistenza a trazione media = $0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 2.94$ N/mm²

f_{ctf} = resistenza a traz. per flessione media = $1.20 \times f_{ctm} = 3.53$ N/mm²

f_{ctk} = resistenza a traz. per flessione caratt. = $0.70 \times f_{ctm} = 2.47$ N/mm²

E_{cm} = modulo elast. tra 0 e $0.40 f_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 33019$ N/mm²

ν_1 = coefficiente di Poisson per calcestruzzo non fessurato = 0.00

ν_2 = coefficiente di Poisson per calcestruzzo fessurato = 0.20

α_T = coefficiente di dilatazione termica = 0.00001 °C⁻¹

V_N = vita nominale della struttura = 50 anni

Tolleranza di posa del copriferro = 0 mm

CARATTERISTICHE PER LA DURABILITA'						
CLASSE DI ESPOSIZIONE		XC4				
Classe di esposizione vecchia		4a+5b				
RAPPORTO a/c (max)	0,50					
COPRIFERRO (min)	elementi a piastra:		30	altri elementi:		35
CLASSE DI RESIST. PER ESPOSIZ.	C30/37					
CONTENUTO DI ARIA (min)	0%					
CONTENUTO DI CEMENTO kg/mc (min)	300					
CLASSE DI CONSISTENZA	S4					

Copriferro = 35 mm

Tipo di ambiente (ved. tabella 4.1.III delle NTC) = Aggressivo

Velocità di maturazione = Normale

N = numero min. di giorni di maturazione per togliere i casseri = 28 gg

Acciaio di armatura - barre:

Tipo = B 450 C

γ_a = peso specifico = 78.50 kN/mc

f_y nom = tensione nominale di snervamento = 450 N/mm²

f_t nom = tensione nominale di rottura = 540 N/mm²

f_{yk} min = minima tensione caratteristica di snervamento = 450 N/mm²

f_{tk} min = minima tensione caratteristica di rottura = 540 N/mm²

$(f_t/f_y)_k$ min = minimo rapporto tra i valori caratteristici = 1.15

$(f_t/f_y)_k$ max = massimo rapporto tra i valori caratteristici = 1.35

$(f_y/f_y \text{ nom})_k$ = massimo rapporto tra i valori nominali = 1.25

$(A_{gt})_k$ = allungamento caratteristico sotto carico massimo = 7.5 %

φ min = minimo diametro consentito delle barre = 6 mm

φ max = massimo diametro consentito delle barre = 40 mm

E = modulo di elasticità dell'acciaio = 206000 N/mm²

α_T = coefficiente di dilatazione termica = 0.00001 °C⁻¹

Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90° e successivo raddrizzamento senza

cricche: $\varphi < 12$ mm 4 φ

$12 \leq \varphi \leq 16$ mm 5 φ

$16 < \varphi \leq 25$ mm 8 φ

$25 < \varphi \leq 40$ mm 10 φ



L'uso di acciai forniti in rotoli è ammesso, senza limitazioni, per diametri fino a $\varphi \leq 16$ mm.

3. ANALISI STRUTTURALE MURO PER T.A. E T.R.

I seguenti muri sono calcolati tenendo conto della presenza di una barriera antirumore integrata da barriera di protezione. A seguito di tale presenza, sui muri sono state applicate le seguenti azioni:

peso proprio barriera = $1.50 \text{ kN/mq} \times 5.00\text{m} = 7.50 \text{ kN/m}$ (il calcolo viene effettuato per l'altezza massima di barriera adottata = 5.00m);

il vento (vedasi apposito paragrafo);

l'urto in svio (vedasi apposito paragrafo).

3.1 DESCRIZIONE DELLE ANALISI

3.1.1 Valori caratteristici e valori di calcolo

Effettuando il calcolo tramite il D.M.14.01.2008 è necessario fare la distinzione fra i parametri caratteristici ed i valori 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.

3.1.2 Metodo di Mononobe-Okabe

Il metodo di Mononobe-Okabe adotta le stesse ipotesi della teoria di Coulomb: un cuneo di spinta a monte del muro che si muove rigidamente lungo una superficie di rottura rettilinea. Mette in conto inoltre l'inerzia sismica del cuneo in direzione orizzontale e verticale. Dall'equilibrio del cuneo si ricava la spinta che il terreno esercita sull'opera di sostegno in condizioni sismiche. Viene messo in conto, come nella teoria di Coulomb, l'esistenza dell'attrito fra il terreno e il paramento del muro, e quindi la retta di spinta risulta inclinata rispetto alla normale al paramento stesso di un angolo di attrito terra-muro.

L'espressione della spinta totale (statica più sismica) esercitata da un terrapieno, di peso di volume γ , su una parete di altezza H, risulta espressa secondo la teoria di Mononobe-Okabe dalla seguente relazione

$$S = 1/2(1 \pm k_v)\gamma H^2 K_a$$

K_a rappresenta il coefficiente di spinta attiva espresso da

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

L'angolo θ è legato al coefficiente sismico dalla seguente espressione

$$\tan(\theta) = k_h / (1 \pm k_v)$$

dove k_h e k_v rappresentano in coefficiente di intensità sismica orizzontale e verticale.

Nel caso in cui il terrapieno sia gravato di un sovraccarico uniforme Q l'espressione della pressione e della spinta diventano

$$\sigma_a = (\gamma z + Q)K_a$$

$$S = (1/2\gamma H^2 + QH)K_a$$

Al carico Q corrisponde un diagramma delle pressioni rettangolare con risultante applicata a $1/2H$.

Nel caso di terreno dotato di coesione c l'espressione della pressione esercitata sulla parete, alla generica profondità z , diventa

$$\sigma_a = \gamma z K_a - 2c(K_a)^{1/2}$$

Al diagramma triangolare, espresso dal termine $\gamma z K_a$, si sottrae il diagramma rettangolare legato al termine con la coesione. La pressione σ_a risulta negativa per valori di z minori di

$$h_c = \frac{2c}{\gamma(K_a)^{1/2}}$$

La grandezza h_c è detta altezza critica e rappresenta la profondità di potenziale frattura del terreno. E' chiaro che se l'altezza della parete è inferiore ad h_c non abbiamo nessuna spinta sulla parete.

3.1.3 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 $\theta = \arctg(k_h/(1\pm k_v))$ 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

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

Terreno a permeabilità elevata

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

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

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

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.

3.1.4 Vento

L'azione del vento, viene determinata secondo il D.M.14.01.2008

Tale azione è descritta mediante sistemi di forze e di pressioni i cui effetti sono equivalenti a quelli del vento turbolento, considerando di regola la direzione del vento orizzontale (formulazione quasi statica equivalente).

La procedura per il calcolo di tali azioni consiste essenzialmente nei seguenti 3 punti:

- 1) parametri che caratterizzano il sito dell'opera;
- 2) parametri che caratterizzano la tipologia strutturale;
- 3) parametri che caratterizzano l'opera specifica;

Velocità di riferimento

La determinazione dell'azione del vento parte dall'individuazione della velocità di riferimento V_{ref} . Questa è definita come il valore massimo della velocità su un intervallo di 10 minuti del vento, misurata a 10 metri dal suolo, su un sito di II° categoria. Tale velocità corrisponde ad un periodo di ritorno di $Tr = 50$ anni, ovvero ad una probabilità di essere superata in un anno pari al 2%.

L'altitudine sul livello del mare del sito ove sorge la struttura è: 120 m

La zona di appartenenza del sito è : Liguria

{	Zona =	Zona 7	
	$V_{b,0}$ =	28	m/s
	a_0 =	1000	m
	k_a =	0.015	1/s

V_b = velocità di riferimento con $Tr = 50$ anni = 28.0 m/s

Tr = periodo di ritorno dell'azione del vento = 50 anni

α_r = coefficiente = $0.75 \times \{1 - 0.2 \times \ln[-\ln(1 - 1/Tr)]\}$ = 1.00

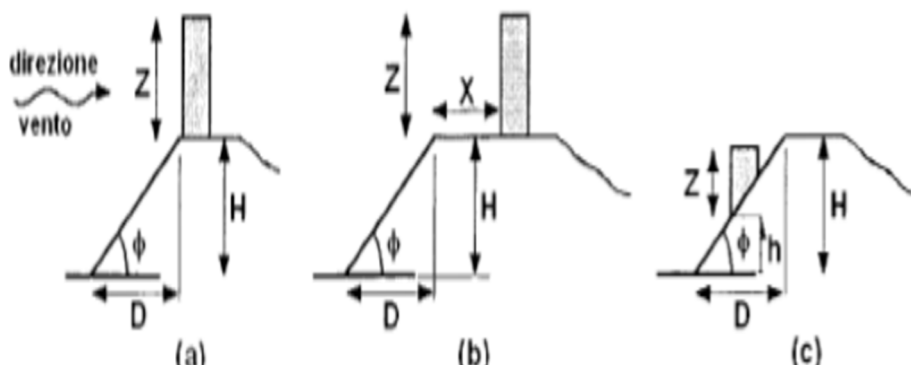
$V_b(Tr)$ = velocità di riferimento = $\alpha_r \times V_b$ = 28.0 m/s

Coefficiente di topografia

$ct = \text{coefficiente di topografia} = 1 + \beta \times \gamma \times (h/H - 0.1 \times X/H) = 1.00$

essendo:

$\beta =$	coefficiente =	0.50	
$\gamma =$	coefficiente (funzione di ϕ) =	0.00	
$h =$	altezza della struttura rispetto al piano campagna =	30.00	m
$H =$	altezza della collina, dislivello, pendio =	30.00	m
$X =$	distanza della struttura da un dislivello =	0.00	m
$\phi =$	pendenza della collina, dislivello, pendio =	35%	
$Z =$	altezza max della struttura rispetto al piano campagna =	5.00	m



Coefficiente di esposizione

Il valore della velocità di riferimento del vento va calibrato per tenere conto degli effetti locali del sito dove è posta la costruzione e della sua altezza dal suolo.

La rugosità del terreno rientra nella seguente classe : C

Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D

La posizione del sito, rispetto alla costa rientra nel seguente caso:

$0 \text{ km} < d$ (d = distanza dal mare)

La categoria di esposizione è: III°

a cui corrispondono i seguenti valori :

$$\left\{ \begin{array}{l} k_r = 0.20 \\ z_0 = 0.10 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$z_{min} = 5 \quad m$$

pertanto:

$$c_e = \text{coefficiente di esposizione} = 1.71$$

Pressione cinetica di riferimento

$$q_b = \text{pressione cinetica di riferimento} = 0.5 \times 1.25 \times V_b^2 = 0.49 \quad \text{kN/mq}$$

Posta la densità dell'aria pari a 1.25 kg/mc.

Coefficienti di forma

Le azioni statiche del vento si traducono in pressioni (positive) e depressioni (negative) agenti normalmente alle superfici, sia esterne che interne, degli elementi che compongono la costruzione. L'azione del vento sul singolo elemento è quindi determinata considerando la combinazione più gravosa della pressione agente sulla superficie esterna.

Il vento genera azioni di pressione sulla parete verticale sopravento, di depressione sulle restanti facce libere (facce sottovento e parallele al vento), ed azioni tangenziali. La variazione altimetrica delle pressioni sulle pareti sopravento ha natura logaritmica, mentre sulle altre facce il profilo delle depressioni è uniforme.

Ai fini del calcolo delle pressioni esterne si assume per le pareti sopravento una pressione cinetica di picco variabile con la quota; per le altre facce viene assunta una pressione cinetica uniforme pari al valore corrispondente alla quota del baricentro della struttura, ossia a : $2.50 \quad m$

$$\alpha = \text{inclinaz. della superficie sopravento rispetto all' orizzontale} = 90 \quad \text{gradi}$$

$$c_{p1a} = \text{coefficiente di forma (pressione) esterna - sopravento} = 0.80$$

$$c_{p1b} = \text{coefficiente di forma (pressione) esterna - sottovento} = -0.40$$

Per le superfici esterne il segno "+" indica che l'azione segue la direzione del vento.

Per le superfici interne il segno "+" indica che l'azione è volta dall'interno verso l'esterno della struttura.

Coefficiente dinamico

$cd = \text{coefficiente dinamico} = 1.00$

Il coefficiente dinamico tiene in conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali.

Azioni statiche equivalenti

L'azione d'insieme esercitata dal vento è data dalla risultante delle azioni sui singoli elementi, considerando come direzione del vento quella corrispondente ad uno degli assi principali della pianta della costruzione alla volta.

$p_{1a} = q_b \times c_e \times c_{p1a} \times c_d = \text{pressione esterna sopravento} = 0.67 \text{ kN/mq}$

$p_{1b} = q_b \times c_e \times c_{p1b} \times c_d = \text{pressione esterna sottovento} = -0.34 \text{ kN/mq}$

$Z = \text{altezza barriera antirumore} = 5.00 \text{ m}$

Pertanto si ha :

$Q5(v)(F1) = \text{spinta sulla barriera} = (p_{1a} - p_{1b}) \times Z = 5.03 \text{ kN/m}$

$Q5(v)(M1) = \text{momento sulla barriera} = Q5(v)(F1) \times Z/2 = 12.57 \text{ kNm/m}$

3.1.5 Urto

I sicurvia e gli elementi strutturali ai quali sono collegati sono dimensionati in funzione della classe di contenimento richiesta per l'impiego specifico (vedi D.M. 21-06-04 n.2367). Se non diversamente indicato, la forza deve essere considerata distribuita su 0,50 m ed applicata ad una quota h, misurata dal piano viario, pari alla minore delle dimensioni h1, h2, dove h1 = (altezza della barriera - 0,10m) , h2 = 1,00m.

Si tiene conto delle forze causate da collisioni accidentali sugli elementi di sicurezza attraverso una forza orizzontale equivalente di collisione di 100 kN.

Essa viene considerata agente trasversalmente ed orizzontalmente.

3.1.6 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 può impostare $\eta_r \geq 1.0$.

Deve quindi essere verificata la seguente disequaglianza

$$\frac{M_s}{M_r} \geq \eta_r$$

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 terramuro 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.

3.1.7 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 risulta 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 $\eta_s \geq 1.0$

$$\frac{F_r}{F_s} \geq \eta_s$$

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 per cento.

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.

3.1.8 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:

$$\frac{Q_u}{R} \geq \eta_q$$

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_q \geq 1.0$

Terzaghi ha proposto la seguente espressione per il calcolo della capacità portante di una fondazione superficiale.

$$q_u = cN_c s_c + qN_q + 0.5B\gamma N_\gamma s_\gamma$$

La simbologia adottata è la seguente:

- 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 fattori di capacità portante sono espressi dalle seguenti relazioni:

$$N_q = \frac{e^{2(0.75\pi - \phi/2)\text{tg}(\phi)}}{2\cos^2(45 + \phi/2)}$$

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

$$N_\gamma = \frac{\text{tg}\phi}{2} \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2\phi} - 1 \right)$$

I fattori di forma s_c e s_γ che compaiono nella espressione di q_u dipendono dalla forma della fondazione. In particolare valgono 1 per fondazioni nastriformi o rettangolari allungate e valgono rispettivamente 1.3 e 0.8 per fondazioni quadrate.

termine $K_{p\gamma}$ che compare nell'espressione di N_γ non ha un'espressione analitica. Pertanto si assume per N_γ l'espressione proposta da Meyerof

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

3.1.9 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 $\eta_g \geq 1.0$

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:

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

dove n è il numero delle strisce considerate, b_i e α_i sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia iesima rispetto all'orizzontale, W_i è il peso della striscia iesima 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.

3.1.10 Coefficienti di partecipazione combinazioni

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
Coazione efficace		$\gamma_{c'}$	1.00	1.25
Resistenza non drenata		γ_{cu}	1.00	1.40
Resistenza a compressione uniassiale		γ_{qu}	1.00	1.40
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}	0.20	0.20	0.20

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	1.40
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	

3.2 CALCOLO DELLA STRUTTURA

3.2.1 Geometria muro e fondazione

Altezza del paramento	0,90 [m]
Spessore in sommità	0,61 [m]
Spessore all'attacco con la fondazione	0,61 [m]
Inclinazione paramento esterno	0,00 [°]
Inclinazione paramento interno	0,00 [°]
Lunghezza del muro	1,00 [m]

Fondazione

Lunghezza mensola fondazione di valle	0,00 [m]
Lunghezza mensola fondazione di monte	1,44 [m]
Lunghezza totale fondazione	2,05 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	0,00 [°]
Spessore fondazione	0,60 [m]

3.2.2 Descrizione terreni

Descrizione	γ	γ_s	ϕ	δ	c	c_a
Terreno 1	19,00	20,00	32,00	21,33	0,0000	0,0000

dove:

γ	Peso di volume del terreno espresso in [kN/mc]
γ_s	Peso di volume saturo del terreno espresso in [kN/mc]
ϕ	Angolo d'attrito interno espresso in [°]
δ	Angolo d'attrito terra-muro espresso in [°]
c	Coesione espressa in [MPa]
c_a	Adesione terra-muro espressa in [MPa]

3.2.3 Stratigrafia

Nr.	H	a	K_w	K_s	Terreno
1	10,00	0,00	2,95	0,00	Terreno 1

dove:

N	Indice dello strato
H	Spessore dello strato espresso in [m]
a	Inclinazione espressa in [°]
K_w	Costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm ² /cm
K_s	Coefficiente di spinta
Terreno	Terreno dello strato

3.2.4 Condizioni di carico
Condizione n° 1 (Q)

D	Profilo	$X_i=0,00$	$X_f=2,00$	$Q_i=20,0000$	$Q_f=20,0000$
---	---------	------------	------------	---------------	---------------

Condizione n° 2 (BARRIERA)

C	Paramento	$X=-0,15$	$Y=0,00$	$F_x=0,0000$	$F_y=7,5000$
		$M=0,0000$			

Condizione n° 3 (VENTO)

C Paramento X=-0,15 Y=0,00 F_x=5,0500 F_y=0,0000
M=12,6250

Condizione n° 4 (URTO)

C Paramento X=-0,15 Y=0,00 F_x=8,0000 F_y=0,0000
M=8,0000

dove:

X Ascissa del punto di applicazione del carico concentrato espressa in [m]
 F_x Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [kN]
 F_y Componente verticale del carico concentrato espressa in [kN]
 M Momento espresso in [kNm]
 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 [kN/m]
 Q_f Intensità del carico per x=X_f espressa in [kN/m]
 D / C Tipo carico : D=distribuito C=concentrato

3.2.5 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
BARRIERA	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
BARRIERA	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 3 STAB

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	1,00	1.00	1,00
BARRIERA	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 4 SLU (Caso A1-M1)

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,30	1.00	1,30
Spinta terreno	1,30	1.00	1,30
BARRIERA	1.30	1.00	1.30
Q	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 5 SLU (Caso A2-M2)

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	1,00	1.00	1,00
BARRIERA	1.00	1.00	1.00
Q	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 6 EQU

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,10	1.00	1,10
Spinta terreno	1,10	1.00	1,10
BARRIERA	1.10	1.00	1.10
Q	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 7 STAB

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	1,00	1.00	1,00
BARRIERA	1.00	1.00	1.00
Q	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 8 SLU (Caso A1-M1)

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,30	1.00	1,30
Spinta terreno	1,30	1.00	1,30
BARRIERA	1.30	1.00	1.30
VENTO	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 9 SLU (Caso A2-M2)

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	1,00	1.00	1,00
BARRIERA	1.00	1.00	1.00
VENTO	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 10 EQU

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,10	1.00	1,10
Spinta terreno	1,10	1.00	1,10

BARRIERA	1.10	1.00	1.10
VENTO	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 11 STAB

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	1,00	1.00	1,00
BARRIERA	1.00	1.00	1.00
VENTO	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 12 EQU

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,10	1.00	1,10
Spinta terreno	1,10	1.00	1,10
BARRIERA	1.10	1.00	1.10
URTO	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 13 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
BARRIERA	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 14 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
BARRIERA	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 15 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
BARRIERA	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 16 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
BARRIERA	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 17 EQU - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	1,00	1.00	1,00
BARRIERA	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 18 EQU - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	1,00	1.00	1,00
BARRIERA	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 19 STAB - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	1,00	1.00	1,00
BARRIERA	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 20 STAB - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	1,00	1.00	1,00
BARRIERA	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 21 SLE (Quasi Permanente)

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	1,00	1.00	1,00
BARRIERA	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 22 SLE (Rara)

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	1,00	1.00	1,00
BARRIERA	1.00	1.00	1.00
Q	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 23 SLE (Rara)

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	1,00	1.00	1,00
BARRIERA	1.00	1.00	1.00
VENTO	1.00	1.00	1.00

3.2.6 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	1.50
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a trazione	1.50
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	1.00

Impostazioni verifiche SLE

Condizioni ambientali	Aggressive
Armatura ad aderenza migliorata	
Verifica fessurazione	
Sensibilità delle armature	Sensibile
Valori limite delle aperture delle fessure	w1 = 0.20 w2 = 0.30 w3 = 0.40
Metodo di calcolo aperture delle fessure	Circ. Min. 252 (15/10/1996)
Verifica delle tensioni	
Combinazione di carico	Rara $\sigma_c < 0.06 f_{ck}$ - $\sigma_f < 0.80 f_{yk}$ Quasi permanente $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$

3.2.7 Analisi della spinta

Tipo di analisi

Calcolo della spinta	metodo di Mononobe-Okabe
Calcolo del carico limite	metodo di Terzaghi
Calcolo della stabilità globale	metodo di Fellenius
Calcolo della spinta in condizioni di	Spinta attiva

Sisma

Combinazioni SLU

Accelerazione al suolo a_g	0.14 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.20
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.20
Coefficiente riduzione (β_m)	0.18
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h = (a_g/g * \beta_m * St * S) = 0.38$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v = 0.50 * k_h = 0.19$

Forma diagramma incremento sismico Rettangolare

Partecipazione spinta passiva (percento) 0,0
Lunghezza del muro 1,00 [m]

Peso muro 44,4750 [kN]
 Baricentro del muro X=0,19 Y=-0,97

Superficie di spinta

Punto inferiore superficie di spinta X = 1,44 Y = -1,50
 Punto superiore superficie di spinta X = 1,44 Y = 0,00
 Altezza della superficie di spinta 1,50 [m]
 Inclinazione superficie di spinta (rispetto alla verticale) 0,00 [°]

3.2.8 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]	--	3,25	--	9,77	--
2	A2-M2 - [1]	--	2,48	--	5,01	--
3	STAB - [1]	--	--	--	--	3,35
4	A1-M1 - [2]	--	2,77	--	6,53	--
5	A2-M2 - [2]	--	1,99	--	3,30	--
6	EQU - [2]	--	--	9,06	--	--
7	STAB - [2]	--	--	--	--	2,18
8	A1-M1 - [3]	--	1,91	--	4,74	--
9	A2-M2 - [3]	--	1,50	--	2,43	--
10	EQU - [3]	--	--	2,25	--	--
11	STAB - [3]	--	--	--	--	3,35
12	EQU - [4]	--	--	2,27	--	--
13	A1-M1 - [5]	Orizzontale + Verticale positivo	3,57	--	11,21	--
14	A1-M1 - [5]	Orizzontale + Verticale negativo	3,58	--	11,24	--
15	A2-M2 - [5]	Orizzontale + Verticale positivo	2,40	--	4,91	--
16	A2-M2 - [5]	Orizzontale + Verticale negativo	2,40	--	4,93	--
17	EQU - [5]	Orizzontale + Verticale positivo	--	12,89	--	--
18	EQU - [5]	Orizzontale + Verticale negativo	--	12,66	--	--
19	STAB - [5]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	3,29
20	STAB - [5]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	3,29
21	SLEQ - [1]	--	3,73	--	11,43	--
22	SLER - [1]	--	3,13	--	8,39	--
23	SLER - [1]	--	2,32	--	6,72	--

Superficie di spinta

Punto inferiore superficie di spinta	X = 1,44	Y = -1,50
Punto superiore superficie di spinta	X = 1,44	Y = 0,00
Altezza della superficie di spinta	1,50	[m]
Inclinazione superficie di spinta(rispetto alla verticale)	0,00	[°]

3.2.10 Inviluppo sollecitazioni paramento

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 [kNm]

Sforzo normale positivo di compressione, espresso in [kN]

Taglio positivo se diretto da monte verso valle, espresso in [kN]

Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0,00	7,5000	9,7500	-1,5112	17,6587	0,0000	12,0000
2	0,04	8,2167	10,8204	-1,5554	17,9918	0,0903	12,1073
3	0,09	8,9378	11,8988	-1,5810	18,3285	0,1919	12,2300
4	0,14	9,6629	12,9826	-1,5865	18,6697	0,3036	12,3667
5	0,18	10,3919	14,0715	-1,5711	19,0161	0,4251	12,5171
6	0,22	11,1247	15,1654	-1,5343	19,3682	0,5565	12,6813
7	0,27	11,8615	16,2643	-1,5075	19,7268	0,6978	12,8593
8	0,32	12,6022	17,3682	-1,4857	20,0923	0,8489	13,0509
9	0,36	13,3468	18,4771	-1,4563	20,4655	1,0099	13,2563
10	0,40	14,0953	19,5910	-1,4187	20,8469	1,1807	13,4755
11	0,45	14,8477	20,7099	-1,3724	21,2371	1,3614	13,7084
12	0,49	15,6039	21,8338	-1,3167	21,6369	1,5520	13,9550
13	0,54	16,3641	22,9627	-1,2511	22,0467	1,7524	14,2154
14	0,58	17,1282	24,0966	-1,1751	22,4673	1,9627	14,4895
15	0,63	17,8962	25,2355	-1,0879	22,8992	2,1828	14,7773
16	0,67	18,6681	26,3794	-0,9892	23,3431	2,4128	15,0789
17	0,72	19,4439	27,5283	-0,8782	23,7995	2,6526	15,3942
18	0,77	20,2236	28,6823	-0,7544	24,2691	2,9023	15,7232
19	0,81	21,0072	29,8412	-0,6173	24,7525	3,1618	16,0660
20	0,85	21,7947	31,0051	-0,4662	25,2504	3,4312	16,4225
21	0,90	22,5855	32,1733	-0,3004	25,7634	3,7089	16,7906

3.2.11 Inviluppo sollecitazioni fondazione

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 [kNm]

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in [kN]

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0,00	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
2	0,14	-0,3860	0,0091	-5,3611	0,1218
3	0,29	-1,5425	0,0338	-10,6405	0,2161
4	0,43	-3,4024	0,0700	-15,0020	0,2829
5	0,58	-5,8085	0,1139	-18,4825	0,3223

6	0,72	-8,5970	0,1615	-21,1387	0,3342
7	0,86	-11,6042	0,2089	-22,5336	0,5058
8	1,01	-14,8460	0,2520	-22,6673	1,3641
9	1,15	-18,0440	0,2870	-21,5397	2,4435
10	1,30	-20,9889	0,4916	-19,1509	3,7440
11	1,44	-23,4989	1,1377	-15,5009	5,2657

3.2.12 Inviluppo armature e tensioni nei materiali del muro

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]
σ _c	tensione nel calcestruzzo espressa in [MPa]
τ _c	tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [MPa]
σ _{fs}	tensione nell'armatura disposta sul lembo di monte in [MPa]
σ _{fi}	tensione nell'armatura disposta sul lembo di valle in [MPa]
N _u	sforzo normale ultimo espresso in [kN]
M _u	momento ultimo espresso in [kNm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
V _{cd}	Aliquota di taglio assorbito dal cls
V _{wd}	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura

Inviluppo SLU

Nr.	Y Vwd	B	H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	Vcd
1	0,00 0,00	100,00	61,00	10,05	10,05	121,21	-246,45	14,43	412,15
2	0,04 0,00	100,00	61,00	10,05	10,05	131,75	-249,15	14,34	412,15
3	0,09 0,00	100,00	61,00	10,05	10,05	142,18	-251,82	14,26	412,15
4	0,14 0,00	100,00	61,00	10,05	10,05	152,47	-254,45	14,17	412,15
5	0,18 0,00	100,00	61,00	10,05	10,05	162,62	-257,05	14,07	412,15
6	0,22 0,00	100,00	61,00	10,05	10,05	172,61	-259,60	13,98	412,15
7	0,27 0,00	100,00	61,00	10,05	10,05	182,42	-262,11	13,88	412,15
8	0,32 0,00	100,00	61,00	10,05	10,05	192,05	-264,57	13,78	412,15

9	0,36 0,00	100,00	61,00	10,05	10,05	201,48	-266,99	13,67	412,15
10	0,40 0,00	100,00	61,00	10,05	10,05	210,70	-269,35	13,56	412,15
11	0,45 0,00	100,00	61,00	10,05	10,05	219,70	240,14	13,45	412,15
12	0,49 0,00	100,00	61,00	10,05	10,05	228,45	143,34	13,33	412,15
13	0,54 0,00	100,00	61,00	10,05	10,05	236,94	42,61	13,20	412,15
14	0,58 0,00	100,00	61,00	10,05	10,05	245,17	-61,21	13,07	412,15
15	0,63 0,00	100,00	61,00	10,05	10,05	253,10	43,27	12,94	412,15
16	0,67 0,00	100,00	61,00	10,05	10,05	260,74	-40,42	12,80	412,15
17	0,72 0,00	100,00	61,00	10,05	10,05	268,06	-123,46	12,66	412,15
18	0,77 0,00	100,00	61,00	10,05	10,05	275,06	138,88	12,51	412,15
19	0,81 0,00	100,00	61,00	10,05	10,05	281,73	86,21	12,35	412,15
20	0,85 0,00	100,00	61,00	10,05	10,05	288,05	32,00	12,19	412,15
21	0,90 0,00	100,00	61,00	10,05	10,05	293,99	-2,60	12,03	412,15

Inviluppo SLE

Nr.	Y	B	H	A _{fs}	A _{fi}	σ_c	τ_c	σ_{fs}	σ_{fi}
1 3,539	0,00	100,00	61,00	10,05	10,05	0,344	0,010	17,886	-
2 3,630	0,04	100,00	61,00	10,05	10,05	0,351	0,011	17,963	-
3 3,720	0,09	100,00	61,00	10,05	10,05	0,358	0,011	18,044	-
4 3,812	0,14	100,00	61,00	10,05	10,05	0,365	0,011	18,130	-
5 3,904	0,18	100,00	61,00	10,05	10,05	0,372	0,011	18,223	-
6 3,997	0,22	100,00	61,00	10,05	10,05	0,379	0,012	18,323	-
7 4,091	0,27	100,00	61,00	10,05	10,05	0,386	0,012	18,432	-
8 4,187	0,32	100,00	61,00	10,05	10,05	0,394	0,012	18,549	-

9	0,36	100,00	61,00	10,05	10,05	0,401	0,013	18,677	-
4,284									
10	0,40	100,00	61,00	10,05	10,05	0,409	0,013	18,815	-
4,382									
11	0,45	100,00	61,00	10,05	10,05	0,417	0,013	18,964	-
4,482									
12	0,49	100,00	61,00	10,05	10,05	0,425	0,014	19,125	-
4,585									
13	0,54	100,00	61,00	10,05	10,05	0,433	0,014	19,300	-
4,689									
14	0,58	100,00	61,00	10,05	10,05	0,442	0,014	19,488	-
4,795									
15	0,63	100,00	61,00	10,05	10,05	0,451	0,015	19,690	-
4,904									
16	0,67	100,00	61,00	10,05	10,05	0,460	0,015	19,908	-
5,015									
17	0,72	100,00	61,00	10,05	10,05	0,469	0,016	20,142	-
5,129									
18	0,77	100,00	61,00	10,05	10,05	0,479	0,016	20,392	-
5,245									
19	0,81	100,00	61,00	10,05	10,05	0,489	0,017	20,660	-
5,365									
20	0,85	100,00	61,00	10,05	10,05	0,499	0,018	20,947	-
5,488									
21	0,90	100,00	61,00	10,05	10,05	0,509	0,018	21,253	-
5,614									

3.2.13 Inviluppo armature e tensioni nei materiali della fondazione

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]
σ_c	tensione nel calcestruzzo espressa in [MPa]
τ_c	tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [MPa]
σ_{fi}	tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo inferiore in [MPa]
σ_{fs}	tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo superiore in [MPa]
N_u	sforzo normale ultimo espresso in [kN]
M_u	momento ultimo espresso espresso in [kNm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
V_{cd}	Aliquota di taglio assorbito dal cls
V_{wd}	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura

Nr.	X	B	H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	Vcd	Vwd
1	0,00	100,00	60,00	10,05	10,05	0,00	0,00	1000,00	404,92	0,00
2	0,14	100,00	60,00	10,05	10,05	0,00	-211,57	548,11	404,92	0,00
3	0,29	100,00	60,00	10,05	10,05	0,00	-211,57	137,16	404,92	0,00
4	0,43	100,00	60,00	10,05	10,05	0,00	-211,57	62,18	404,92	0,00
5	0,58	100,00	60,00	10,05	10,05	0,00	-211,57	36,42	404,92	0,00
6	0,72	100,00	60,00	10,05	10,05	0,00	-211,57	24,61	404,92	0,00
7	0,86	100,00	60,00	10,05	10,05	0,00	-211,57	18,23	404,92	0,00
8	1,01	100,00	60,00	10,05	10,05	0,00	-211,57	14,43	404,92	0,00
9	1,15	100,00	60,00	10,05	10,05	0,00	211,57	12,01	404,92	0,00
10	1,30	100,00	60,00	10,05	10,05	0,00	211,57	10,42	404,92	0,00
11	1,44	100,00	60,00	10,05	10,05	0,00	211,57	9,38	404,92	0,00

(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	0,00	0,00	1000,00	366,41	0,00
2	0,10	100,00	50,00	10,05	10,05	0,00	0,00	1000,00	366,41	0,00
3	0,20	100,00	50,00	10,05	10,05	0,00	177,61	871,91	366,41	0,00
4	0,30	100,00	50,00	10,05	10,05	0,00	177,61	416,38	366,41	0,00
5	0,40	100,00	50,00	10,05	10,05	0,00	177,61	253,06	366,41	0,00
6	0,50	100,00	50,00	10,05	10,05	0,00	177,61	176,13	366,41	0,00
7	0,60	100,00	50,00	10,05	10,05	0,00	177,61	134,04	366,41	0,00
8	0,70	100,00	50,00	10,05	10,05	0,00	177,61	108,93	366,41	0,00
9	0,80	100,00	50,00	10,05	10,05	0,00	177,61	93,29	366,41	0,00
10	0,90	100,00	50,00	10,05	10,05	0,00	177,61	71,69	366,41	0,00
11	1,00	100,00	50,00	10,05	10,05	0,00	177,61	53,20	366,41	0,00

3.2.14 Elenco Ferri

Simbologia adottata

Destinazione	Destinazione ferro
φ	Diametro ferro espresso in [mm]
n	Numero tondini
L	Lunghezza totale ferro espressa in [cm]

P Peso singolo ferro espresso in [kN]
P_g Peso gruppo espresso in [kN]

Destinazione	ϕ	n	L	P	P _g
Fondazione	16,00	5	331,20	0,0513	0,2563
Fondazione	16,00	5	330,20	0,0511	0,2555
Paramento	16,00	5	257,00	0,0398	0,1989
Paramento	16,00	5	269,00	0,0416	0,2082
Fondazione	8,00	6	68,09	0,0026	0,0158
Paramento	8,00	6	69,08	0,0027	0,0160

4. ANALISI STRUTTURALE MURO PER RILEVATI

4.1 DESCRIZIONE DELLE ANALISI

4.1.1 Valori caratteristici e valori di calcolo

Effettuando il calcolo tramite il D.M.14.01.2008 è necessario fare la distinzione fra i parametri caratteristici ed i valori 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.

4.1.2 Metodo di Mononobe-Okabe

Il metodo di Mononobe-Okabe adotta le stesse ipotesi della teoria di Coulomb: un cuneo di spinta a monte del muro che si muove rigidamente lungo una superficie di rottura rettilinea. Mette in conto inoltre l'inerzia sismica del cuneo in direzione orizzontale e verticale. Dall'equilibrio del cuneo si ricava la spinta che il terreno esercita sull'opera di sostegno in condizioni sismiche. Viene messo in conto, come nella teoria di Coulomb, l'esistenza dell'attrito fra il terreno e il paramento del muro, e quindi la retta di spinta risulta inclinata rispetto alla normale al paramento stesso di un angolo di attrito terra-muro.

L'espressione della spinta totale (statica più sismica) esercitata da un terrapieno, di peso di volume γ , su una parete di altezza H , risulta espressa secondo la teoria di Mononobe-Okabe dalla seguente relazione

$$S = 1/2(1 \pm k_v)\gamma H^2 K_a$$

K_a rappresenta il coefficiente di spinta attiva espresso da

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

L'angolo θ è legato al coefficiente sismico dalla seguente espressione

$$\tan(\theta) = k_h / (1 \pm k_v)$$

dove k_h e k_v rappresentano in coefficiente di intensità sismica orizzontale e verticale.

Nel caso in cui il terrapieno sia gravato di un sovraccarico uniforme Q l'espressione della pressione e della spinta diventano

$$\sigma_a = (\gamma z + Q)K_a$$

$$S = (1/2\gamma H^2 + QH)K_a$$

Al carico Q corrisponde un diagramma delle pressioni rettangolare con risultante applicata a $1/2H$.

Nel caso di terreno dotato di coesione c l'espressione della pressione esercitata sulla parete, alla generica profondità z , diventa

$$\sigma_a = \gamma z K_a - 2c(K_a)^{1/2}$$

Al diagramma triangolare, espresso dal termine $\gamma z K_a$, si sottrae il diagramma rettangolare legato al termine con la coesione. La pressione σ_a risulta negativa per valori di z minori di

$$h_c = \frac{2c}{\gamma(K_a)^{1/2}}$$

La grandezza h_c è detta altezza critica e rappresenta la profondità di potenziale frattura del terreno. E' chiaro che se l'altezza della parete è inferiore ad h_c non abbiamo nessuna spinta sulla parete.

4.1.3 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 $\theta = \arctg(k_h/(1\pm k_v))$ 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

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

Terreno a permeabilità elevata

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

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

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

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.

4.1.4 Vento

L'azione del vento, viene determinata secondo il D.M.14.01.2008

Tale azione è descritta mediante sistemi di forze e di pressioni i cui effetti sono equivalenti a quelli del vento turbolento, considerando di regola la direzione del vento orizzontale (formulazione quasi statica equivalente).

La procedura per il calcolo di tali azioni consiste essenzialmente nei seguenti 3 punti:

- 1) parametri che caratterizzano il sito dell'opera;
- 2) parametri che caratterizzano la tipologia strutturale;
- 3) parametri che caratterizzano l'opera specifica;

Velocità di riferimento

La determinazione dell'azione del vento parte dall'individuazione della velocità di riferimento V_{ref} . Questa è definita come il valore massimo della velocità su un intervallo di 10 minuti del vento, misurata a 10 metri dal suolo, su un sito di II° categoria. Tale velocità corrisponde ad un periodo di ritorno di $Tr = 50$ anni, ovvero ad una probabilità di essere superata in un anno pari al 2%.

L'altitudine sul livello del mare del sito ove sorge la struttura è: 120 m

La zona di appartenenza del sito è : Liguria

{	Zona =	Zona 7	
	$V_{b,0} =$	28	m/s
	$a_0 =$	1000	m
	$k_a =$	0.015	1/s

$V_b =$ velocità di riferimento con $Tr = 50$ anni = 28.0 m/s

$Tr =$ periodo di ritorno dell'azione del vento = 50 anni

$\alpha_r =$ coefficiente = $0.75 \times \{1 - 0.2 \times \ln[-\ln(1 - 1/Tr)]\} =$ 1.00

$V_b(Tr) =$ velocità di riferimento = $\alpha_r \times V_b =$ 28.0 m/s

Coefficiente di topografia

$c_t =$ coefficiente di topografia = $1 + \beta \times \gamma \times (h/H - 0.1 \times X/H) =$ 1.00

essendo:

$\beta =$ coefficiente = 0.50

$\gamma =$ coefficiente (funzione di φ) = 0.00

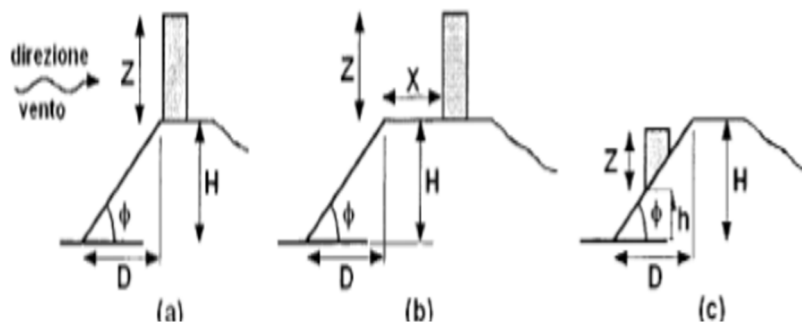
$h =$ altezza della struttura rispetto al piano campagna = 30.00m

$H =$ altezza della collina, dislivello, pendio = 30.00m

$X =$ distanza della struttura da un dislivello = 0.00m

$\varphi =$ pendenza della collina, dislivello, pendio = 35%

$Z =$ altezza max della struttura rispetto al piano campagna = 5.00m



Coefficiente di esposizione

Il valore della velocità di riferimento del vento va calibrato per tenere conto degli effetti locali del sito dove è posta la costruzione e della sua altezza dal suolo.

La rugosità del terreno rientra nella seguente classe : C

Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D

La posizione del sito, rispetto alla costa rientra nel seguente caso:

$$0 \text{ km} < d \quad (d = \text{distanza dal mare})$$

La categoria di esposizione è: III°

a cui corrispondono i seguenti valori :

$$\left\{ \begin{array}{l} k_r = 0.20 \\ z_0 = 0.10\text{m} \\ z_{\text{min}} = 5\text{m} \end{array} \right.$$

pertanto:

$$c_e = \text{coefficiente di esposizione} = 1.71$$

Pressione cinetica di riferimento

$$q_b = \text{pressione cinetica di riferimento} = 0.5 \times 1.25 \times V_b^2 = 0.49 \text{ kN/mq}$$

Posta la densità dell'aria pari a 1.25 kg/mc.

Coefficienti di forma

Le azioni statiche del vento si traducono in pressioni (positive) e depressioni (negative) agenti normalmente alle superfici, sia esterne che interne, degli elementi che compongono la costruzione. L'azione del vento sul singolo elemento è quindi determinata considerando la combinazione più gravosa della pressione agente sulla superficie esterna.

Il vento genera azioni di pressione sulla parete verticale sopravento, di depressione sulle restanti facce libere (facce sottovento e parallele al vento), ed azioni tangenziali. La variazione altimetrica delle pressioni sulle pareti sopravento ha natura logaritmica, mentre sulle altre facce il profilo delle depressioni è uniforme.

Ai fini del calcolo delle pressioni esterne si assume per le pareti sopravento una pressione cinetica di picco variabile con la quota; per le altre facce viene assunta una pressione cinetica uniforme pari al valore corrispondente alla quota del baricentro della struttura, ossia a : 2.50 m

α = inclinaz. della superficie sopravento rispetto all' orizzontale = 90 gradi
 c_{p1a} = coefficiente di forma (pressione) esterna - sopravento = 0.80
 c_{p1b} = coefficiente di forma (pressione) esterna - sottovento = -0.40

Per le superfici esterne il segno "+" indica che l'azione segue la direzione del vento.
 Per le superfici interne il segno "+" indica che l'azione è volta dall'interno verso l'esterno della struttura.

Coefficiente dinamico

c_d = coefficiente dinamico = 1.00

Il coefficiente dinamico tiene in conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali.

Azioni statiche equivalenti

L'azione d'insieme esercitata dal vento è data dalla risultante delle azioni sui singoli elementi, considerando come direzione del vento quella corrispondente ad uno degli assi principali della pianta della costruzione alla volta.

$$p_{1a} = q_b \times c_e \times c_{p1a} \times c_d = \text{pressione esterna sopravento} = 0.67 \text{ kN/mq}$$

$$p_{1b} = q_b \times c_e \times c_{p1b} \times c_d = \text{pressione esterna sottovento} = -0.34 \text{ kN/mq}$$

$$Z = \text{altezza barriera antirumore} = 5.00 \text{ m}$$

Pertanto si ha :

$$Q5(v)(F1) = \text{spinta sulla barriera} = (p_{1a} - p_{1b}) \times Z = \boxed{5.03} \text{ kN/m}$$

$$Q5(v)(M1) = \text{momento sulla barriera} = Q5(v)(F1) \times Z/2 = \boxed{12.57} \text{ kNm/m}$$

4.1.5 Urto

I sicurvia e gli elementi strutturali ai quali sono collegati sono dimensionati in funzione della classe di contenimento richiesta per l'impiego specifico (vedi D.M. 21-06-04 n.2367). Se non diversamente indicato, la forza deve essere considerata distribuita su 0,50 m ed applicata ad una quota h, misurata dal piano viario, pari alla minore delle dimensioni h1, h2, dove h1 = (altezza della barriera - 0,10m) , h2 = 1,00m.

Si tiene conto delle forze causate da collisioni accidentali sugli elementi di sicurezza attraverso una forza orizzontale equivalente di collisione di 100 kN.

Essa viene considerata agente trasversalmente ed orizzontalmente.

4.1.6 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 può impostare $\eta_r \geq 1.0$.

Deve quindi essere verificata la seguente disequaglianza

$$\frac{M_s}{M_r} \geq \eta_r$$

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 terramuro 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.

4.1.7 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 risulta 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 $\eta_s \geq 1.0$

$$\frac{F_r}{F_s} \geq \eta_s$$

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 per cento.

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.

4.1.8 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:

$$\frac{Q_u}{R} \geq \eta_q$$

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_q \geq 1.0$

Terzaghi ha proposto la seguente espressione per il calcolo della capacità portante di una fondazione superficiale.

$$q_u = cN_{cs} + qN_q + 0.5B_r N_{\gamma} s_{\gamma}$$

La simbologia adottata è la seguente:

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 fattori di capacità portante sono espressi dalle seguenti relazioni:

$$N_q = \frac{e^{2(0.75\pi - \phi/2)\text{tg}(\phi)}}{2\cos^2(45 + \phi/2)}$$

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

$$N_\gamma = \frac{\text{tg}\phi}{2} \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2\phi} - 1 \right)$$

I fattori di forma s_c e s_γ che compaiono nella espressione di q_u dipendono dalla forma della fondazione. In particolare valgono 1 per fondazioni nastriformi o rettangolari allungate e valgono rispettivamente 1.3 e 0.8 per fondazioni quadrate.

termine $K_{p\gamma}$ che compare nell'espressione di N_γ non ha un'espressione analitica. Pertanto si assume per N_γ l'espressione proposta da Meyerof

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

4.1.9 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 $\eta_g \geq 1.0$

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:

$$\eta = \frac{\sum_1^n \left(\frac{c_i b_i}{\cos \alpha_i} + [W_i \cos \alpha_i - u_i l_i] \operatorname{tg} \phi_i \right)}{\sum_1^n W_i \sin \alpha_i}$$

dove n è il numero delle strisce considerate, b_i e α_i sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia iesima rispetto all'orizzontale, W_i è il peso della striscia iesima 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.

4.1.10 Coefficienti di partecipazione combinazioni

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	1.40
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}	0.20	0.20	0.20

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	1.40
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	

4.2 CALCOLO DELLA STRUTTURA
4.2.1 Geometria muro e fondazione

Altezza del paramento	1,75 [m]
Spessore in sommità	0,80 [m]
Spessore all'attacco con la fondazione	0,80 [m]
Inclinazione paramento esterno	0,00 [°]
Inclinazione paramento interno	0,00 [°]
Lunghezza del muro	1,00 [m]

Fondazione

Lunghezza mensola fondazione di valle	1,50 [m]
Lunghezza mensola fondazione di monte	0,70 [m]
Lunghezza totale fondazione	3,00 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	0,00 [°]
Spessore fondazione	0,60 [m]
Spessore magrone	0,00 [m]

4.2.2 Descrizione terreni

Descrizione	γ	γ_s	ϕ	δ	c	c_a
Terreno 1	19,00	20,00	32,00	21,33	0,0000	0,0000

dove:

γ	Peso di volume del terreno espresso in [kN/mc]
γ_s	Peso di volume saturo del terreno espresso in [kN/mc]
ϕ	Angolo d'attrito interno espresso in [°]
δ	Angolo d'attrito terra-muro espresso in [°]
c	Coesione espressa in [MPa]
c_a	Adesione terra-muro espressa in [MPa]

4.2.3 Stratigrafia

Nr.	H	a	K_w	K_s	Terreno
1	10,00	0,00	4,25	0,00	Terreno 1

dove:

N	Indice dello strato
H	Spessore dello strato espresso in [m]
a	Inclinazione espressa in [°]
K_w	Costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm ² /cm
K_s	Coefficiente di spinta
Terreno	Terreno dello strato

4.2.4 Condizioni di carico

Condizione n° 1 (Q)

D	Profilo	$X_i=0,00$	$X_f=2,00$	$Q_i=20,0000$	$Q_f=20,0000$
---	---------	------------	------------	---------------	---------------

Condizione n° 2 (BARRIERA)

C	Paramento	$X=-0,40$	$Y=0,00$	$F_x=0,0000$	$F_y=7,5000$
		$M=0,0000$			

Condizione n° 3 (VENTO)

C	Paramento	$X=-0,40$	$Y=0,00$	$F_x=5,0500$	$F_y=0,0000$
		$M=12,6250$			

Condizione n° 4 (URTO)

C	Paramento	$X=-0,40$	$Y=0,00$	$F_x=8,0000$	$F_y=0,0000$
		$M=8,0000$			

dove:

X	Ascissa del punto di applicazione del carico concentrato espressa in [m]
---	--

F _x	Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [kN]
F _y	Componente verticale del carico concentrato espressa in [kN]
M	Momento espresso in [kNm]
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 [kN/m]
Q _f	Intensità del carico per x=X _f espressa in [kN/m]
D / C	Tipo carico : D=distribuito C=concentrato

4.2.5 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
BARRIERA	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
BARRIERA	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 3 STAB

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	1,00	1.00	1,00
BARRIERA	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 4 SLU (Caso A1-M1)

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,30	1.00	1,30
Spinta terreno	1,30	1.00	1,30
BARRIERA	1.30	1.00	1.30
Q	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 5 SLU (Caso A2-M2)

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,00	1.00	1,00

Spinta terreno	1,00	1.00	1,00
BARRIERA	1.00	1.00	1.00
Q	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 6 EQU

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,10	1.00	1,10
Spinta terreno	1,10	1.00	1,10
BARRIERA	1.10	1.00	1.10
Q	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 7 STAB

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	1,00	1.00	1,00
BARRIERA	1.00	1.00	1.00
Q	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 8 SLU (Caso A1-M1)

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,30	1.00	1,30
Spinta terreno	1,30	1.00	1,30
BARRIERA	1.30	1.00	1.30
VENTO	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 9 SLU (Caso A2-M2)

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	1,00	1.00	1,00
BARRIERA	1.00	1.00	1.00
VENTO	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 10 EQU

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,10	1.00	1,10
Spinta terreno	1,10	1.00	1,10
BARRIERA	1.10	1.00	1.10
VENTO	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 11 EQU

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,10	1.00	1,10
Spinta terreno	1,10	1.00	1,10
BARRIERA	1.10	1.00	1.10
URTO	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 12 STAB

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	1,00	1.00	1,00
BARRIERA	1.00	1.00	1.00
VENTO	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 13 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
BARRIERA	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 14 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
BARRIERA	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 15 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
BARRIERA	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 16 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
BARRIERA	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 17 EQU - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	1,00	1.00	1,00
BARRIERA	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 18 EQU - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	1,00	1.00	1,00
BARRIERA	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 19 STAB - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,00	1.00	1,00

Spinta terreno	1,00	1.00	1,00
BARRIERA	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 20 STAB - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	1,00	1.00	1,00
BARRIERA	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 21 SLE (Quasi Permanente)

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	1,00	1.00	1,00
BARRIERA	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 22 SLE (Rara)

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	1,00	1.00	1,00
BARRIERA	1.00	1.00	1.00
Q	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 23 SLE (Rara)

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	1,00	1.00	1,00
BARRIERA	1.00	1.00	1.00
VENTO	1.00	1.00	1.00

4.2.6 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	1.50
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a trazione	1.50
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	1.00

Impostazioni verifiche SLE

Condizioni ambientali	Aggressive
Armatura ad aderenza migliorata	
Verifica fessurazione	
Sensibilità delle armature	Sensibile
Valori limite delle aperture delle fessure	w1 = 0.20 w2 = 0.30 w3 = 0.40
Metodo di calcolo aperture delle fessure	Circ. Min. 252 (15/10/1996)
Verifica delle tensioni	
Combinazione di carico	Rara $\sigma_c < 0.06 f_{ck}$ - $\sigma_f < 0.80 f_{yk}$ Quasi permanente $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$

4.2.7 Analisi della spinta

Tipo di analisi

Calcolo della spinta	metodo di Culmann
Calcolo del carico limite	metodo di Hansen
Calcolo della stabilità globale	metodo di Bishop
Calcolo della spinta in condizioni di	Spinta a riposo

Sisma

Combinazioni SLU

Accelerazione al suolo a_g	0.14 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.20
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.20
Coefficiente riduzione (β_m)	0.18
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h = (a_g/g * \beta_m * St * S) = 0.38$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v = 0.50 * k_h = 0.19$

Combinazioni SLE

Accelerazione al suolo a_g	0.06 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.20
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.20
Coefficiente riduzione (β_m)	0.18
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h = (a_g/g * \beta_m * St * S) = 0.16$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v = 0.50 * k_h = 0.08$

Forma diagramma incremento sismico	Rettangolare
------------------------------------	--------------

Partecipazione spinta passiva (per cento)	0,0	
Lunghezza del muro	1,00	[m]
Peso muro	80,0000	[kN]
Baricentro del muro	X=-0,63	Y=-1,54
Superficie di spinta		
Punto inferiore superficie di spinta	X = 0,70	Y = -2,35
Punto superiore superficie di spinta	X = 0,70	Y = 0,00
Altezza della superficie di spinta	2,35	[m]
Inclinazione superficie di spinta(rispetto alla verticale)	0,00	[°]

4.2.8 Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

Simbologia adottata

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

C	Tipo	Sisma	CS_{sco}	CS_{rib}	CS_{qlim}	CS_{stab}
1	A1-M1 - [1]	--	1,91	--	9,08	--
2	A2-M2 - [1]	--	1,50	--	4,96	--
3	STAB - [1]	--	--	--	--	2,50
4	A1-M1 - [2]	--	1,40	--	5,63	--
5	A2-M2 - [2]	--	1,04	--	2,98	--
6	EQU - [2]	--	--	6,24	--	--
7	STAB - [2]	--	--	--	--	1,80
8	A1-M1 - [4]	--	1,49	--	9,17	--
9	A2-M2 - [4]	--	1,19	--	4,99	--
10	EQU - [4]	--	--	3,97	--	--
11	EQU - [4]	--	--	3,75	--	--
12	STAB - [4]	--	--	--	--	2,50
13	A1-M1 - [5]	Orizzontale + Verticale positivo	2,20	--	11,20	--
14	A1-M1 - [5]	Orizzontale + Verticale negativo	2,20	--	11,23	--
15	A2-M2 - [5]	Orizzontale + Verticale positivo	1,47	--	4,88	--
16	A2-M2 - [5]	Orizzontale + Verticale negativo	1,47	--	4,90	--
17	EQU - [5]	Orizzontale + Verticale positivo	--	10,16	--	--
18	EQU - [5]	Orizzontale + Verticale negativo	--	10,03	--	--
19	STAB - [5]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	2,47
20	STAB - [5]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	2,47
21	SLEQ - [1]	--	2,26	--	11,36	--
22	SLER - [1]	--	1,67	--	7,80	--
23	SLER - [1]	--	1,81	--	11,51	--

4.2.9 Inviluppo sollecitazioni paramento

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 [kNm]

Sforzo normale positivo di compressione, espresso in [kN]

Taglio positivo se diretto da monte verso valle, espresso in [kN]

Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0,00	7,5000	9,7500	0,0000	18,9375	0,0000	12,0000
2	0,09	9,3451	12,4278	-0,1164	19,5727	0,2812	12,3348
3	0,17	11,2056	15,1277	-0,1489	20,2328	0,6019	12,7241
4	0,26	13,0811	17,8472	-0,0918	20,9227	0,9602	13,1658
5	0,35	14,9713	20,5857	0,0077	21,6471	1,3559	13,6594
6	0,44	16,8762	23,3430	0,0774	22,4104	1,7888	14,2050
7	0,52	18,7959	26,1193	0,1808	23,2173	2,2589	14,8026
8	0,61	20,7304	28,9145	0,3211	24,0722	2,7664	15,4521
9	0,70	22,6795	31,7286	0,5016	24,9797	3,3111	16,1535
10	0,79	24,6435	34,5616	0,7257	25,9444	3,8930	16,9068
11	0,88	26,6222	37,4135	0,9964	26,9708	4,5122	17,7121
12	0,96	28,6156	40,2844	1,3171	28,0634	5,1687	18,5694
13	1,05	30,6238	43,1742	1,6911	29,2269	5,8625	19,4786
14	1,14	32,6468	46,0828	2,1216	30,4656	6,5935	20,4397
15	1,22	34,6845	49,0105	2,6119	31,7843	7,3618	21,4527
16	1,31	36,7369	51,9570	3,1652	33,1873	8,1674	23,2889
17	1,40	38,8041	54,9224	3,7848	34,6794	9,0102	25,2579
18	1,49	40,8861	57,9068	4,4739	36,2649	9,8903	27,2788
19	1,57	42,9828	60,9101	5,2359	37,9804	10,8077	29,3517
20	1,66	45,0942	63,9323	6,0740	40,1538	11,7623	31,4765
21	1,75	47,2181	66,9704	6,9922	42,4352	12,7482	33,6450

4.2.10 Inviluppo sollecitazioni fondazione di valle

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 [kNm]

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in [kN]

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0,00	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
2	0,15	0,0029	0,3281	0,1122	4,3664
3	0,30	0,0556	1,3073	0,6623	8,6801
4	0,45	0,2235	2,9295	1,6503	12,9411
5	0,60	0,5725	5,1870	2,9478	17,1494
6	0,75	1,1511	8,0717	4,6075	21,3050
7	0,90	1,9898	11,5759	6,6364	25,4079
8	1,05	3,1605	15,6915	9,0344	29,4582
9	1,20	4,7185	20,4107	11,8016	33,4557
10	1,35	6,7194	25,7255	14,9378	37,4005
11	1,50	9,2184	31,6282	18,4432	41,2926

4.2.11 Inviluppo sollecitazioni fondazione di monte

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 [kNm]

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in [kN]

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0,00	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
2	0,07	-0,0349	0,0382	-0,9964	1,0769
3	0,14	-0,1392	0,1489	-1,9814	2,0734
4	0,21	-0,3121	0,3266	-2,9549	2,9895
5	0,28	-0,5526	0,5655	-3,9169	3,8252
6	0,35	-0,8602	0,8602	-4,8674	4,5805
7	0,42	-1,2338	1,2049	-5,8064	5,2554
8	0,49	-1,6728	1,5941	-6,7340	5,8500
9	0,56	-2,1763	2,0221	-7,6501	6,3641
10	0,63	-2,7435	2,4832	-8,5547	6,7979
11	0,70	-3,3737	2,9719	-9,4478	7,1513

4.2.12 Inviluppo armature e tensioni nei materiali del muro

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]

σ_c tensione nel calcestruzzo espressa in [MPa]

τ_c tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [MPa]

σ_{fs} tensione nell'armatura disposta sul lembo di monte in [MPa]

σ_{fi} tensione nell'armatura disposta sul lembo di valle in [MPa]

N_u sforzo normale ultimo espresso in [kN]

M_u momento ultimo espresso in [kNm]

CS coefficiente sicurezza sezione

V_{cd} Aliquota di taglio assorbito dal cls

V_{wd} Aliquota di taglio assorbito dall'armatura

Inviluppo SLU

Nr.	Y Vwd	B	H	A_{fs}	A_{fi}	N_u	M_u	CS	Vcd
-----	----------	---	---	----------	----------	-------	-------	----	-----

1	0,00 0,00	100,00	80,00	12,06	12,06	187,35	0,00	22,17	549,53
2	0,09 0,00	100,00	80,00	12,06	12,06	234,78	24,13	22,46	549,53
3	0,17 0,00	100,00	80,00	12,06	12,06	282,80	19,35	22,73	549,53
4	0,26 0,00	100,00	80,00	12,06	12,06	331,09	2,21	22,97	549,53
5	0,35 0,00	100,00	80,00	12,06	12,06	379,30	-5,12	23,17	549,53
6	0,44 0,00	100,00	80,00	12,06	12,06	427,04	-45,39	23,32	549,53
7	0,52 0,00	100,00	80,00	12,06	12,06	473,83	-94,80	23,41	549,53
8	0,61 0,00	100,00	80,00	12,06	12,06	519,19	-145,12	23,44	549,53
9	0,70 0,00	100,00	80,00	12,06	12,06	562,59	-200,46	23,39	549,53
10	0,79 0,00	100,00	80,00	12,06	12,06	603,53	-260,45	23,27	549,53
11	0,88 0,00	100,00	80,00	12,06	12,06	641,51	-324,65	23,06	549,53
12	0,96 0,00	100,00	80,00	12,06	12,06	676,08	-392,69	22,77	549,53
13	1,05 0,00	100,00	80,00	12,06	12,06	706,86	-464,26	22,40	549,53
14	1,14 0,00	100,00	80,00	12,06	12,06	733,55	-539,11	21,94	549,53
15	1,22 0,00	100,00	80,00	12,06	12,06	755,95	-603,67	21,41	549,53
16	1,31 0,00	100,00	80,00	12,06	12,06	773,97	-609,81	20,81	549,53
17	1,40 0,00	100,00	80,00	12,06	12,06	787,61	-614,46	20,14	549,53
18	1,49 0,00	100,00	80,00	12,06	12,06	796,96	-617,64	19,43	549,53
19	1,57 0,00	100,00	80,00	12,06	12,06	802,23	-619,44	18,66	549,53
20	1,66 0,00	100,00	80,00	12,06	12,06	803,66	-619,92	17,82	549,53
21	1,75 0,00	100,00	80,00	12,06	12,06	801,47	-619,18	16,97	549,53

Inviluppo SLE

Nr.	Y	B	H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fs}	σ _{fi}
-----	---	---	---	-----------------	-----------------	----------------	----------------	-----------------	-----------------

A.N.A.S. S.p.A.

 Variante alla SS n. 1 Aurelia (Aurelia bis)
 Viabilità di accesso all'hub portuale di La Spezia
 Interconnessione tra i caselli della A-12 ed il Porto di La Spezia
Progetto esecutivo

Giugno 2011

Rev. 0

 V04OM14STRRE01_A.doc /LO
 c.a.: C287.A

1	0,00	100,00	80,00	12,06	12,06	0,222	0,008	11,768	-
2,538									
2	0,09	100,00	80,00	12,06	12,06	0,230	0,008	11,550	-
2,659									
3	0,17	100,00	80,00	12,06	12,06	0,238	0,009	11,356	-
2,780									
4	0,26	100,00	80,00	12,06	12,06	0,246	0,009	11,191	-
2,902									
5	0,35	100,00	80,00	12,06	12,06	0,254	0,010	11,058	-
3,026									
6	0,44	100,00	80,00	12,06	12,06	0,263	0,011	10,962	-
3,154									
7	0,52	100,00	80,00	12,06	12,06	0,272	0,011	10,904	-
3,286									
8	0,61	100,00	80,00	12,06	12,06	0,281	0,012	10,888	-
3,423									
9	0,70	100,00	80,00	12,06	12,06	0,291	0,013	10,918	-
3,567									
10	0,79	100,00	80,00	12,06	12,06	0,302	0,014	10,995	-
3,718									
11	0,88	100,00	80,00	12,06	12,06	0,314	0,015	11,123	-
3,877									
12	0,96	100,00	80,00	12,06	12,06	0,327	0,016	11,305	-
4,046									
13	1,05	100,00	80,00	12,06	12,06	0,340	0,017	11,543	-
4,226									
14	1,14	100,00	80,00	12,06	12,06	0,355	0,019	11,840	-
4,417									
15	1,22	100,00	80,00	12,06	12,06	0,370	0,021	12,199	-
4,620									
16	1,31	100,00	80,00	12,06	12,06	0,387	0,023	12,623	-
4,836									
17	1,40	100,00	80,00	12,06	12,06	0,405	0,025	13,116	-
5,066									
18	1,49	100,00	80,00	12,06	12,06	0,424	0,027	13,679	-
5,310									
19	1,57	100,00	80,00	12,06	12,06	0,445	0,029	14,318	-
5,570									
20	1,66	100,00	80,00	12,06	12,06	0,467	0,031	15,034	-
5,847									
21	1,75	100,00	80,00	12,06	12,06	0,491	0,034	15,833	-
6,140									

4.2.13 Inviluppo armature e tensioni nei materiali della fondazione

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]
σ_c	tensione nel calcestruzzo espressa in [MPa]
τ_c	tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [MPa]
σ_{fi}	tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo inferiore in [MPa]
σ_{fs}	tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo superiore in [MPa]
N_u	sforzo normale ultimo espresso in [kN]
M_u	momento ultimo espresso espresso in [kNm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
V_{cd}	Aliquota di taglio assorbito dal cls
V_{wd}	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura

Fondazione di valle

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

Inviluppo SLU

Nr.	X	B	H	A_{fs}	A_{fi}	N_u	M_u	CS	Vcd
	Vwd								
1	0,00 0,00	100,00	60,00	10,05	10,05	0,00	0,00	1000,00	404,92
2	0,15 0,00	100,00	60,00	10,05	10,05	0,00	211,57	785,63	404,92
3	0,30 0,00	100,00	60,00	10,05	10,05	0,00	211,57	195,13	404,92
4	0,45 0,00	100,00	60,00	10,05	10,05	0,00	211,57	86,17	404,92
5	0,60 0,00	100,00	60,00	10,05	10,05	0,00	211,57	48,16	404,92
6	0,75 0,00	100,00	60,00	10,05	10,05	0,00	211,57	30,62	404,92
7	0,90 0,00	100,00	60,00	10,05	10,05	0,00	211,57	21,13	404,92
8	1,05 0,00	100,00	60,00	10,05	10,05	0,00	211,57	15,43	404,92
9	1,20 0,00	100,00	60,00	10,05	10,05	0,00	211,57	11,74	404,92
10	1,35 0,00	100,00	60,00	10,05	10,05	0,00	211,57	9,22	404,92
11	1,50 0,00	100,00	60,00	10,05	10,05	0,00	211,57	7,42	404,92

Inviluppo SLE

Nr.	X	B	H	A _{fi}	A _{fs}	σ _c	τ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
12	0,00 0,000	100,00	60,00	10,05	10,05	0,000	0,000	0,000	
13	0,15 0,053	100,00	60,00	10,05	10,05	0,006	0,005	0,355	-
14	0,30 0,216	100,00	60,00	10,05	10,05	0,023	0,011	1,443	-
15	0,45 0,494	100,00	60,00	10,05	10,05	0,052	0,017	3,299	-
16	0,60 0,892	100,00	60,00	10,05	10,05	0,095	0,023	5,959	-
17	0,75 1,416	100,00	60,00	10,05	10,05	0,150	0,029	9,459	-
18	0,90 2,071	100,00	60,00	10,05	10,05	0,220	0,036	13,834	-
19	1,05 2,862	100,00	60,00	10,05	10,05	0,303	0,042	19,118	-
20	1,20 3,794	100,00	60,00	10,05	10,05	0,402	0,049	25,348	-
21	1,35 4,873	100,00	60,00	10,05	10,05	0,517	0,057	32,559	-
22	1,50 6,105	100,00	60,00	10,05	10,05	0,647	0,064	40,787	-

Fondazione di monte

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

Inviluppo SLU

Nr.	X Vwd	B	H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	Vcd
1	0,00 0,00	100,00	60,00	10,05	10,05	0,00	0,00	1000,00	404,92
2	0,07 0,00	100,00	60,00	10,05	10,05	0,00	211,57	5625,90	404,92
3	0,14 0,00	100,00	60,00	10,05	10,05	0,00	211,57	1441,97	404,92
4	0,21 0,00	100,00	60,00	10,05	10,05	0,00	211,57	657,46	404,92
5	0,28 0,00	100,00	60,00	10,05	10,05	0,00	211,57	379,65	404,92

6	0,35 0,00	100,00	60,00	10,05	10,05	0,00	211,57	249,61	404,92
7	0,42 0,00	100,00	60,00	10,05	10,05	0,00	211,57	178,21	404,92
8	0,49 0,00	100,00	60,00	10,05	10,05	0,00	211,57	134,71	404,92
9	0,56 0,00	100,00	60,00	10,05	10,05	0,00	211,57	106,20	404,92
10	0,63 0,00	100,00	60,00	10,05	10,05	0,00	211,57	86,48	404,92
11	0,70 0,00	100,00	60,00	10,05	10,05	0,00	211,57	72,27	404,92

Inviluppo SLE

Nr.	X	B	H	A _{fi}	A _{fs}	σ_c	τ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
12	0,00 0,000	100,00	60,00	10,05	10,05	0,000	0,000	0,000	
13	0,07 0,011	100,00	60,00	10,05	10,05	0,001	0,002	0,073	-
14	0,14 0,042	100,00	60,00	10,05	10,05	0,004	0,004	0,283	-
15	0,21 0,093	100,00	60,00	10,05	10,05	0,010	0,006	0,621	-
16	0,28 0,161	100,00	60,00	10,05	10,05	0,017	0,008	1,075	-
17	0,35 0,245	100,00	60,00	10,05	10,05	0,026	0,010	1,635	-
18	0,42 0,343	100,00	60,00	10,05	10,05	0,036	0,011	2,290	-
19	0,49 0,453	100,00	60,00	10,05	10,05	0,048	0,012	3,029	-
20	0,56 0,575	100,00	60,00	10,05	10,05	0,061	0,013	3,842	-
21	0,63 0,706	100,00	60,00	10,05	10,05	0,075	0,014	4,719	-
22	0,70 0,845	100,00	60,00	10,05	10,05	0,090	0,015	5,647	-

4.2.14 Elenco Ferri

Simbologia adottata

Destinazione Destinazione ferro

ϕ	Diametro ferro espresso in [mm]
n	Numero tondini
L	Lunghezza totale ferro espressa in [cm]
P	Peso singolo ferro espresso in [kN]
P_g	Peso gruppo espresso in [kN]

Destinazione	ϕ	n	L	P	P_g
Fondazione	16,00	5	423,20	0,0655	0,3275
Fondazione	16,00	5	423,20	0,0655	0,3275
Paramento	16,00	6	196,00	0,0303	0,1820
Paramento	16,00	6	236,00	0,0365	0,2192
Paramento	16,00	6	196,00	0,0303	0,1820
Paramento	16,00	6	236,00	0,0365	0,2192
Fondazione	8,00	6	68,09	0,0026	0,0158
Paramento	8,00	6	88,06	0,0034	0,0204