



## COMUNE DI PECCIOLI

Provincia di Pisa

# MESSA IN SICUREZZA CORRIDOIO LOCULI SETTORI I-V LATO EST CIMITERO COMUNALE DI PECCIOLI CUP D46D18000070004



## RELAZIONE TECNICA STRUTTURE PROGETTO ESECUTIVO

Ing. Leonardo Mattolini

Dott. Geologo Carlo Meoni

Ing. Giuseppe Rossi

## DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

Il presente intervento riguarda la messa in sicurezza di porzione del complesso cimiteriale di Peccioli. Attualmente infatti è in atto un dissesto che interessa il muro perimetrale più interno. Era già stato realizzato un intervento di messa in sicurezza che aveva permesso di stabilizzare il versante ma che non aveva potuto addentrarsi al di sotto del cimitero, dove probabilmente era già presente una nicchia di distacco che con il tempo e con l'aumento della pressione interstiziale ha provocato un arretramento verso monte della superficie di distacco, accompagnata da un graduale progressivo e irreversibile decadimento delle caratteristiche meccaniche del terreno.

In queste situazioni il piano di calpestio del percorso interno del cimitero si trova, probabilmente, ad insistere su terreno di scarsissima consistenza, se non addirittura in alcune zone, in assenza di terreno per la presenza di vuoti morfologici.

Questa condizione del terreno d'imposta del sistema fondale se è ininfluente per la parte a valle che poggia su fondazioni profonde, diventa dirimente per la parte con fondazioni superficiali. L'assenza di capacità resistiva (causa) induce infatti cedimenti nella struttura che si ripercuotono esteriormente (effetto) con lesioni e con una rototraslazione del muro di contenimento. L'effetto di rotazione del muro induce poi nella struttura di copertura, graticcio di travi disposte a formare volta a tutto sesto, una coazione che ne altera lo stato di sollecitazione.

La soluzione scelta ed oggetto del presente progetto è la realizzazione di micropali lungo la semicirconferenza interna.

Concettualmente il cedimento delle strutture, a parità di carico, è tanto maggiore quanto minore è la densità relativa (o quanto minore è la consistenza) ed il cedimento tende ad aumentare progressivamente ed indefinitamente. Nella situazione di terreni di scarse caratteristiche meccaniche e di resistenza, si deve agire su un duplice obiettivo: diminuire se possibile i carichi agenti, e trasferire il carico derivante dalla struttura in elevazione a strati più profondi di terreno con caratteristiche meccaniche adeguate. Questo per contenere contemporaneamente gli spostamenti totali e differenziali entro limiti accettabili.

Allo scopo si arriva alleggerendo dei carichi superiori il muro di contenimento, grazie alla demolizione della copertura ( peso di circa 1100 kg/ml) e della parte superiore del muro a retta (

circa 1875 Kg/ml) e contemporaneamente realizzando i micropali che vadano a trasferire il carico verso strati più profondi e consistenti del terreno.

Il piano di fondazione del nuovo cimitero (anno di costruzione 2000) è costituito da una platea di spessore 35 cm, impostata su due file di pali posti lungo la semicirconferenza esterna (pali di 80 cm di diametro) e quella interna (pali di 60 cm), al limite del percorso coperto.

Al limite della palificata interna è collegata la soletta, spessore 25 cm, del muro di contenimento (altezza terreno retrostante 160 cm) tra vecchio e nuovo cimitero.

Oltre all'intervento di alleggerimento saranno realizzati circa 80 pali posti su doppia fila a distanza di circa un metro (si veda tavola strutturale) aventi diametro 250 mm con armatura tubolare spessore 8 diametro 139,7mm e lunghezza di 14 metri con minimo due sbulbature.

Si precisa che nel modello di calcolo è stato considerato un diametro pari a 380 mm in quanto si è adottata la teoria di Bustamante e Doix per cui si fa riferimento al diametro efficace del micropalo che è dato da:

$$D_{\text{efficace}} = \Phi * D_{\text{ nominale}}$$

Con  $\Phi$  parametro amplificativo che varia da terreno a terreno e che in questo caso può essere assunto pari a 1,55.

Il calcolo è stato effettuato sia in condizioni drenate che non drenate.



## NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- Legge nr. 1086 del 05/11/1971.

Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.

- Legge nr. 64 del 02/02/1974.

Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.

- D.M. LL.PP. del 11/03/1988.

Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

- D.M. LL.PP. del 14/02/1992.

Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.

- D.M. 9 Gennaio 1996

Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche

- D.M. 16 Gennaio 1996

Norme Tecniche relative ai 'Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi'

- D.M. 16 Gennaio 1996

Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche

- Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C.

Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996

- Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG.

Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996

- Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 (D.M. 14 Gennaio 2008)
- Circolare 617 del 02/02/2009
- Circolare C.S.L.P. 02/02/2009 n.617 - Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008

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

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

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

## CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO

### *Valutazione “pericolosità sismica”*

Le azioni sismiche di progetto sono state definite dalla valutazione della “pericolosità sismica di base” riferita al sito di costruzione.

La normativa adottata (D.M. 14/01/08 Testo Unico – Norme tecniche per le costruzioni) suddivide il territorio nazionale in un reticolo di punti di coordinate geografiche assegnate.

Per ogni punto del reticolo vengono assegnate le 9 terne di valori

$$A_g F_o T_c^*$$

per i periodi di ritorno ( $T_r$ ) di riferimento dove:

$a_g$  è l’accelerazione orizzontale massima al sito su suolo di riferimento rigido.

$F_o$  è il valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.

$T_c^*$  è il periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Le opere rientrano nel: **Comune di Peccioli – Provincia di Pisa**

### *Valutazione tempo di ritorno $T_r$*

Per la scelta del periodi di ritorno da utilizzare, intervengono 2 fattori: la valutazione del periodo di riferimento ( $V_r$ ) e la probabilità di superamento dello stato limite di progetto, in altre parole la richiesta prestazionale che la struttura deve soddisfare.

### *Periodo di riferimento $V_r$*

Il periodo di riferimento ( $V_r$ ) dell’evento sismico viene definito (par n.2.4.3 – NTC 08) come prodotto tra la vita nominale ( $V_n$ ) ed il coefficiente d’uso ( $C_u$ ) ottenendo:

$$V_r = V_n \times C_u$$

Considerando per tutte le opere un’importanza normale, il termine  $V_n$ , definito al par 2.4.1 delle NTC 08, è stato preso pari a 50 anni.

La classe d'uso II, definita al par 2.4.2, relativa alle opere appartenenti a reti viarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza, fornisce un coefficiente d'uso  $C_u$  pari a 1.

Per quanto detto il periodo di riferimento  $V_r$  assume valore:

$$V_r = 50 \times 1 = 50 \text{anni}$$

Categoria di sottosuolo C, e condizione topografica T1 sono stabilite dalle risultanze della relazione geologica e di conseguenza l'amplificazione stratigrafica e topografica.

**METODO DI ANALISI** Una volta definito lo spettro di progetto, si è scelto il metodo di analisi da utilizzare per calcolare l'accelerazione delle masse delle strutture.

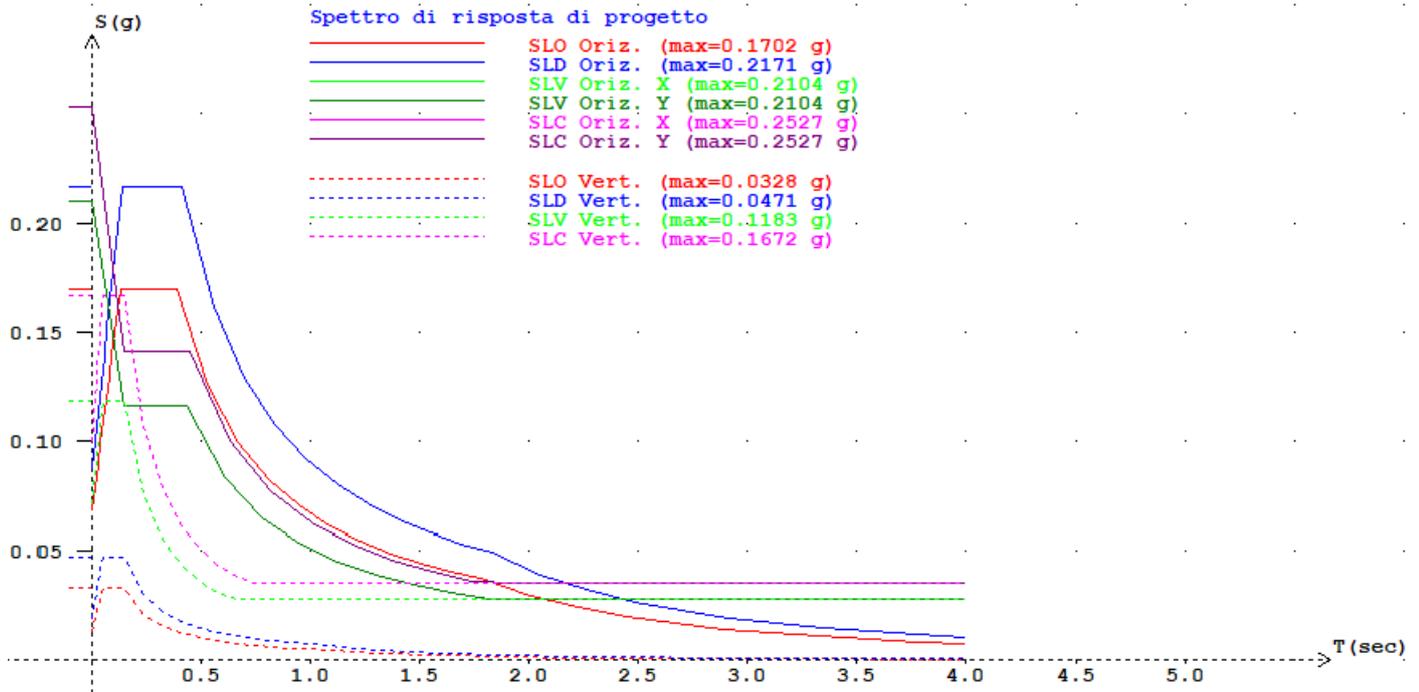
Trattasi di muro di sostegno su pali.



ID	Longitudine	Latitudine	Dist. sito (Km)
20939	10.7310	43.5520	1.4664
20938	10.6620	43.5510	4.9941
21160	10.6640	43.5010	6.4308
21161	10.7330	43.5020	4.3709

Parametri di pericolosità sismica

	ag (g/10)	F0 (adim)	TC*(sec)
SLD	0.4581	2.4770	0.2300
SLD	0.5820	2.4872	0.2488
SLV	1.4118	2.4784	0.2700
SLC	1.7608	2.5130	0.2800



# DESCRIZIONE DEL MODELLO STRUTTURALE

## Calcolo della spinta sul muro

### Valori caratteristici e valori di calcolo

Effettuando il calcolo tramite gli Eurocodici 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 e lasciati inalterati i parametri di resistenza del terreno e combinazioni di carico di tipo **A2-M2** nelle quali vengono ridotti i parametri di resistenza del terreno e incrementati i soli carichi variabili.

### Metodo di Culmann

Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb. La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il coefficiente di spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di Coulomb, risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso spingente. Il metodo di Culmann, nato come metodo essenzialmente grafico, si è evoluto per essere trattato mediante analisi numerica (noto in questa forma come metodo del cuneo di tentativo). Come il metodo di Coulomb anche questo metodo considera una superficie di rottura rettilinea.

I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

- si impone una superficie di rottura (angolo di inclinazione  $\rho$  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.

### 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

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

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

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,  $\theta$  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  $\theta$ .

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.

### 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.

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

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

dove  $n$  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 e  $c_i$  e  $\phi_i$  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  $\eta$ . 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.

### Analisi dei pali

Per l'analisi della capacità portante dei pali occorre determinare alcune caratteristiche del terreno in cui si va ad operare. In particolare bisogna conoscere l'angolo d'attrito  $\phi$  e la coesione  $c$ . Per pali soggetti a carichi trasversali è necessario conoscere il modulo di reazione laterale o il modulo elastico laterale. La capacità portante di un palo solitamente viene valutata come somma di due contributi: portata di base (o di punta) e portata per attrito laterale lungo il fusto. Cioè si assume valida l'espressione:

$$Q_T = Q_P + Q_L - W_P$$

dove:

$Q_T$  portanza totale del palo  
 $Q_P$  portanza di base del palo  
 $Q_L$  portanza per attrito laterale del palo  
 $W_P$  peso proprio del palo

e le due componenti  $Q_P$  e  $Q_L$  sono calcolate in modo indipendente fra loro. Dalla capacità portante del palo si ricava il carico ammissibile del palo  $Q_A$  applicando il coefficiente di sicurezza della portanza alla punta  $\eta_p$  ed il coefficiente di sicurezza della portanza per attrito laterale  $\eta_l$ .

Palo compresso:

$$Q_A = Q_P / \eta_p + Q_L / \eta_l - W_P$$

Palo teso:

$$Q_A = Q_L / \eta_l + W_P$$

### Capacità portante di punta

In generale la capacità portante di punta viene calcolata tramite l'espressione:

$$Q_P = A_P(cN'_c + qN'_q + 1/2B\gamma N'_\gamma)$$

dove  $A_P$  è l'area portante efficace della punta del palo,  $c$  è la coesione,  $q$  è la pressione geostatica alla quota della punta del palo,  $\gamma$  è il peso specifico del terreno,  $D$  è il diametro del palo ed i coefficienti  $N'_c$ ,  $N'_q$ ,  $N'_\gamma$  sono i coefficienti delle formule della capacità portante corretti per tener conto degli effetti di forma e di profondità. Possono essere utilizzati sia i coefficienti di Hansen che quelli di Vesic con i corrispondenti fattori correttivi per la profondità e la forma.

Il parametro  $\eta$  che compare nell'espressione assume il valore:

$$\eta = \frac{1 + 2K_0}{3}$$

quando si usa la formula di Vesic e viene posto uguale ad 1 per le altre formule.

$K_0$  rappresenta il coefficiente di spinta a riposo che può essere espresso come:  $K_0 = 1 - \sin\phi$ .

### Capacità portante per resistenza laterale

La resistenza laterale è data dall'integrale esteso a tutta la superficie laterale del palo delle tensioni tangenziali palo-terreno in condizioni limite:

$$Q_L = \text{integrale}_S \tau_a dS$$

dove  $\tau_a$  è dato dalla nota relazione di Coulomb

$$\tau_a = c_a + \sigma_h \text{tg} \delta$$

dove  $c_a$  è l'adesione palo-terreno,  $\delta$  è l'angolo di attrito palo-terreno,  $\gamma$  è il peso specifico del terreno,  $z$  è la generica quota a partire dalla testa del palo,  $L$  e  $P$  sono rispettivamente la lunghezza ed il perimetro del palo,  $K_s$  è il coefficiente di spinta che dipende dalle caratteristiche meccaniche e fisiche del terreno dal suo stato di addensamento e dalle modalità di realizzazione del palo.

### Portanza trasversale dei pali - Analisi ad elementi finiti

Nel modello di terreno alla Winkler il terreno viene schematizzato come una serie di molle elastiche indipendenti fra di loro. Le molle che schematizzano il terreno vengono caratterizzate tramite una costante elastica  $K$  espressa in  $\text{Kg/cm}^2/\text{cm}$  che rappresenta la pressione (in  $\text{Kg/cm}^2$ ) che bisogna applicare per ottenere l'abbassamento di 1 cm.

Nel metodo degli elementi finiti occorre discretizzare il particolare problema. Nel caso specifico il palo viene suddiviso in un certo numero di elementi di eguale lunghezza. Ogni elemento è caratterizzato da una sezione avente area ed inerzia coincidente con quella del palo.

Il terreno viene schematizzato come una serie di molle orizzontali che reagiscono agli spostamenti nei due versi. La rigidità assiale della singola molla è proporzionale alla costante di Winkler orizzontale del terreno, al diametro del palo ed alla lunghezza dell'elemento. La molla, però, non viene vista come un elemento infinitamente elastico ma come un elemento con comportamento del tipo elastoplastico perfetto (diagramma sforzi-deformazioni di tipo bilatero). Essa presenta una resistenza crescente al crescere degli spostamenti fino a che l'entità degli spostamenti si mantiene al di sotto di un certo spostamento limite,  $X_{\max}$  oppure fino a quando non si raggiunge il valore della pressione limite. Superato tale limite non si ha un incremento di resistenza. E' evidente che assumendo un comportamento di questo tipo ci si addentra in un tipico problema non lineare che può essere risolto solo mediante una analisi al passo.

Questa modellazione presenta il notevole vantaggio di poter schematizzare tutti quei comportamenti individuati da Broms e che sarebbe impossibile trattare in un modello numerico. In particolare risulta automatico analizzare casi in cui si ha insufficiente portanza non per rottura del palo ma per rottura del terreno (vedi il caso di un palo molto rigido in un terreno molle).

### Determinazione degli scarichi sul palo.

Gli scarichi sui pali vengono determinati mediante il metodo delle rigidità.

La piastra di fondazione viene considerata infinitamente rigida (3 gradi di libertà) ed i pali vengono considerati incastrati o incernierati (la scelta del vincolo viene fatta dall'Utente nella tabella CARATTERISTICHE del sottomenu PALI) a tale piastra.

Viene effettuata una prima analisi di ogni palo di ciascuna fila (i pali di ogni fila hanno le stesse caratteristiche) per costruire una curva carichi-spostamenti del palo. Questa curva viene costruita considerando il palo elastico. Si tratta, in definitiva, della matrice di rigidezza del palo  $K_e$ , costruita imponendo traslazioni e rotazioni unitarie per determinare le corrispondenti sollecitazioni in testa al palo.

Nota la matrice di rigidezza di ogni palo si assembla la matrice globale (di dimensioni  $3 \times 3$ ) della palificata,  $K$ .

A questo punto, note le forze agenti in fondazione (N, T, M) si possono ricavare gli spostamenti della piastra (abbassamento, traslazione e rotazione) e le forze che si scaricano su ciascun palo. Infatti indicando con  $p$  il vettore dei carichi e con  $u$  il vettore degli spostamenti della piastra abbiamo:

$$u = K^{-1}p$$

Noti gli spostamenti della piastra, e quindi della testa dei pali, abbiamo gli scarichi su ciascun palo. Allora per ciascun palo viene effettuata un'analisi elastoplastica incrementale (tramite il metodo degli elementi finiti) che, tenendo conto della plasticizzazione del terreno, calcola le sollecitazioni in tutte le sezioni del palo., le caratteristiche del terreno (rappresentate da  $Kh$ ) sono tali che se non è possibile raggiungere l'equilibrio si ha collasso per rottura del terreno.

## N.T.C. 2008 - Approccio 2

### Simbologia adottata

$\gamma_{Gsfav}$	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
$\gamma_{Gfav}$	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
$\gamma_{Qsfav}$	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni variabili
$\gamma_{Qfav}$	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
$\gamma_{cu}$	Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata
$\gamma_{qu}$	Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo
$\gamma_{\gamma}$	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:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>	<i>EQU</i>	<i>HYD</i>
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{Gfav}$	1,00	1,00	0,90	0,90
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{Gsfav}$	1,30	1,00	1,10	1,30
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qfav}$	0,00	0,00	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	$\gamma_{Qsfav}$	1,50	1,30	1,50	1,50

#### Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>			<i>M1</i>	<i>M2</i>	<i>M2</i>	<i>M1</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{tan\phi'}$		1,00	1,25	1,25	1,00
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$		1,00	1,25	1,25	1,00
Resistenza non drenata	$\gamma_{cu}$		1,00	1,40	1,40	1,00
Resistenza a compressione uniassiale	$\gamma_{qu}$		1,00	1,60	1,60	1,00
Peso dell'unità di volume	$\gamma_{\gamma}$		1,00	1,00	1,00	1,00

### Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche

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

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>	<i>EQU</i>	<i>HYD</i>
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{Gfav}$	1,00	1,00	1,00	0,90
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{Gsfav}$	1,00	1,00	1,00	1,30
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qfav}$	0,00	0,00	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	$\gamma_{Qsfav}$	1,00	1,00	1,00	1,50

#### Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>			<i>M1</i>	<i>M2</i>	<i>M2</i>	<i>M1</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{tan\phi'}$		1,00	1,25	1,25	1,00
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$		1,00	1,25	1,25	1,00
Resistenza non drenata	$\gamma_{cu}$		1,00	1,40	1,40	1,00

Resistenza a compressione uniassiale	$\gamma_{qu}$	1,00	1,60	1,60	1,00
Peso dell'unità di volume	$\gamma_\gamma$	1,00	1,00	1,00	1,00

### **FONDAZIONE SUPERFICIALE**

#### **Coefficienti parziali $\gamma_R$ per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO**

<i>Verifica</i>	<i>Coefficienti parziali</i>		
	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	

### **PALI DI FONDAZIONE**

CARICHI VERTICALI. Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche dei pali

#### **Pali trivellati**

		R1	R2	R3
Punta	$\gamma_b$	1,00	1,70	1,35
Laterale compressione	$\gamma_s$	1,00	1,45	1,15
Totale compressione	$\gamma_t$	1,00	1,60	1,30
Laterale trazione	$\gamma_{st}$	1,00	1,60	1,25

CARICHI TRASVERSALI. Coefficienti parziali  $\gamma_T$  per le verifiche dei pali.

	R1	R2	R3
$\gamma_T$	1,00	1,60	1,30

Coefficienti di riduzione  $\xi$  per la determinazione della resistenza caratteristica dei pali

Numero di verticali indagate	1	$\xi_3=1,70$	$\xi_4=1,70$
------------------------------	---	--------------	--------------

## RELAZIONE SUI MATERIALI

### Calcestruzzo

conglomerato cementizio C 20/25 (Resistenza caratteristica  $R_{ck} = 25.0 \text{ N/mm}^2$ ,  $R'_{bk} = 250 \text{ Kg/cm}^2$ ) dosato con 320 Kg. di cemento tit. 425 ogni mc. d'impasto, mc. 0,8 di pietrisco, mc. 0,4 di sabbia, con consistenza di categoria plastica e comunque avente dosaggio tale da raggiungere la classe 250.

Per la realizzazione dell'opera in oggetto saranno impiegati i seguenti materiali:

-elevazione: conglomerato cementizio C 25/30 (Resistenza caratteristica  $R_{ck} = 30.0 \text{ N/mm}^2$ ) dosato con 340 Kg. di cemento tit. 425 ogni mc. d'impasto, mc. 0,8 di pietrisco, mc. 0,4 di sabbia, con consistenza di categoria plastica e comunque avente dosaggio tale da raggiungere la classe 300.

### Acciaio

barre ad aderenza migliorata tipo Acciaio B450C (Resistenza caratteristica  $F_{yk} = 450.0 \text{ N/mm}^2$ );

### Malta

Malta cementizia M8 , per nuove murature , con composizione in volume costituita da 2 parte di cemento 1 di calce idraulica e 8 di sabbia, tale da raggiungere il valore minimo di resistenza a compressione pari a  $80 \text{ kg/cm}^2$ .

### Inerti

Costituiti da elementi non gelivi o friabili, privi di sostanze organiche limose o argillose, sabbia ben lavata e pietrisco di opportuna granulometria.

### Acqua

Acqua limpida e priva di sostanze igroscopiche o corrosive.

Acciaio per strutture metalliche S275 (Resistenza caratteristica  $F_{yk} = 275.0 \text{ N/mm}^2$ );

Materiale d'apporto per saldature S275 (Resistenza caratteristica  $F_{yk} = 275.0 \text{ N/mm}^2$ );

Acciaio per strutture metalliche S235 (Resistenza caratteristica  $F_{yk} = 235.0 \text{ N/mm}^2$ );

Materiale d'apporto per saldature S235 (Resistenza caratteristica  $F_{yk} = 235.0 \text{ N/mm}^2$ );

I valori dei parametri caratteristici dei suddetti materiali sono riportati nei tabulati di calcolo, nella relativa sezione.

Per ciascuna classe di calcestruzzo impiegata sono riportati i valori di:

Resistenza di calcolo a trazione ( $f_{ctd}$ )

Resistenza a rottura per flessione ( $f_{ctm}$ )

Resistenza tangenziale di calcolo ( $\tau_{Rd}$ )

Modulo elastico normale (E)

Modulo elastico tangenziale (G)

Coefficiente di sicurezza allo Stato Limite Ultimo del materiale ( $\gamma_c$ )

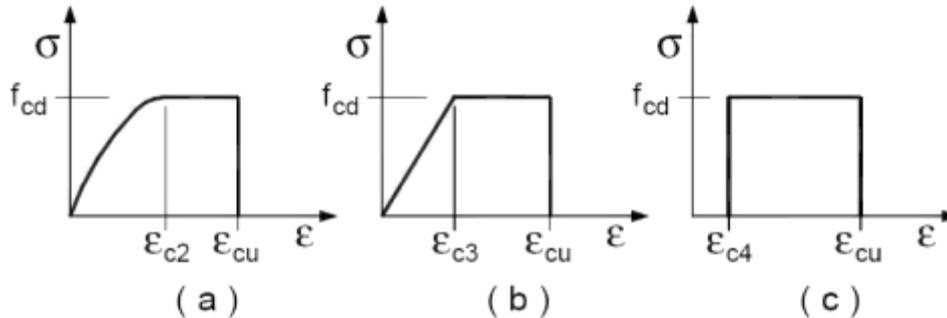
Resistenza cubica caratteristica del materiale ( $R_{ck}$ )

Coefficiente di Omogeneizzazione

Peso Specifico

## Coefficiente di dilatazione termica

I diagrammi costitutivi del calcestruzzo sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.2.2 del D.M. 14 gennaio 2008; in particolare per le verifiche effettuate a pressoflessione retta è stato adottato il modello riportato in a), mentre per le verifiche degli elementi a pressoflessione deviata è stato adottato il diagramma tipo a)



Diagrammi di calcolo tensione/deformazione del calcestruzzo.

La deformazione massima  $\epsilon_{c \max}$  è assunta pari a 0.0035.

Per l'acciaio sono riportati i valori di:

Tensione caratteristica di snervamento trazione ( $f_{yk}$ )

Modulo elastico normale (E)

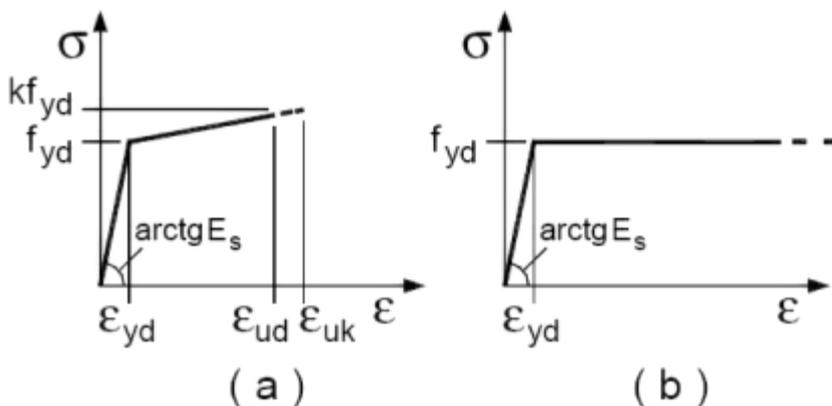
Modulo elastico tangenziale (G)

Coefficiente di sicurezza allo Stato Limite Ultimo del materiale ( $\gamma_f$ )

Peso Specifico

Coefficiente di dilatazione termica

I diagrammi costitutivi dell'acciaio sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.2.3 del D.M. 14 gennaio 2008; in particolare è stato adottato il modello elastico perfettamente plastico descritto in b).



La resistenza di calcolo è data da  $f_{yk} / \gamma_f$ . Il coefficiente di sicurezza  $\gamma_f$  si assume pari a 1.15.

Per ciascun acciaio per strutture metalliche sono riportati i valori di:

Resistenza Caratteristica allo Snervamento ( $f_{yk}$ ) per spessore nominale  $\leq 40$  mm.

Resistenza Caratteristica allo Snervamento ( $f_{yk}$ ) per spessore nominale  $> 40$  e  $\leq 80$  mm.

Modulo elastico normale (E)

Modulo elastico tangenziale (G)

Coefficiente di sicurezza allo Stato Limite Ultimo del materiale ( $\alpha_{M0}$ )

Peso Specifico

Coefficiente di dilatazione termica

Per ciascun materiale d'apporto per saldature sono riportati i valori di:

Resistenza Caratteristica allo Snervamento ( $f_{yk}$ )

Modulo elastico normale (E)

Modulo elastico tangenziale (G)

Coefficiente di sicurezza allo Stato Limite Ultimo del materiale ( $\gamma_{M0}$ )

Peso Specifico

Coefficiente di dilatazione termica

Per ciascuna classe d'acciaio per bulloni sono riportati i valori di:

Resistenza Caratteristica allo Snervamento ( $f_{yb}$ )

Resistenza Caratteristica a Rottura ( $f_{tb}$ )

Modulo elastico normale (E)

Modulo elastico tangenziale (G)

Coefficiente di sicurezza allo Stato Limite Ultimo del materiale ( $\gamma_{M2}$ )

Coefficiente di sicurezza allo Scorrimento allo SLU ( $\gamma_{M3}$ )

Coefficiente di sicurezza allo Scorrimento allo SLE ( $\gamma_{M3}$ )

Coefficiente di sicurezza Precarico Bulloni ad Alta resistenza ( $\gamma_{M7}$ )

Peso Specifico

Coefficiente di dilatazione termica

Tutti i materiali impiegati dovranno essere comunque verificati con opportune prove di laboratorio secondo le prescrizioni della vigente Normativa.

## REGOLE DI DETTAGLIO

Per i dettagli costruttivi, in ottemperanza alle disposizioni di cui al p.to 7.4.6 si distinguono le due parti

-dettagli geometrici

-dettagli di armatura

Le limitazioni geometriche rispettano i dispositivi di cui al sopracitato punto, considerando che la progettazione avviene in CD'B'. In particolare per le travi la zona critica è stesa ad almeno lunghezza pari a H, così come per i pilastri si rispettano le lunghezze minime delle staffature ai nodi.

Per quanto attiene alle limitazioni dell'armatura si rispettano sia le disposizioni di cui al p.to 7.4.6 che quelle previste al p.to 4.1.6

In particolare il copriferro adottato è di 2,5 cm, anche se le verifiche a fessurazione, garantiscono contro la corrosione delle armature.

La sovrapposizione delle barre è effettuata secondo quanto disposto dal 4.1.6.1.4

Le armature longitudinali che terminano all'interno della zona critica, sono piegate per una lunghezza pari ad almeno  $10d$  e predisposta apposita armatura trasversale dietro la piegatura.

## **Dichiarazioni secondo N.T.C. 2008 (punto 10.2)**

### **Analisi e verifiche svolte con l'ausilio di codici di calcolo**

Il sottoscritto, in qualità di calcolatore delle opere in progetto, dichiara quanto segue.

#### **Tipo di analisi svolta**

L'analisi strutturale e le verifiche sono condotte con l'ausilio di un codice di calcolo automatico. La verifica della sicurezza degli elementi strutturali è stata valutata con i metodi della scienza delle costruzioni.

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

- Calcolo della spinta del terreno
- Verifica a ribaltamento
- Verifica a scorrimento del muro sul piano di posa
- Verifica della stabilità complesso fondazione terreno (carico limite)
- Verifica della stabilità globale
- Calcolo delle sollecitazioni sia del muro che della fondazione, progetto delle armature e relative verifiche dei materiali.

L'analisi strutturale sotto le azioni sismiche è condotta con il metodo dell'analisi statica equivalente secondo le disposizioni del capitolo 7 del DM 14/01/2008.

La verifica delle sezioni degli elementi strutturali è eseguita con il metodo degli Stati Limite. Le combinazioni di carico adottate sono esaustive relativamente agli scenari di carico più gravosi cui l'opera sarà soggetta.

#### **Origine e caratteristiche dei codici di calcolo**

Titolo	MAX - Analisi e Calcolo Muri di Sostegno
Versione	10.10
Produttore	Aztec Informatica srl, Casole Bruzio (CS)
Utente	Ing. Mattolini Leonardo
Licenza	AIU00018W

#### **Affidabilità dei codici di calcolo**

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore del software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego. La società produttrice Aztec Informatica srl ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

#### **Modalità di presentazione dei risultati**

La relazione di calcolo strutturale presenta i dati di calcolo tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. La relazione di calcolo illustra in modo esaustivo i dati in ingresso ed i risultati delle analisi in forma tabellare.

**Informazioni generali sull'elaborazione**

Il software prevede una serie di controlli automatici che consentono l'individuazione di errori di modellazione, di non rispetto di limitazioni geometriche e di armatura e di presenza di elementi non verificati. Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabellare, i dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale.

**Giudizio motivato di accettabilità dei risultati**

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli dal sottoscritto utente del software. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali. Inoltre sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

In base a quanto sopra, io sottoscritto asserisco che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, pertanto i ri

*ING. LEONARDO MATTOLINI*

*DOTT. GEOL. CARLO MEONI*

*ING. GIUSEPPE ROSSI*