



COMMISSARIO DELEGATO PER L'EMERGENZA  
DETERMINATASI NEL SETTORE DEL TRAFFICO E DELLA MOBILITÀ NEL  
TERRITORIO DELLE PROVINCE DI TREVISO E VICENZA

# SUPERSTRADA A PEDAGGIO PEDEMONTANA VENETA

## CONCESSIONARIO



**SPV srl**  
Via Inverio, 24/A  
10146 Torino



SIS Scpa  
Via Inverio, 24/A  
10146 Torino

Consorzio Stabile fra le Imprese:



Sacyr Construcción S.A.U.L. INC S.p.A.



SIPAL S.p.A.



INFRAESTRUCTURAS S.A.  
Paseo de la Castellana, 83-85  
28040 Madrid

## PROGETTISTA



Your global engineering partner

**SIPAL S.p.A.**  
Via Inverio, 24/A  
10146 Torino



### RESPONSABILE PROGETTAZIONE



**ORDINE DEGLI INGEGNERI  
DELLA PROVINCIA DI CUNEO**  
1211 *Dott. Ing. Claudio Dogliani*

### RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE



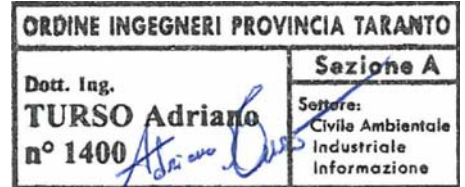
### SUPPORTO ALLA PROGETTAZIONE DELL'INFRASTRUTTURA E DELLE OPERE CIVILI



### COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE



### GEOLOGO



N. Progr. \_\_\_\_\_  
Cartella N. \_\_\_\_\_

**PROGETTO DEFINITIVO**  
(C.U.P. H51B03000050009)

LOTTO 3 - TRATTA "C"  
dal Km. 74+075 al Km 75+625

TITOLO ELABORATO:

**PROGETTO DELL'INFRASTRUTTURA  
OPERE D'ARTE MINORI DI SOSTEGNO (Strutture)  
ELEMENTI TIPOLOGICI PARATIE E MURI PREFABBRICATI  
Relazione tecnica e di calcolo - Muri di sostegno**

P V D S R A P M U 3 C 0 0 0 - 0 0 1 0 0 0 3 R A 0

SCALA: -

REV.	DESCRIZIONE	REDATTO	DATA	VERIFICATO	DATA	APPROVATO	DATA
0	PRIMA EMISSIONE	SICS	24/03/2014	SIPAL	26/03/2014	SIS	28/03/2014

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:

Ing. Giuseppe FASIOL

IL COMMISSARIO:

Ing. Silvano VERNIZZI

VALIDAZIONE:

PROTOCOLLO : \_\_\_\_\_

DEL: \_\_\_\_\_



**COMMISSARIO DELEGATO PER L'EMERGENZA  
DETERMINATASI NEL SETTORE DEL TRAFFICO E DELLA  
MOBILITA' NEL TERRITORIO DELLE PROVINCE DI TREVISO  
E VICENZA**

**SUPERSTRADA A PEDAGGIO  
PEDEMONTANA VENETA**

**PROGETTO DEFINITIVO**

**OPERE D'ARTE MINORI  
OPERE DI SOSTEGNO – MURI PREFABBRICATI  
RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO MURI DI SOSTEGNO**

# INDICE

<b>INDICE .....</b>	<b>2</b>
<b>1. DESCRIZIONE DELLE OPERE .....</b>	<b>3</b>
1.1. NORMATIVE DI RIFERIMENTO .....	4
1.2. DURABILITÀ E PRESCRIZIONI DEI MATERIALI .....	4
1.2.1. CLASSI DI ESPOSIZIONE AMBIENTALE .....	4
1.2.2. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI .....	7
1.2.3. COPRIFERRO MINIMO E COPRIFERRO NOMINALE .....	7
1.2.4. CARATTERISTICHE DEI COSTITUENTI IL CALCESTRUZZO .....	8
1.2.5. CARATTERISTICHE DELLE MISCELE .....	8
1.3. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI .....	9
<b>2. SCHEMATIZZAZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO .....</b>	<b>10</b>
2.1. ANALISI DEI CARICHI .....	10
2.1.1. PESO PROPRIO STRUTTURA (G1) E CARICHI PERMANENTI (G2) .....	10
2.1.2. AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO (Q1) .....	10
2.1.3. URTO VEICOLO IN SVIO (Q8) .....	10
2.1.4. AZIONE DEL VENTO (Q5) .....	11
2.1.5. DATI SISMICI .....	13
2.2. COMBINAZIONI DI CARICO .....	14
<b>3. I CODICI DI CALCOLO .....</b>	<b>15</b>
3.1. CARATTERISTICHE DEL SOFTWARE MAX10.0 .....	15
3.2. CALCOLO DELLA SPINTA SUL MURO .....	15
3.2.1. VALORI CARATTERISTICI E VALORI DI CALCOLO .....	15
3.2.2. METODO DI CULMANN .....	15
3.2.3. SPINTA IN PRESENZA DI SISMA .....	16
3.2.4. VERIFICA A RIBALTAMENTO .....	17
3.2.5. VERIFICA A SCORRIMENTO .....	17
3.2.6. VERIFICA AL CARICO LIMITE .....	18
3.2.7. VERIFICA ALLA STABILITÀ GLOBALE .....	21
<b>4. ESAME DEI RISULTATI .....</b>	<b>22</b>

## 1. DESCRIZIONE DELLE OPERE

Nel seguito si tratterà delle strutture in calcestruzzo armato relative alla realizzazione dei muri di sostegno in c.a. per la sola tratta F aventi le seguenti dimensioni:

- Tipo F2 - Muro tratto F con altezza fuori terra di 3m;
- Tipo F3 - Muro tratto F con altezza fuori terra di 4m;
- Tipo F4 - Muro tratto F con altezza fuori terra di 5m;
- Tipo F5 - Muro tratto F con altezza fuori terra di 6m;
- Tipo F6 - Muro tratto F con altezza fuori terra di 7m;
- Tipo F7 - Muro tratto F con altezza fuori terra di 8m;
- Tipo F8 - Muro tratto F con altezza fuori terra di 9m;
- Tipo F9 – Muro tratto F con altezza fuori terra di 10m;
- Tipo F10 – Muro tratto F con altezza fuori terra di 11m;
- Tipo gettato in opera – Altezza fuori terra  $0.70m < H < 1.00m$ ;
- Tipo gettato in opera – Altezza fuori terra  $1.00m < H < 5.50m$ ;
- Tipo gettato in opera – Altezza fuori terra  $5.50m < H < 11.00m$ .

affrontati sulla base dei metodi di calcolo indicati dalla normativa vigente in materia e più dettagliatamente riportati nei paragrafi successivi.

Il calcolo è stato effettuato per la seguente situazione:

- Da Km 74+075 al Km 75+625,00

Unità geotecnica tipo AL1

Falda profonda

Comune di riferimento Volpago del Montello

Nella relazione si descrivono i problemi di carattere strutturale che sono stati affrontati nel corso della progettazione e per essi vengono espone le modalità di soluzione e le procedure di calcolo adottate per la determinazione delle dimensioni delle strutture principali.

L'opera sarà realizzata mediante una piastra di fondazione sulla quale si innesteranno i paramenti verticali costituiti da lastre prefabbricate in cemento armato, a spessore costante, o in cemento armato gettato in opera, solidarizzati tramite un cordolo di collegamento in testa.

## **1.1. NORMATIVE DI RIFERIMENTO**

La progettazione degli elementi strutturali è stata condotta in conformità al quadro legislativo attualmente vigente in merito al dimensionamento delle strutture e per quanto riguarda la classificazione sismica del territorio nazionale. Le norme di riferimento adottate sono riportate nel seguito:

- Legge 5 Novembre 1971 n° 1086 – Norma per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica;
- NTC2008 – Norme Tecniche delle costruzioni - D.M. 14 Gennaio 2008;
- Norma tecnica UNI ENV 1992-1-1:1993, Eurocodice 2 progettazione delle strutture di calcestruzzo

## **1.2. DURABILITÀ E PRESCRIZIONI DEI MATERIALI**

La forte importanza che riveste la durabilità dell'opera in funzione dell'ambiente nel quale è inserita, ha comportato una notevole attenzione alle tipologie dei materiali da utilizzarsi per le strutture da realizzare. Si consideri, infatti, che il manufatto deve garantire adeguati livelli di sicurezza anche dopo l'inevitabile degrado dei materiali dovuto al tempo ed all'azione degli agenti atmosferici.

Tutti questi elementi ambientali costituiscono dei fattori importantissimi dai quali non è possibile esulare quando si stabilisce la tipologia dei materiali che saranno impiegati per la realizzazione dell'opera, pensando questo nell'ottica di garantire alla stessa una vita media compatibile con l'investimento che si sta realizzando.

### **1.2.1. Classi di esposizione ambientale**

Ai fini di una corretta prescrizione del calcestruzzo, occorre classificare l'ambiente nel quale ciascun elemento strutturale sarà inserito. Per "ambiente", in questo contesto, si intende l'insieme delle azioni chimico-fisiche alle quali si presume che potrà essere esposto il calcestruzzo durante il periodo di vita delle opere e che causa effetti che non possono essere classificati come dovuti a carichi o ad azioni indirette quali deformazioni impresse, cedimenti e variazioni termiche.

In funzione di tali azioni, sono individuate le classi e sottoclassi di esposizione ambientale del calcestruzzo elencate nella tabella che segue.

## Elementi tipologici paratie e muri prefabbricati – Relazione tecnica e di calcolo – Muri di sostegno

Classi di esposizione per calcestruzzo strutturale, in funzione delle condizioni ambientali secondo norma UNI 11104:2004 e UNI EN 206-1:2006

Classe esposizione norma UNI 9858	Classe esposizione norma UNI 11104 UNI EN 206 -1	Descrizione dell'ambiente	Esempio	Massimo rapporto a/c	Minima Classe di resistenza	Contenuto minimo in aria (%)
<b>1 Assenza di rischio di corrosione o attacco</b>						
1	X0	Per calcestruzzo privo di armatura o inserti metallici: tutte le esposizioni eccetto dove c'è gelo/disgelo, o attacco chimico. Calcestruzzi con armatura o inserti metallici: in ambiente molto asciutto.	Interno di edifici con umidità relativa molto bassa. Calcestruzzo non armato all'interno di edifici. Calcestruzzo non armato immerso in suolo non aggressivo o in acqua non aggressiva. Calcestruzzo non armato soggetto a cicli di bagnato asciutto ma non soggetto ad abrasione, gelo o attacco chimico.	-	C 12/15	
<b>2 Corrosione indotta da carbonatazione</b>						
Nota - Le condizioni di umidità si riferiscono a quelle presenti nel copriferro o nel ricoprimento di inserti metallici, ma in molti casi si può considerare che tali condizioni riflettano quelle dell'ambiente circostante. In questi casi la classificazione dell'ambiente circostante può essere adeguata. Questo può non essere il caso se c'è una barriera fra il calcestruzzo e il suo ambiente.						
2 a	XC1	Asciutto o permanentemente bagnato.	Interni di edifici con umidità relativa bassa. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con le superfici all'interno di strutture con eccezione delle parti esposte a condensa, o immerse in acqua.	0,60	C 25/30	
2 a	XC2	Bagnato, raramente asciutto.	Parti di strutture di contenimento liquidi, fondazioni. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso prevalentemente immerso in acqua o terreno non aggressivo.	0,60	C 25/30	
5 a	XC3	Umidità moderata.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici esterne riparate dalla pioggia, o in interni con umidità da moderata ad alta.	0,55	C 28/35	
4 a 5 b	XC4	Ciclicamente asciutto e bagnato.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici soggette a alternanze di asciutto ed umido. Calcestruzzi a vista in ambienti urbani. Superfici a contatto con l'acqua non comprese nella classe XC2.	0,50	C 32/40	
<b>3 Corrosione indotta da cloruri esclusi quelli provenienti dall'acqua di mare</b>						
5 a	XD1	Umidità moderata.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in superfici o parti di ponti e viadotti esposti a spruzzi d'acqua contenenti cloruri.	0,55	C 28/35	
4 a 5 b	XD2	Bagnato, raramente asciutto.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in elementi strutturali totalmente immersi in acqua anche industriale contenente cloruri (Piscine).	0,50	C 32/40	
5 c	XD3	Ciclicamente bagnato e asciutto.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso, di elementi strutturali direttamente soggetti agli agenti disgelanti o agli spruzzi contenenti agenti disgelanti. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso, elementi con una superficie immersa in acqua contenente cloruri e l'altra esposta all'aria. Parti di ponti, pavimentazioni e parcheggi per auto.	0,45	C 35/45	

Classe esposizione norma UNI 9858	Classe esposizione norma UNI 11104 UNI EN 206-1	Descrizione dell'ambiente	Esempio	Massimo rapporto a/c	Minima Classe di resistenza	Contenuto minimo in aria (%)
<b>4 Corrosione indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare</b>						
4 a 5 b	<b>XS1</b>	Esposto alla salsedine marina ma non direttamente in contatto con l'acqua di mare.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali sulle coste o in prossimità.	0,50	C 32/40	
	<b>XS2</b>	Permanentemente sommerso.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso di strutture marine completamente immersi in acqua.	0,45	C 35/45	
	<b>XS3</b>	Zone esposte agli spruzzi o alle marea.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali esposti alla battigia o alle zone soggette agli spruzzi ed onde del mare.	0,45	C 35/45	
<b>5 Attacco dei cicli di gelo/disgelo con o senza disgelanti *</b>						
2 b	<b>XF1</b>	Moderata saturazione d'acqua, in assenza di agente disgelante.	Superfici verticali di calcestruzzo come facciate e colonne esposte alla pioggia ed al gelo. Superfici non verticali e non soggette alla completa saturazione ma esposte al gelo, alla pioggia o all'acqua.	0,50	C 32/40	
3	<b>XF2</b>	Moderata saturazione d'acqua, in presenza di agente disgelante.	Elementi come parti di ponti che in altro modo sarebbero classificati come XF1 ma che sono esposti direttamente o indirettamente agli agenti disgelanti.	0,50	C 25/30	3,0
2 b	<b>XF3</b>	Elevata saturazione d'acqua, in assenza di agente disgelante	Superfici orizzontali in edifici dove l'acqua può accumularsi e che possono essere soggetti ai fenomeni di gelo, elementi soggetti a frequenti bagnature ed esposti al gelo.	0,50	C 25/30	3,0
3	<b>XF4</b>	Elevata saturazione d'acqua, con presenza di agente antigelo oppure acqua di mare.	Superfici orizzontali quali strade o pavimentazioni esposte al gelo ed ai sali disgelanti in modo diretto o indiretto, elementi esposti al gelo e soggetti a frequenti bagnature in presenza di agenti disgelanti o di acqua di mare.	0,45	C 28/35	3,0
<b>6 Attacco chimico**</b>						
5 a	<b>XA1</b>	Ambiente chimicamente debolmente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Contenitori di fanghi e vasche di decantazione. Contenitori e vasche per acque reflue.	0,55	C 28/35	
4 a 5 b	<b>XA2</b>	Ambiente chimicamente moderatamente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Elementi strutturali o pareti a contatto di terreni aggressivi.	0,50	C 32/40	
5 c	<b>XA3</b>	Ambiente chimicamente fortemente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Elementi strutturali o pareti a contatto di acque industriali fortemente aggressive. Contenitori di foraggi, mangimi e liquame provenienti dall'allevamento animale. Torri di raffreddamento di fumi di gas di scarico industriali.	0,45	C 35/45	
<p>*) Il grado di saturazione della seconda colonna riflette la relativa frequenza con cui si verifica il gelo in condizioni di saturazione:  - moderato: occasionalmente gelato in condizione di saturazione;  - elevato: alta frequenza di gelo in condizioni di saturazione.</p> <p>***) Da parte di acque del terreno e acque fluenti.</p>						

**Tabella 1.1: Classi di esposizione e requisiti minimi del calcestruzzo in funzione della classe d'esposizione**

Le resistenze caratteristiche  $R_{ck}$  della tabella precedente sono da considerarsi quelle minime in relazione agli usi indicati in funzione della classe di esposizione. Le miscele non presenteranno un contenuto di cemento minore di  $280 \text{ kg/m}^3$ . La definizione di una soglia minima per il dosaggio di cemento, risponde all'esigenza di garantire in ogni caso una sufficiente quantità di pasta di cemento, condizione essenziale per ottenere un calcestruzzo indurito a struttura chiusa e poco permeabile. Nelle normali condizioni operative, il rispetto dei valori di  $R_{ck}$  e a/c della tabella precedente può comportare dosaggi di cemento anche sensibilmente più elevati del valore minimo indicato.



Facendo riferimento alla tabella precedente, la classe di esposizione attribuita ai vari elementi strutturali costituenti le opere è così riassunta:

- Fondazione: XC2;
- Elevazione muri con pannelli prefabbricati XC4;
- Elevazione muri gettati in opera: XF3.

### 1.2.2. Caratteristiche dei materiali

- Fondazione: C25/30;
- Elevazione muri con pannelli prefabbricati: C28/35 per  $H < 6m$ ;
- Elevazione muri con pannelli prefabbricati: C32/40 per  $6 < H < 8m$ ;
- Elevazione muri gettati in opera: C28/35.

#### **Acciaio per armature di tipo B450C**

- Modulo di elasticità di Joung (E) 210.000N/mm<sup>2</sup>;
- Tensione caratteristica di snervamento  $f_{y\ nom}$  450N/mm<sup>2</sup>;
- Tensione caratteristica di rottura  $f_{t\ nom}$  540N/mm<sup>2</sup>.

### 1.2.3. Copriferro minimo e copriferro nominale

Ai fini di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale, dovrà essere previsto un idoneo copriferro; il suo valore, misurato tra la parete interna del cassero e la generatrice dell'armatura metallica più vicina, individua il cosiddetto "copriferro nominale".

Il copriferro nominale  $c_{nom}$  è somma di due contributi, il copriferro minimo  $c_{min}$  e la tolleranza di posizionamento  $h$ . Vale pertanto:  $c_{nom} = c_{min} + h$ .

I valori di copriferro minimo in funzione delle classi di esposizione del calcestruzzo sono indicati nella tabella seguente. La tolleranza di posizionamento delle armature  $h$ , nel caso di strutture gettate in opera, dovrà essere assunta pari ad almeno 5mm. Considerando la classe di esposizione ambientale delle diverse sottostrutture, si dovranno adoperare dei copriferri adeguati come prescritti nella tavola delle prescrizioni dei materiali allegata al progetto. Nel caso specifico sarà considerato un valore pari a 4cm.

<b>Ambiente</b>	<b>Classe di esposizione</b>	<b>C<sub>min</sub> (mm)</b>
Molto secco	X0	15
Umido senza gelo	XC1 XC2	20
Debolmente aggressivo	XC3 XA1 XD1	
Umido con gelo	XF1	
Marino senza gelo	XS1 XD2	30
Moderatamente aggressivo	XA2 XC4	
Umido con gelo e sali disgelanti	XF3	
Marino con gelo	XF2	
Fortemente aggressivo	XS2 XS3XA3 XD3 XF4	40

**Tabella 1.2 – Copriferro minimo e classi di esposizione**

#### 1.2.4. Caratteristiche dei costituenti il calcestruzzo

##### **Cemento**

Si utilizzeranno unicamente i cementi previsti nella Legge 26 Maggio 1965 n° 595 che soddisfino i requisiti di accettazione elencati nella norma UNI ENV 197/1, con esclusione del cemento alluminoso e dei cementi per sbarramenti di ritenuta.

##### **Acqua d'impasto**

L'acqua d'impasto, di provenienza nota, dovrà avere caratteristiche costanti nel tempo, conformi a quelle della norma UNI EN 1008.

##### **Aggregati**

Gli aggregati impiegati per il confezionamento del calcestruzzo dovranno avere caratteristiche conformi a quelle previste nella parte 1<sup>a</sup> della norma UNI 8520. Le caratteristiche dovranno essere verificate in fase di qualifica delle miscele. In caso di fornitura di aggregati da parte di azienda dotata di Sistema Qualità certificato secondo norme UNI EN ISO 9000, saranno ritenuti validi i risultati delle prove effettuate dall'Azienda.

#### 1.2.5. Caratteristiche delle miscele

##### **Granulometria degli aggregati**

Per la realizzazione di calcestruzzi con classi di resistenza maggiori di C 12/15 gli aggregati dovranno appartenere ad almeno tre classi granulometriche diverse. Nella composizione della curva granulometrica nessuna frazione sarà dosata in percentuale maggiore del 55%, salvo preventiva autorizzazione del Direttore dei Lavori.

Le classi granulometriche saranno mescolate tra loro in percentuali tali da formare miscele rispondenti ai criteri di curve granulometriche di riferimento, teoriche o sperimentali, scelte in modo che l'impasto fresco e indurito abbia i prescritti requisiti di resistenza, consistenza, omogeneità, aria inglobata, permeabilità, ritiro e acqua essudata. Si dovrà adottare una curva granulometrica che, in relazione al dosaggio di cemento, garantisca la massima compattezza e la migliore lavorabilità del calcestruzzo.

**Dimensione massima nominale dell'aggregato**

La massima dimensione nominale dell'aggregato è scelta in funzione dei valori di copriferro ed interferro, delle dimensioni minime dei getti, delle modalità di getto e del tipo di mezzi d'opera utilizzati per la compattazione dei getti; come previsto nel punto 5.4. della norma UNI 9858, la dimensione massima nominale dell'aggregato non dovrà essere maggiore:

- di un quarto della dimensione minima dell'elemento strutturale;
- della distanza tra le singole barre di armatura o tra gruppi di barre d'armatura (interferro) diminuita di 5mm;
- di 1,3 volte lo spessore del copriferro che vale 30mm.

Dalla analisi dei dati citati si evince che la massima dimensione dell'inerte non potrà superare i 40mm di diametro.

**Rapporto acqua/cemento**

La quantità d'acqua totale da impiegare per il confezionamento dell'impasto dovrà essere calcolata tenendo conto dell'acqua libera contenuta negli aggregati. Si dovrà fare riferimento alla norma UNI 8520 parti 13<sup>a</sup> e 16<sup>a</sup> per la condizione "satura a superficie asciutta", nella quale l'aggregato non assorbe né cede acqua all'impasto. Facendo riferimento inoltre alla classe di esposizione ambientale, il rapporto acqua cemento non potrà superare il valore  $a/c = 0,60$ .

**1.3. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI**

In questo paragrafo, sono indicate le caratteristiche fisiche e meccaniche dei terreni in sito e di riporto utilizzati per la determinazione della spinta agente sulle strutture, per la tratta F:

**TRATTO F****terreno a monte del paramento**

▶	Peso di volume del terreno.....	18,00	kN/m <sup>3</sup>
▶	Peso di volume saturo del terreno.....	18,00	kN/m <sup>3</sup>
▶	Angolo di attrito interno .....	35°	
▶	Coesione .....	0.00	Mpa

**terreno di fondazione AL1**

▶	Peso di volume del terreno.....	18-19	kN/m <sup>3</sup>
▶	Peso di volume saturo del terreno.....	18-19	kN/m <sup>3</sup>
▶	Angolo di attrito interno .....	33-38°	
▶	Coesione .....	0.00	MPa

## 2. SCHEMATIZZAZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

### 2.1. ANALISI DEI CARICHI

#### 2.1.1. Peso proprio struttura ( $g_1$ ) e carichi permanenti ( $g_2$ )

Il peso proprio delle strutture è determinato automaticamente dal programma di calcolo, mentre i carichi permanenti agenti, sono stati applicati esplicitamente dopo apposito calcolo.

#### 2.1.2. Azioni variabili da traffico ( $q_1$ )

Le azioni variabili del traffico, comprensive degli effetti dinamici, sono costituite da carichi concentrati ( $Q_{ik}$ ) e da carichi uniformemente distribuiti ( $q_{ik}$ ). Poiché il calcolo dei muri viene effettuato considerando una sezione trasversale di lunghezza unitaria è necessario ripartire i carichi concentrati in direzione longitudinale.

A partire dall'impronta di  $3 \times 2.2$  m prevista dalla normativa per il carico tandem si effettua una diffusione a  $45^\circ$  fino alla base del paramento ottenendo la lunghezza longitudinale ( $L_c$ ) di muro collaborante per tale schema. Quindi, su ogni corsia, si applicherà un carico distribuito pari alla somma del carico  $q_{ik}$  e del  $Q_{ik}$  ripartito su una impronta di  $3 \times L_c$ .

In ogni caso, si assumerà un valore minimo del carico stradale pari a  $20 \text{ kN/mq}$  :

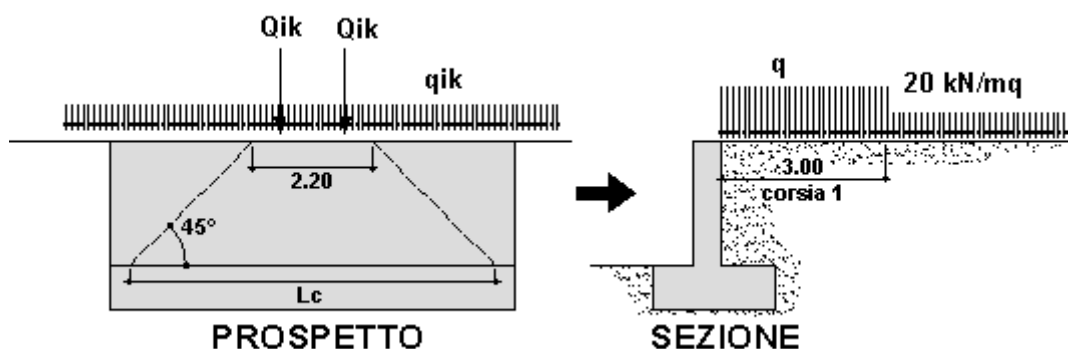


Figura 2-1: Schema di diffusione dei carichi mobili.

#### 2.1.3. Urto veicolo in svio ( $q_8$ )

Per i muri di sostegno si considera l'azione causata da collisioni accidentali sugli elementi di sicurezza. La normativa prevede una forza orizzontale equivalente di collisione di 100 kN agente trasversalmente ed orizzontalmente 100 mm sotto la sommità dell'elemento o 1,0 m sopra il livello del piano di marcia (il più piccolo dei due valori) , ed applicata su una linea lunga 0,5 m. Effettuando una diffusione longitudinale analoga alla precedente si ottiene il valore della forza riferito ad 1 m di lunghezza di muro.

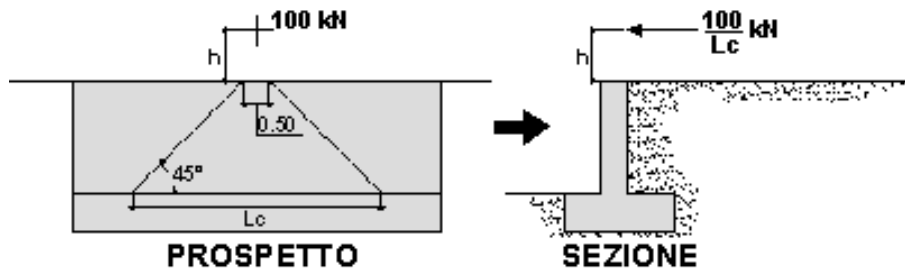


Figura 2-2: Schema di diffusione forza di collisione

### 2.1.4. Azione del vento (q5)

Il sito oggetto della progettazione delle suddette opere di sostegno ricade nella zona di riferimento 1 avente i seguenti parametri:

$$v_{b,0} = 25 \text{ m/s}$$

$$a_0 = 1000 \text{ m}$$

$$k_a = 0,010 \text{ 1/s}$$

Nel caso in esame la velocità del vento è pari a :

$$v_b = v_{b,0} \text{ essendo } a_s < a_0$$

dove  $a_s$  è l'altitudine sul livello del mare

La velocità media del vento è data dall'espressione:

$$p = q_b c_e c_p c_d$$

dove :

$q_b$  è la pressione cinetica di riferimento

$c_e$  è il coefficiente di esposizione

$c_p$  è il coefficiente di forma

$c_d$  è il coefficiente dinamico

La pressione cinetica di riferimento è data dall'espressione

$$q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2$$

dove:

$\rho$  è la densità dell'aria assunta pari a  $1,25 \text{ kg/m}^3$

$v_b$  è la velocità di riferimento del vento in m/s

Il coefficiente di esposizione  $c_e$  dipende dall'altezza  $z$  sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno, e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione e la sua espressione per  $z \geq z_{\min}$  è la seguente:

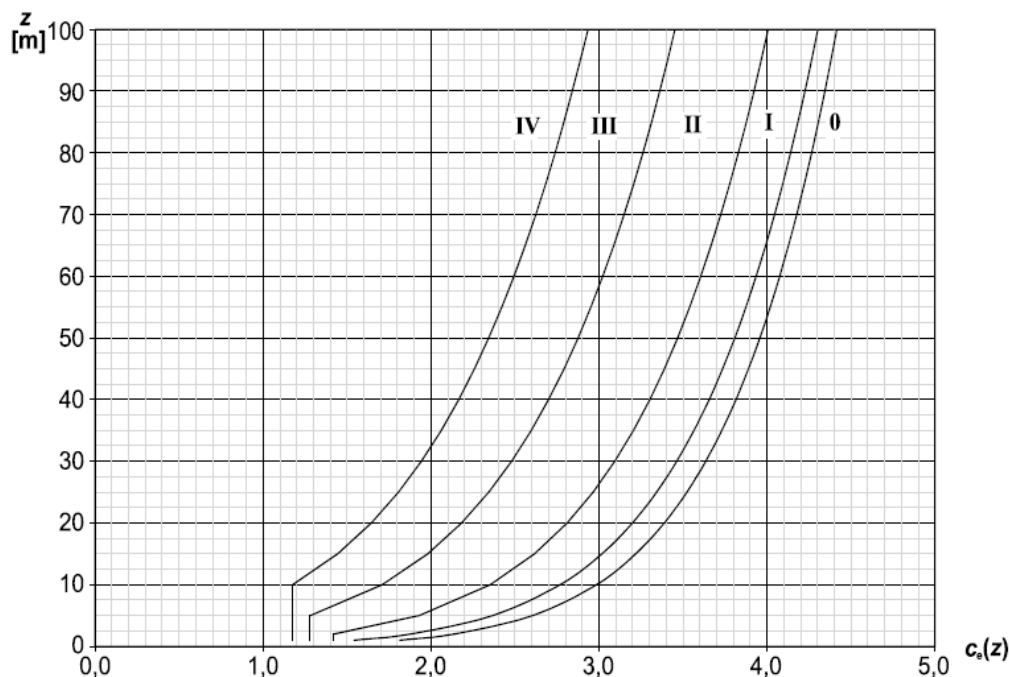
$$c_e(z) = k_r^2 c_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)]$$

dove:

$k_r, z_0$  e  $z_{\min}$  sono tabellati in funzione della categoria del terreno

$z$  è l'altezza massima dell'opera

Nel caso in questione, essendo la categoria di esposizione del sito la IV, risulta  $K_r = 0,22$ ,  $z_{\min} = 8,00\text{m}$  e  $z_0 = 0,30\text{m}$ .



**Figura 3 – Andamento del coefficiente d'esposizione  $C_e(z)$  con la quota (per  $c_t = 1$ )**

Il coefficiente di topografia  $c_t$  è posto generalmente pari ad 1, sia per le zone pianeggianti sia per quelle ondulate, collinose e montane.

Il coefficiente dinamico  $c_d$  tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alla risposta dinamica della struttura. Esso può essere assunto cautelativamente pari ad 1.

Il coefficiente di forma  $c_p$ , coerentemente con quanto riportato nell'Eurocodice 1 parte 4, è assunto pari ad 1,2.

Considerando che le barriere fonoassorbenti previste nella tratta in questione non superano mai i 4,00m di altezza, si ottengono le seguenti azioni da aggiungere in testa alle opere di sostegno.

*Elementi tipologici paratie e muri prefabbricati – Relazione tecnica e di calcolo – Muri di sostegno*

Velocità di riferimento $v_b$	25 m/s
Densità dell'aria $\rho$	1.25 kg/m <sup>3</sup>
Pressione cinetica di riferimento $q_b$	391 N/m <sup>2</sup>
$k_r$	0.22
$z_0$	0.30 m
$z_{min}$	8.00 m
Coefficiente di topografia $c_t$	1.00
Altezza della barriera $z$	4.00 m
Coefficiente di esposizione $c_e$	1.63
Coefficiente dinamico $c_d$	1.00
Coefficiente di forma $c_p$	1.2
Pressione del vento $p$	766 N/m <sup>2</sup>

<b>Forza dovuta alla pressione del vento</b>	<b>3 kN/m</b>
<b>Momento dovuto alla pressione del vento</b>	<b>6 kNm/m</b>

### 2.1.5. Dati sismici

Di seguito si riportano i dati sismici adoperati per l'analisi strutturale dell'opera in oggetto, relativamente ad ogni tratta considerata.

#### **TRATTA F**

Da km 74+075 a km 75+625

Unità geotecnica:	AL1
Falda:	profonda
Categoria di suolo:	B
Comune di riferimento:	Volpago del Montello
Parametri sismici:	$a_g = 3.649$
	$F_0 = 2.408$
	$T_c^* = 0.359$

## 2.2. COMBINAZIONI DI CARICO

Di seguito si riportano i coefficienti parziali di sicurezza per le azioni definite nel capitolo 6 associato alla progettazione geotecnica.

**Tabella 6.2.I** – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Di seguito si riportano invece i coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno.

**Tabella 6.2.II** – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_M$	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
<i>Coesione efficace</i>	$c'_k$	$\gamma_c$	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	$\gamma$	$\gamma_t$	1,0	1,0

*Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo.*

Coefficiente	R2
$\gamma_R$	1.1

Le verifiche vengono condotte definendo diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definite per le azioni (A1 e A2) e per i parametri geotecnici (M1 e M2).

Nell'approccio 1 sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti: la prima combinazione è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno, mentre la seconda combinazione è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.



## 3. I CODICI DI CALCOLO

### 3.1. CARATTERISTICHE DEL SOFTWARE MAX10.0

Il programma **MAX10.0**<sup>®</sup> è dedicato all'analisi e al calcolo di muri di sostegno. La versione del programma utilizzata è la Rel. 10.05a del 2010, distribuita dalla società AZTEC, nella forma originale commercializzata senza alcuna modifica apportata da parte dell'utente.

### 3.2. CALCOLO DELLA SPINTA SUL MURO

#### 3.2.1. Valori caratteristici e valori di calcolo

Effettuando il calcolo 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  $\gamma$ . 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.

#### 3.2.2. 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  $\rho$  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.

### 3.2.3. 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  $\varepsilon$  l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e  $\beta$  l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta  $S'$  considerando un'inclinazione del terrapieno e della parete pari a

$$\varepsilon' = \varepsilon \pm \theta$$

$$\beta' = \beta \pm \theta$$

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  $k_h$ .

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

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

In presenza di falda a monte, nel coefficiente  $A$  si tiene conto dell'influenza dei pesi di volume nel calcolo di  $\theta$ .

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.

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.

### 3.2.4. 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  $\eta_r$ .

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 terra-muro  $\delta$  è positivo, ribaltante se  $\delta$  è negativo.  $\delta$  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.

### 3.2.5. 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  $\eta_s$ .

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  $\delta_f$  l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con  $c_a$  l'adesione terreno-fondazione e con  $B_f$  la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

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

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,  $\delta_f$ , diversi autori suggeriscono di assumere un valore di  $\delta_f$  pari all'angolo d'attrito del terreno di fondazione.

### 3.2.6. 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  $\eta_q$ . 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  $\eta_q \geq 1.0$

La formula di Vesic è analoga alla formula di Hansen. Cambia solo il fattore  $N_\gamma$  e l'espressione di alcuni coefficienti.

Di seguito sono riportate per intero tutte le espressioni.

Caso generale

$$q_u = c N_c s_c d_c i_c g_c b_c + q N_q s_q d_q i_q g_q b_q + 0.5 B_\gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma$$

Caso di terreno puramente coesivo  $\phi=0$

$$q_u = 5.14c(1+s_c+d_c-i_c-g_c-b_c) + q$$

I fattori che compaiono in queste espressioni sono espressi da:

$$N_q = e^{\pi \operatorname{tg} \phi} K_p \operatorname{par}$$

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

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \operatorname{tg} \phi$$

Fattori di forma

$$\text{per } \phi=0 \quad s_c = 0.2 \frac{B}{L}$$

$$\text{per } \phi>0 \quad s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B}{L}$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \operatorname{tg}\phi$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

Fattori di profondità

Si definisce il parametro  $k$  come

$$k = \frac{D}{B} \quad \text{se} \quad \frac{D}{B} \leq 1$$

$$k = \operatorname{arctg} \frac{D}{B} \quad \text{se} \quad \frac{D}{B} > 1$$

I vari coefficienti si esprimono come

$$\text{per } \phi=0 \quad d_c = 0.4k$$

$$\text{per } \phi>0 \quad d_c = 1 + 0.4k$$

$$d_q = 1 + 2\operatorname{tg}\phi(1 - \sin\phi)^2 k$$

$$d_\gamma = 1$$

Fattori di inclinazione del carico

Definito il parametro

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

per  $\phi = 0$        $i_c = 1 - \frac{mH}{A_f c_a N_c}$

per  $\phi > 0$        $i_c = i_q - \frac{1-i_q}{N_q - 1}$

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + A_f c_a \text{ctg}\phi}\right)^m$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + A_f c_a \text{ctg}\phi}\right)^{m+1}$$

Fattori di inclinazione del piano di posa della fondazione

per  $\phi=0$        $b_c = \frac{\eta}{147^\circ}$        $\eta^\circ$

per  $\phi>0$        $b_c = 1 - \frac{\eta}{147^\circ}$        $\eta^\circ$

$$b_q = b_\gamma = (1 - \eta \text{tg}\phi)^2$$

Fattori di inclinazione del terreno

Indicando con  $\beta$  la pendenza del pendio i fattori  $g$  si ottengono dalle espressioni seguenti:

per  $\phi=0$        $g_c = \frac{\beta}{147^\circ}$        $\beta^\circ$

per  $\phi>0$        $g_c = 1 - \frac{\beta}{147^\circ}$        $\beta^\circ$

$$g_q = g_\gamma = (1 - \text{tg}\beta)^2$$

### 3.2.7. Verifica alla stabilità globale

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

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.

Si adotta per la verifica di stabilità globale il metodo di Bishop.

Il coefficiente di sicurezza nel metodo di Bishop si esprime secondo la seguente formula:

$$\eta = \frac{\sum_i \left( \frac{c_i b_i + (W_i - u_i b_i) \operatorname{tg} \phi_i}{m} \right)}{\sum_i W_i \sin \alpha_i}$$

dove il termine  $m$  è espresso da

$$m = \left( 1 + \frac{\operatorname{tg} \phi_i \operatorname{tg} \alpha_i}{\eta} \right) \cos \alpha_i$$

In questa espressione  $n$  è il numero delle strisce considerate,  $b_i$  e  $\alpha_i$  sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia  $i$ -esima rispetto all'orizzontale,  $W_i$  è il peso della striscia  $i$ -esima,  $c_i$  e  $\phi_i$  sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia ed  $u_i$  è la pressione neutra lungo la base della striscia.

L'espressione del coefficiente di sicurezza di Bishop contiene al secondo membro il termine  $m$  che è funzione di  $\eta$ . Quindi essa viene risolta per successive approssimazioni assumendo un valore iniziale per  $\eta$  da inserire nell'espressione di  $m$  ed iterare fin quando il valore calcolato coincide con il valore assunto.

## **4. ESAME DEI RISULTATI**

La presente relazione si completa mediante una serie di relazioni di calcolo redatte per ogni singola opera e consistenti nella verifica degli elementi strutturali costituenti il manufatto differenziate per singola tipologia utilizzata.