



REGIONE BASILICATA

DIPARTIMENTO INFRASTRUTTURE OO.PP. E MOBILITA'

UFFICIO DIFESA DEL SUOLO

POTENZA

LEGGE 18.5.1989 n° 183

COMUNE DI IRSINA

OGGETTO: lavori di consolidamento della rupe in capo al "Fosso Cappella" e del versante nord-est dell'abitato.

16

CALCOLI STATICI E RELAZIONE SUI MATERIALI

PROGETTO ESECUTIVO

(IMPORTO €. 516.456,90)

Prot. n° 121830 Potenza li 01 Giugno 2006

REDATTO IN DATA 25.11.2003 N° 23102 DA:

Ing. A. M. Caivano

Geom. S. Tolve

Geom. V. Cavallo

Geom. T. Pace

AGGIORNATO NELL' APRILE 2006 DA:

Ing. Angelo LANOTTE _____

Geom. Vincenzo CAVALLO _____

Visto: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO
(Ing. Giovanni DI BELLO)

Progetto: Muro di sostegno Irsina
Ditta:
Comune: Irsina (MT)
Progettista: Ufficio Difesa Suolo - Potenza
Direttore dei Lavori:
Impresa:

Normative 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

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

Calcolo della spinta sul muro

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 valore della spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di Coulomb, risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso spingente. Il metodo di Culmann, nato come metodo essenzialmente grafico, si è evoluto per essere trattato mediante analisi numerica (noto in questa forma come metodo del cuneo di tentativo). Come il metodo di Coulomb anche questo metodo considera una superficie di rottura rettilinea.

I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

- si impone una superficie di rottura (angolo di inclinazione ρ rispetto all'orizzontale) e si considera il cuneo di spinta delimitato dalla superficie di rottura stessa, dalla parete su cui si calcola la spinta e dal profilo del terreno;
- si valutano tutte le forze agenti sul cuneo di spinta e cioè peso proprio (W), carichi sul terrapieno, resistenza per attrito e per coesione lungo la superficie di rottura (R e C) e resistenza per coesione lungo la parete (A);
- dalle equazioni di equilibrio si ricava il valore della spinta S sulla parete.

Questo processo viene iterato fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta massima.

La convergenza non si raggiunge se il terrapieno risulta inclinato di un angolo maggiore dell'angolo d'attrito del terreno.

Nei casi in cui è applicabile il metodo di Coulomb (profilo a monte rettilineo e carico uniformemente distribuito) i risultati ottenuti col metodo di Culmann coincidono con quelli del metodo di Coulomb.

Il punto di applicazione della spinta così ottenuta si ricava tracciando, a partire dal baricentro del cuneo, la parallela fino ad incontrare la parete. Il punto di intersezione così ottenuto si assume come punto di applicazione della spinta.

Spinta in presenza di sisma

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Mononobe-Okabe (cui fa riferimento la Normativa Italiana).

La Normativa Italiana suggerisce di tener conto di un incremento di spinta dovuto al sisma nel modo seguente.

Detta ε l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e β l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta S' considerando un'inclinazione del terrapieno e della parete pari a

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

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

dove $\theta = \arctg(C)$ essendo C il coefficiente di intensità sismica.

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

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

Tale incremento di spinta deve essere applicato ad una distanza dalla base pari a $2/3$ dell'altezza del muro stesso.

Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali che si destano per effetto del sisma. Tale forza viene valutata come

$$F_i = CW$$

dove W è il peso del muro, del terreno soprastante la mensola di monte ed i relativi sovraccarichi permanenti e va applicata nel baricentro dei pesi.

Il metodo di Culmann tiene conto automaticamente dell'incremento di spinta. Basta inserire nell'equazione risolutiva la forza d'inerzia del cuneo di spinta. La superficie di rottura nel caso di sisma risulta meno inclinata della corrispondente superficie in assenza di sisma.

Verifica a 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 maggiore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza. In particolare, La Normativa Italiana richiede che 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 sia

$$\frac{F_r}{F_s} \geq 1.3$$

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 quanto riguarda l'angolo d'attrito terra-fondazione, δ_f , diversi autori suggeriscono di assumere un valore di δ_f pari all'angolo d'attrito del terreno di fondazione.

Verifica al carico limite

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la risultante dei carichi trasmessi dal muro sul terreno di fondazione deve essere superiore a 2. Cioè, detto Q_u , il carico limite ed R la risultante dei carichi in fondazione, deve essere:

$$\frac{Q_u}{R} \geq 2$$

Si adotta per il calcolo del carico limite in fondazione il metodo di MEYERHOF.

L'espressione del carico ultimo è data dalla relazione:

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

In questa espressione

c coesione del terreno in fondazione;

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

I vari fattori che compaiono nella formula sono dati da:

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

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

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

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

Indichiamo con K_p il coefficiente di spinta passiva espresso da:

$$K_p = \operatorname{tg}^2(45^\circ + \phi/2)$$

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

Fattori di profondità

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

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

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

Fattori di inclinazione

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

$$i_c = i_q = (1 - \theta^\circ/90)^\phi$$

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

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

Verifica alla stabilità globale

La verifica alla stabilità globale del complesso muro+terreno deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a 1.3.

Viene usata la tecnica della suddivisione a striscie 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 6x6 posta in prossimità della sommità del muro. Il numero di striscie è pari a 25.

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

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

dove n è il numero delle striscie considerate, b_i e α_i sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia i -esima rispetto all'orizzontale, W_i è il peso della striscia i -esima e c_i e ϕ_i sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia.

Inoltre u_i ed l_i rappresentano la pressione neutra lungo la base della striscia e la lunghezza della base della striscia ($l_i = b_i / \cos \alpha_i$).

Quindi, assunto un cerchio di tentativo lo si suddivide in n strisce e dalla formula precedente si ricava η . Questo procedimento viene eseguito per il numero di centri prefissato e viene assunto come coefficiente di sicurezza della scarpata il minimo dei coefficienti così determinati.

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 ϕ 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 un opportuno coefficiente di sicurezza η :

$$Q_A = Q_T / \eta$$

Capacità portante di punta

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

$$Q_P = A_p(cN'_c + \eta qN'_q)$$

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, γ è il peso specifico del terreno, D è il diametro del palo ed i coefficienti N'_c , N'_q , N'_g 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 η 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:

$$Q_L = \int \tau_a dS$$

dove τ_a è dato dalla nota relazione di Coulomb

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

dove c_a è l'adesione palo-terreno, δ è l'angolo di attrito palo-terreno, γ 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 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 (25) 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 rigidezza 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} . Per spostamenti maggiori 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. Per X_{\max} si assume un valore convenzionale suggerito da diversi autori pari a 1.5 cm.

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).

Il comportamento del palo viene modellato tramite i valori attribuiti alla costante di Winkler orizzontale K_h . Infatti si ha rottura della molla (terreno) quando lo spostamento supera il valore limite X_{max} .

Determinazione degli scarichi sul palo.

Gli scarichi sui pali vengono determinati mediante il metodo delle rigidezze. 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 3×3) 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 venti sezioni del palo., le caratteristiche del terreno (rappresentate da Kh) sono tali che non è possibile raggiungere l'equilibrio si ha collasso per rottura del terreno.

Geometria muro e fondazione

Descrizione in c.a.	Muro a mensola
Altezza del paramento(m)	7.00
Spessore in sommità (m)	0.40
Spessore all'attacco con la fondazione (m)	0.77
Inclinazione paramento esterno (°)	3.00
Inclinazione paramento interno (°)	0.00
Lunghezza del muro (m)	10.00
<u>Fondazione</u>	
Lunghezza mensola fondazione di valle (m)	1.50
Lunghezza mensola fondazione di monte (m)	0.60
Lunghezza totale fondazione	2.87
Inclinazione piano di posa della fondazione	0.00
Spessore fondazione (m)	0.80
<u>Carichi in testa al muro</u>	
Forza verticale [positiva verso il basso] (Kg)	0
Forza orizzontale [positiva verso valle] (Kg)	0
Momento [positivo se ribaltante] (Kgm)	0

Descrizione pali di fondazione

Pali armati con profilato tubolare

Numero di file di pali 3

Vincolo pali/fondazione Incastro

Tipo di portanza Portanza laterale e portanza di punta

Simbologia adottata

N numero d'ordine della fila

X ascissa della fila espressa in metri misurata dallo spigolo di monte della fondazione

nr. Numero di pali della fila

D diametro dei pali della fila espresso in centimetri

L lunghezza dei pali della fila espressa in metri

alfa inclinazione dei pali della fila rispetto alla verticale espressa in gradi

ALL allineamento dei pali della fila rispetto al baricentro della fondazione (CENTRATI o SFALSATI)

Dt diametro esterno del tubolare espresso in millimetri

St spessore del tubolare espresso in millimetri

N	X	nr.	D	L	Alfa	ALL	Dt	St
1	0.50	15	20	12.00	0.00	Centrati	139.00	8.80
2	1.40	15	20	12.00	0.00	Centrati	139.00	8.80
3	2.30	15	20	12.00	0.00	Centrati	139.00	8.80

Materiali utilizzati per la struttura

Calcestruzzo

Peso specifico 2500 Kg/m³

Resistenza caratteristica a compressione R_{bk} 250 Kg/cm²

Tensione ammissibile a compressione σ_c 85.0 Kg/cm²

Tensione tangenziale ammissibile τ_{c0} 5.3 Kg/cm²

Tensione tangenziale ammissibile τ_{c1} 16.9 Kg/cm²

Acciaio

Tipo FeB44K

Tensione ammissibile σ_{fa} 2600 Kg/cm²

Calcestruzzo utilizzato per i pali

Resistenza caratteristica a compressione R_{bk} 250 Kg/cm²

Tensione ammissibile a compressione σ_c 85.0 Kg/cm²

Tensione tangenziale ammissibile τ_{c0} 5.3 Kg/cm²

Tensione tangenziale ammissibile τ_{c1} 16.9 Kg/cm²

Acciaio utilizzato per i pali

Tipo Fe 510

Tensione ammissibile σ_{fa} 2400 Kg/cm²

Geometria e carichi terreno a monte del muro

Simbologia adottata e sistema di riferimento

(Sistema di riferimento con origine in testa al muro, ascissa X positiva verso monte, ordinata Y positiva verso l'alto)

N numero ordine del punto

X ascissa del punto espressa in metri

Y ordinata del punto espressa in metri

F carico concentrato sul punto espresso in Kg

Q carico distribuito sul tratto precedente il punto espresso in Kg/m²

N	X	Y	F	Q
1	1.00	0.00	0.00	2000.00

Terreno a valle del muro

Inclinazione terreno a valle del muro rispetto all'orizzontale (°)

20.00

Altezza del rinterro rispetto all'attacco fondaz.valle-paramento (m)

0.50

Caratteristiche terreno a monte del muro

Descrizione	Terrapieno
Peso di volume γ	1800 Kg/m ³
Angolo di attrito interno ϕ	35°
Angolo di attrito terra-muro δ	20°
Coesione c	0.000 Kg/cm ²
Adesione terra-muro c_a	0.000 Kg/cm ²

Caratteristiche terreno di fondazione

Simbologia adottata

(Gli strati sono numerati dall'alto verso il basso a partire dal piano di posa della fondazione)

N	numero ordine dello strato
S	spessore dello strato espresso in metri
γ	peso di volume espresso in Kg/m ³
γ_{sat}	peso di volume saturo espresso in Kg/m ³
ϕ	angolo di attrito interno espresso in gradi
δ	angolo di attrito terreno-palo espresso in gradi
c	coesione espressa in Kg/cm ²
c_a	adesione terreno-palo espressa in Kg/cm ²

K costante di Winckler orizzontale espressa in Kg/cm^3
 K_s coefficiente di spinta

N	Descrizione	S	γ	γ_{sat}	ϕ	δ	c	c_a	K	K_s
1	Sabbie cementate	30.00	1800	2000	30	20	0.000	0.000	30.00	1.00

Analisi della spinta e verifiche

Sistema di riferimento adottato per le coordinate :

Origine in testa al muro (spigolo di monte)

Ascisse X (espresse in metri) positive verso monte

Ordinate Y (espresse in metri) positive verso l'alto

Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti da monte verso valle

Le forze verticali sono considerate positive se agenti dall'alto verso il basso

Tipo di analisi

Calcolo della spinta Culmann	metodo	di
Calcolo del carico limite Meyerhof	metodo	di
Calcolo della stabilità globale Fellenius	metodo	di
Calcolo della spinta in condizioni di	Spinta attiva	
Coefficiente di intensità sismica (Percento)	7	
Partecipazione spinta passiva (Percento)	0	
Calcolo riferito ad 1 metro di muro		
Lunghezza del muro	(m)	10.00

Superficie di spinta

Punto inferiore superficie di spinta Y= -7.80	X=	0.60
Punto superiore superficie di spinta Y= 0.00	X=	0.60
Altezza della superficie di spinta	(m)	7.80
Inclinazione superficie di spinta(rispetto alla verticale)	(°)	0.00
Valore della spinta statica	(Kg)	13751.22
Componente orizzontale della spinta statica	(Kg)	12921.92
Componente verticale della spinta statica	(Kg)	4703.19
Punto d'applicazione della spinta Y= -5.07	X=	0.60
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	(°)	20.00
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	(°)	59.83
Incremento sismico della spinta	(Kg)	2328.44
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta Y= -2.65	X=	0.60
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	(°)	57.39
Peso muro	(Kg)	15943.69
Baricentro del muro Y= -5.14	X=	-0.49
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	(Kg)	8760.00

Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X=	0.30
Y=		-3.50
Inerzia del muro	(Kg)	1116.06
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	(Kg)	613.20

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	(Kg)	16839.20
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	(Kg)	30203.25
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	(Kgxm)	52162.30
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	(Kgxm)	66538.97
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	(Kg)	30203.25
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	(Kg)	16839.20
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	(m)	0.96
Risultante in fondazione	(Kg)	34580.27
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	(°)	29.14
Momento rispetto al baricentro della fondazione	(Kgxm)	28917.50

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a stabilità globale		3.27
---	--	------

Sollecitazioni paramento

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

Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte)

Sforzo normale positivo di compressione

Taglio positivo se diretto da monte verso valle

Nr.	Y(m)	N(Kg)	M(Kgm)	T(Kg)
1	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.33	340.61	58.81	365.66
3	0.67	695.76	242.47	768.21
4	1.00	1065.45	564.04	1209.12
5	1.33	1449.69	1036.80	1688.38
6	1.67	1848.47	1674.02	2206.00
7	2.00	2261.80	2484.58	2731.97
8	2.33	2689.67	3464.76	3231.95
9	2.67	3132.09	4606.83	3712.42
10	3.00	3589.05	5907.82	4203.24
11	3.33	4060.55	7378.61	4737.80
12	3.67	4546.60	9035.27	5321.17
13	4.00	5047.20	10893.29	5950.44
14	4.33	5562.34	12967.31	6621.19
15	4.67	6092.02	15271.51	7332.54
16	5.00	6636.25	17819.81	8083.89
17	5.33	7195.02	20625.98	8876.16
18	5.67	7768.33	23703.84	9711.66
19	6.00	8356.19	27067.02	10586.23
20	6.33	8958.60	30729.02	11499.71
21	6.67	9575.55	34703.27	12452.00
22	7.00	10207.04	39003.18	13443.02

Inviluppo sollecitazioni piastra fondazione di monte

Dimensioni della piastra(Simmetria)

Larghezza(m) = 5.00 Altezza(m) = 0.60

Origine all'attacco con il muro sull'asse di simmetria

Ascissa X positiva verso destra

Ordinata Y positiva dall'attacco con il muro verso l'estremo libero

I momenti negativi tendono le fibre superiori

Sollecitazioni in direzione Y

Nr.	Y(m)	Mymin(Kgm)	Mymax(Kgm)	Tymin(Kg)	Tymax(Kg)
1	0.00	-2987.79	-2614.12	-19860.58	-6838.12
2	0.05	-2372.02	-1698.89	-19517.29	-6395.52
3	0.10	-1968.85	-1406.37	-13720.46	-6095.70
4	0.15	-1889.88	-1437.69	-8016.50	-6001.60
5	0.20	-1451.35	-1173.67	-7036.32	-5495.03
6	0.25	-1084.74	-918.00	-6088.07	-4927.15
7	0.30	-779.53	-673.20	-5166.49	-4307.51
8	0.35	-535.13	-467.51	-4281.22	-3646.64
9	0.40	-343.99	-300.04	-3418.31	-2954.46
10	0.45	-194.22	-169.58	-2559.67	-2239.76
11	0.50	-86.32	-71.28	-1709.56	-1510.22
12	0.55	-20.46	-11.17	-877.75	-756.56
13	0.60	3.44	3.47	-461.74	-350.76

Sollecitazioni in direzione X

Nr.	X(m)	Mxmin(Kgm)	Mxmax(Kgm)	Txmin(Kg)	Txmax(Kg)
1	0.00	0.00	0.00	-0.05	0.13
2	0.60	-0.01	0.00	-0.18	0.19
3	1.20	-0.07	0.00	-0.74	0.92
4	1.80	-0.22	0.00	-2.75	3.42
5	2.40	-1.45	0.23	-8.70	14.64
6	3.00	-8.06	0.53	-13.76	62.91
7	3.60	-22.71	0.00	-10.77	210.81
8	4.20	-66.86	6.81	31.89	665.61
9	4.60	-15.79	84.36	53.28	871.11
10	5.00	0.00	214.04	-149.34	711.72

Inviluppo sollecitazioni piastra fondazione di valle

Dimensioni della piastra(Simmetria)

Larghezza(m) = 5.00 Altezza(m) = 1.50

Origine all'estremità libera della fondazione di valle sull'asse di simmetria

Ascissa X positiva verso destra

Ordinata Y positiva dall'estremità libera verso l'attacco con il muro

I momenti negativi tendono le fibre superiori

Sollecitazioni in direzione Y

Nr.	Y(m)	Mymin(Kgm)	Mymax(Kgm)	Tymin(Kg)	Tymax(Kg)
1	0.00	-2.12	3.04	-1502.52	3280.46
2	0.07	-90.76	363.82	-1574.76	3233.48
3	0.14	-193.33	669.45	-1753.82	3189.10
4	0.21	-303.86	977.74	-2248.19	3114.73
5	0.28	-455.85	1295.22	-3192.51	2916.51
6	0.35	-682.41	1618.44	-4356.86	2829.29
7	0.43	-981.38	1964.35	-5503.00	3133.14
8	0.50	-1377.21	2332.68	-7280.94	4015.25
9	0.57	-2475.14	2539.61	3999.94	10337.47
10	0.64	-1351.88	2987.79	4535.05	24690.08
11	0.72	253.51	3306.30	6209.91	23599.78
12	0.79	1812.60	3573.65	6853.69	22507.46
13	0.87	3287.47	4634.89	6702.53	21412.48
14	0.94	3947.17	6206.44	5929.81	20314.51
15	1.02	4232.67	7694.63	4639.33	19213.33
16	1.09	4303.68	9099.19	2872.79	18108.69
17	1.17	4225.95	10419.84	617.50	17000.39
18	1.24	3940.03	11656.30	-2190.47	15888.20
19	1.32	3363.01	12808.29	-5669.32	14783.14
20	1.39	2364.05	13875.48	-10004.05	13729.64
21	1.47	589.88	14476.68	-14029.02	16511.11
22	1.50	-674.61	14392.45	-17685.07	23846.51

Sollecitazioni in direzione X

Nr.	X(m)	Mxmin(Kgm)	Mxmax(Kgm)	Txmin(Kg)	Txmax(Kg)
1	0.00	-132.25	0.00	-38.55	42.81
2	0.60	-150.47	0.00	-83.34	91.67
3	1.20	-212.57	0.00	-191.12	211.44
4	1.80	-342.70	0.00	-338.86	410.10
5	2.40	-580.78	0.00	-490.92	803.99
6	3.00	-941.49	0.00	-680.87	1766.14
7	3.60	-1222.00	0.00	-1490.02	4437.34
8	4.20	-1720.50	27.35	-823.17	6402.45
9	4.60	-198.00	1150.49	-2255.65	9597.07
10	5.00	-8.49	251.51	-5382.34	14095.79

Stabilità globale muro + terreno

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W peso della striscia espresso in Kg

α angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in gradi (positivo antiorario)

ϕ angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia

c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in Kg/cm²

b larghezza della striscia espressa in metri

u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in Kg/cm²

Metodo di Fellenius

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di striscie 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X(m)= -3.93 Y(m)= 3.93

Raggio del cerchio R(m)= 24.07

Ascissa a valle del cerchio Xi(m)= -20.38

Ascissa a monte del cerchio Xs(m)= 19.82

Larghezza della striscia dx(m)= 1.61

Coefficiente di sicurezza C= 3.27

Le striscie sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle striscie

Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	Wsin α	b/cos α	ϕ	c	u
1	7969.60	73.72	7650.23	5.74	35.00	0.000	0.000
2	20453.55	62.73	18180.74	3.51	33.67	0.000	0.000
3	28315.37	55.20	23250.50	2.82	30.00	0.000	0.000
4	34332.82	48.93	25883.50	2.45	30.00	0.000	0.000
5	39201.69	43.38	26925.90	2.21	30.00	0.000	0.000
6	43238.71	38.31	26803.55	2.05	30.00	0.000	0.000
7	46621.11	33.57	25780.78	1.93	30.00	0.000	0.000
8	49459.60	29.08	24042.36	1.84	30.00	0.000	0.000
9	51828.28	24.79	21728.22	1.77	30.00	0.000	0.000
10	53778.81	20.63	18950.62	1.72	30.00	0.000	0.000
11	55348.14	16.59	15803.83	1.68	30.00	0.000	0.000
12	57511.90	12.63	12577.56	1.65	30.00	0.000	0.000
13	52463.16	8.73	7966.99	1.63	30.00	0.000	0.000
14	37978.75	4.88	3229.15	1.61	30.00	0.000	0.000
15	36525.89	1.04	664.51	1.61	30.00	0.000	0.000
16	34761.18	-2.79	-1690.76	1.61	30.00	0.000	0.000
17	32683.65	-6.63	-3774.05	1.62	30.00	0.000	0.000
18	30288.01	-10.50	-5521.71	1.64	30.00	0.000	0.000
19	27564.29	-14.43	-6867.49	1.66	30.00	0.000	0.000
20	24497.04	-18.42	-7740.75	1.69	30.00	0.000	0.000
21	21064.15	-22.51	-8064.12	1.74	30.00	0.000	0.000

22	17234.72	-26.72	-7750.37	1.80	30.00	0.000	0.000
23	12965.79	-31.10	-6697.72	1.88	30.00	0.000	0.000
24	8196.72	-35.69	-4782.49	1.98	30.00	0.000	0.000
25	2839.12	-40.57	-1846.55	2.12	30.00	0.000	0.000

$$\Sigma W_i = 827122.05 \text{ Kg}$$

$$\Sigma W_i \sin \alpha_i = 204702.44 \text{ Kg}$$

$$\Sigma W_i \cos \alpha_i \tan \phi_i = 422135.83 \text{ Kg}$$

$$\Sigma c_i b_i / \cos \alpha_i = 0.00 \text{ Kg}$$

Armature e tensioni nei materiali del muro

L'ordinata Y (espressa in metri) 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 cm^2
A_{fi}	area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in cm^2
σ_c	tensione nel calcestruzzo espressa in Kg/cm^2
τ_c	tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in Kg/cm^2
σ_{fs}	tensione nell'armatura disposta sul lembo di monte in Kg/cm^2
σ_{fi}	tensione nell'armatura disposta sul lembo di valle in Kg/cm^2

Nr.	Y(m)	B(cm)	H(cm)	A_{fs}	A_{fi}	σ_c	τ_c	σ_{fs}	σ_{fi}
1	0.00	100.00	40.00	15.71	15.71	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.33	100.00	41.75	15.71	15.71	0.27	0.11	2.51	3.55
3	0.67	100.00	43.49	15.71	15.71	1.03	0.22	22.63	12.69
4	1.00	100.00	45.24	15.71	15.71	2.22	0.34	62.61	26.54
5	1.33	100.00	46.99	15.71	15.71	3.80	0.45	121.80	44.75
6	1.67	100.00	48.73	15.71	25.13	5.25	0.57	197.42	60.66
7	2.00	100.00	50.48	25.13	25.13	6.33	0.68	187.69	77.03
8	2.33	100.00	52.23	25.13	25.13	8.29	0.77	258.04	101.05
9	2.67	100.00	53.98	25.13	25.13	10.40	0.86	336.35	126.98
10	3.00	100.00	55.72	25.13	25.13	12.61	0.94	421.50	154.45
11	3.33	100.00	57.47	25.13	25.13	14.94	1.02	513.66	183.46
12	3.67	100.00	59.22	25.13	25.13	17.39	1.11	613.34	214.14
13	4.00	100.00	60.96	25.13	25.13	19.96	1.21	720.96	246.55
14	4.33	100.00	62.71	25.13	25.13	22.66	1.30	836.83	280.75
15	4.67	100.00	64.46	25.13	25.13	25.49	1.40	961.19	316.75
16	5.00	100.00	66.20	25.13	25.13	28.45	1.50	1094.22	354.56
17	5.33	100.00	67.95	25.13	25.13	31.54	1.61	1236.10	394.18
18	5.67	100.00	69.70	25.13	25.13	34.76	1.71	1386.96	435.62
19	6.00	100.00	71.44	25.13	25.13	38.12	1.82	1546.92	478.86
20	6.33	100.00	73.19	25.13	25.13	41.59	1.93	1716.09	523.90
21	6.67	100.00	74.94	25.13	25.13	45.20	2.04	1894.54	570.71
22	7.00	100.00	76.69	25.13	25.13	48.93	2.15	2082.35	619.27

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 cm^2
A_{fs}	area di armatura in corrispondenza del lembo superiore in cm^2
σ_c	tensione nel calcestruzzo espressa in Kg/cm^2
τ_c	tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in Kg/cm^2
σ_{fi}	tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo inferiore in Kg/cm^2
σ_{fs}	tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo superiore in Kg/cm^2

Fondazione di valle

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

Nr.	X(m)	B(cm)	H(cm)	A_{fi}	A_{fs}	σ_c	τ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
1	0.00	100.00	80.00	28.27	28.27	0.00	0.50	0.15	0.04
2	0.07	100.00	80.00	28.27	28.27	0.39	0.49	17.97	4.92
3	0.14	100.00	80.00	28.27	28.27	0.72	0.49	33.07	9.06
4	0.21	100.00	80.00	28.27	28.27	1.05	0.48	48.30	13.23
5	0.28	100.00	80.00	28.27	28.27	1.39	0.45	63.98	17.53
6	0.35	100.00	80.00	28.27	28.27	1.74	0.43	79.94	21.90
7	0.43	100.00	80.00	28.27	28.27	2.11	0.48	97.03	26.58
8	0.50	100.00	80.00	28.27	28.27	2.50	0.61	115.22	31.57
9	0.57	100.00	80.00	28.27	28.27	2.72	1.58	125.45	34.37
10	0.64	100.00	80.00	28.27	28.27	3.20	3.77	147.58	40.43
11	0.72	100.00	80.00	28.27	28.27	3.55	3.61	163.32	44.74
12	0.79	100.00	80.00	28.27	28.27	3.83	3.44	176.52	48.36
13	0.87	100.00	80.00	28.27	28.27	4.97	3.27	228.94	62.72
14	0.94	100.00	80.00	28.27	28.27	6.65	3.10	306.57	83.99
15	1.02	100.00	80.00	28.27	28.27	8.25	2.94	380.08	104.13
16	1.09	100.00	80.00	28.27	28.27	9.76	2.77	449.46	123.14
17	1.17	100.00	80.00	28.27	28.27	11.17	2.60	514.70	141.01
18	1.24	100.00	80.00	28.27	28.27	12.50	2.43	575.77	157.74
19	1.32	100.00	80.00	28.27	28.27	13.73	2.26	632.68	173.33
20	1.39	100.00	80.00	28.27	28.27	14.88	2.10	685.39	187.77
21	1.47	100.00	80.00	28.27	28.27	15.52	2.52	715.09	195.91
22	1.50	100.00	80.00	28.27	28.27	15.43	3.64	710.93	194.77

Fondazione di monte

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

Nr.	X(m)	B(cm)	H(cm)	A_{fi}	A_{fs}	σ_c	τ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
1	0.00	100.00	80.00	28.27	28.27	0.00	-0.05	0.17	0.05
2	0.05	100.00	80.00	28.27	28.27	0.01	-0.12	0.15	0.55
3	0.10	100.00	80.00	28.27	28.27	0.08	-0.23	0.96	3.52
4	0.15	100.00	80.00	28.27	28.27	0.18	-0.34	2.29	8.38
5	0.20	100.00	80.00	28.27	28.27	0.32	-0.45	4.06	14.82
6	0.25	100.00	80.00	28.27	28.27	0.50	-0.56	6.33	23.09
7	0.30	100.00	80.00	28.27	28.27	0.72	-0.66	9.11	33.25
8	0.35	100.00	80.00	28.27	28.27	0.98	-0.75	12.42	45.35
9	0.40	100.00	80.00	28.27	28.27	1.26	-0.84	15.88	57.97
10	0.45	100.00	80.00	28.27	28.27	1.54	-0.92	19.46	71.02
11	0.50	100.00	80.00	28.27	28.27	1.51	-0.93	19.03	69.47
12	0.55	100.00	80.00	28.27	28.27	1.82	-0.98	22.99	83.92
13	0.60	100.00	80.00	28.27	28.27	2.80	-1.04	35.38	129.13

Analisi dei pali

Risultanti sulla base della fondazione (per metro lineare di muro)

Orizzontale (Kg) 16839.2
 Verticale (Kg) 30203.3
 Momento (Kgm) -28917.5

Spostamenti della piastra di fondazione

Orizzontale (cm) 0.10340
 Verticale (cm) 0.03539
 Rotazione (°) -0.03872

Scarichi in testa ai pali

Fila nr.	N.pali	N(T)	T(T)	M(Tm)
1	15	-5.61	3.74	0.74
2	15	6.71	3.74	0.74
3	15	19.03	3.74	0.74

Calcolo della portanza

τ_m tensione tangenziale media palo-terreno in Kg/cm²
 σ_p tensione sul terreno alla punta del palo in Kg/cm²
 N_c, N_q, N_γ fattori di capacità portante
 N'_c, N'_q, N'_γ fattori di capacità portante corretti
 P_l portanza per attrito e aderenza laterale in Tonnellate
 P_p portanza di punta in Tonnellate
 P_t portanza totale in Tonnellate
 P_a portanza ammissibile in Tonnellate

Fila	N_c	N_q	N_γ	N'_c	N'_q	N'_γ	τ_m	σ_p
1	30.14	74.19	18.40	30.36	15.67	20.37	-0.07	0.00
2	30.14	74.19	18.40	30.36	15.67	20.37	0.05	8.79
3	30.14	74.19	18.40	30.36	15.67	20.37	0.15	24.92

Fila	P_l	P_p	P_t	P_a
1	29.64	0.00	29.64	14.82
2	29.64	20.72	50.36	25.18
3	29.64	20.72	50.36	25.18

Verifica a punzonamento della fondazione

D	diametro dei pali della fila espresso in cm
H _f	altezza della fondazione in corrispondenza della fila espressa in cm
S _l	superficie di aderenza palo-fondazione (H _f ×D) espressa in cm ²
N	sforzo normale trasmesso dal palo alla fondazione espresso in Kg
τ _c	tensione tangenziale palo-fondazione espressa in Kg/cm ²

Fila	D(cm)	H _f (cm)	S _l (cm ²)	N(Kg)	τ _c (Kg/cm ²)
1	20.0	80.0	5026.5	-5609	-1.12
2	20.0	80.0	5026.5	6711	1.34
3	20.0	80.0	5026.5	19032	3.79

Sollecitazioni nei pali e verifiche delle sezioni

Nr.	numero d'ordine della sezione a partire dall'attacco palo-fondazione
Y	ordinata della sezione a partire dall'attacco palo-fondazione positiva verso il basso (in metri)
M	momento flettente espresso in Kgm
N	sforzo normale espresso in Kg
T	taglio espresso in Kg
A _f	area del tubolare armatura espressa in cm ²
σ _f	tensione normale nel tubolare espressa in Kg/cm ²
τ _f	tensione tangenziale nel tubolare espressa in Kg/cm ²
σ _{id}	tensione ideale nel tubolare espressa in Kg/cm ²

Sollecitazioni e tensioni per la fila di pali nr. 1

Nr.	Y(m)	M(Kgm)	N(Kg)	T(Kg)	A _f (cm ²)	σ _f	τ _f	σ _{id}
1	0.00	742	-5609	3742	36.00	828.86	207.92	903.71
2	0.60	-386	-5328	48	36.00	498.14	2.67	498.16
3	1.20	-415	-5048	-370	36.00	516.67	20.56	517.89
4	1.80	-193	-4767	-256	36.00	307.49	14.22	308.48
5	2.40	-39	-4487	-91	36.00	160.03	5.06	160.27
6	3.00	15	-4206	-5	36.00	130.45	0.28	130.46
7	3.60	18	-3926	15	36.00	125.40	0.83	125.41
8	4.20	9	-3646	11	36.00	109.45	0.61	109.46
9	4.80	2	-3365	4	36.00	95.30	0.22	95.30
10	5.40	0	-3085	0	36.00	85.71	0.00	85.71
11	6.00	0	-2804	0	36.00	77.90	0.00	77.90
12	6.60	0	-2524	0	36.00	70.12	0.00	70.12
13	7.20	0	-2243	0	36.00	62.31	0.00	62.31
14	7.80	0	-1963	0	36.00	54.54	0.00	54.54
15	8.40	0	-1682	0	36.00	46.73	0.00	46.73
16	9.00	0	-1402	0	36.00	38.95	0.00	38.95
17	9.60	0	-1121	0	36.00	31.14	0.00	31.14
18	10.20	0	-841	0	36.00	23.36	0.00	23.36
19	10.80	0	-560	0	36.00	15.56	0.00	15.56

20	11.40	0	-280	0	36.00	7.78	0.00	7.78
21	12.00	0	0	0	36.00	0.00	0.00	0.00

Sollecitazioni e tensioni per la fila di pali nr. 2

Nr.	Y(m)	M(Kgm)	N(Kg)	T(Kg)	A _f (cm ²)	σ _f	τ _f	σ _{id}
1	0.00	742	6711	3742	36.00	859.47	207.92	931.87
2	0.60	-386	6514	48	36.00	531.09	2.67	531.11
3	1.20	-415	6316	-370	36.00	551.89	20.56	553.04
4	1.80	-193	6119	-256	36.00	345.06	14.22	345.93
5	2.40	-39	5921	-91	36.00	199.87	5.06	200.06
6	3.00	15	5724	-5	36.00	172.63	0.28	172.63
7	3.60	18	5526	15	36.00	169.85	0.83	169.85
8	4.20	9	5329	11	36.00	156.21	0.61	156.21
9	4.80	2	5131	4	36.00	144.36	0.22	144.36
10	5.40	0	4934	0	36.00	137.07	0.00	137.07
11	6.00	0	4736	0	36.00	131.57	0.00	131.57
12	6.60	0	4539	0	36.00	126.10	0.00	126.10
13	7.20	0	4341	0	36.00	120.60	0.00	120.60
14	7.80	0	4144	0	36.00	115.13	0.00	115.13
15	8.40	0	3946	0	36.00	109.63	0.00	109.63
16	9.00	0	3749	0	36.00	104.15	0.00	104.15
17	9.60	0	3551	0	36.00	98.65	0.00	98.65
18	10.20	0	3353	0	36.00	93.15	0.00	93.15
19	10.80	0	3156	0	36.00	87.68	0.00	87.68
20	11.40	0	2958	0	36.00	82.18	0.00	82.18
21	12.00	0	2761	0	36.00	76.70	0.00	76.70

Sollecitazioni e tensioni per la fila di pali nr. 3

Nr.	Y(m)	M(Kgm)	N(Kg)	T(Kg)	A _f (cm ²)	σ _f	τ _f	σ _{id}
1	0.00	742	19032	3742	36.00	1201.77	207.92	1254.57
2	0.60	-386	18472	48	36.00	863.30	2.67	863.31
3	1.20	-415	17912	-370	36.00	874.05	20.56	874.77
4	1.80	-193	17352	-256	36.00	657.13	14.22	657.59
5	2.40	-39	16792	-91	36.00	501.88	5.06	501.96
6	3.00	15	16232	-5	36.00	464.56	0.28	464.56
7	3.60	18	15672	15	36.00	451.72	0.83	451.72
8	4.20	9	15112	11	36.00	428.00	0.61	428.00
9	4.80	2	14552	4	36.00	406.09	0.22	406.09
10	5.40	0	13991	0	36.00	388.69	0.00	388.69
11	6.00	0	13431	0	36.00	373.13	0.00	373.13
12	6.60	0	12871	0	36.00	357.58	0.00	357.58
13	7.20	0	12311	0	36.00	342.02	0.00	342.02
14	7.80	0	11751	0	36.00	326.46	0.00	326.46
15	8.40	0	11191	0	36.00	310.90	0.00	310.90
16	9.00	0	10631	0	36.00	295.35	0.00	295.35
17	9.60	0	10071	0	36.00	279.79	0.00	279.79
18	10.20	0	9510	0	36.00	264.20	0.00	264.20
19	10.80	0	8950	0	36.00	248.64	0.00	248.64
20	11.40	0	8390	0	36.00	233.09	0.00	233.09
21	12.00	0	7830	0	36.00	217.53	0.00	217.53

RELAZIONE SUI MATERIALI

(ai sensi dell'art.4 della L.1086/71)

allungamento a rottura % $\varepsilon_t \geq 22$

$\sigma_{amm}=190$ N/mm². di cui al D.M.14.02.1992

Fe 510 tensione di rottura a trazione $f_t \geq 490$ N/mm².

tensione di snervamento $f_y \geq 355$ N/mm².

allungamento a rottura % $\varepsilon_t \geq 22$

$\sigma_{amm}=240$ N/mm². di cui al prospetto 3-I
del D.M.14.02.1992

- acciaio armonico per tiranti(trefoli)

$$\sigma_{spi} \leq 0.85 f_{p(1)k}$$

$$\sigma_{sp} \leq 0.60 f_{ptk}$$

di cui al punto 3.2.8.1 del D.M. 14.2.1992.

Disposizioni riguardanti i conglomerati

I conglomerati, le armature, le disposizioni di progetto ed esecutive impiegate nella realizzazione delle opere devono soddisfare le prescrizioni delle Norme tecniche di cui al D.M. 26 marzo 1980 e successive integrazioni e modifiche.

Inerti

Le caratteristiche e la granulometria degli inerti devono essere preventivamente studiate e sottoposte all'approvazione della Direzione dei Lavori.

L'inerte deve essere privo di sostanze dannose ai fini della presa e dell'indurimento, avere una curva granulometrica tale da dare i seguenti valori dei moduli di finezza e di superficie, in funzione della dimensione massima dell'inerte e deve essere suddiviso almeno in tre classi, che verranno separatamente dosate nella confezione degli stessi:

sabbia lavata e ben granata	granulom. mm. 0-3
ghiaietto vagliato	granuom. mm.3-10
ghiaia vagliata	granuom. mm.10-30

La dimensione massima dei grani dell'inerte deve essere tale da permettere che il conglomerato possa riempire ogni parte del manufatto , tenendo conto della lavorabilità del conglomerato stesso , della presenza dell'armatura metallica e di eventuali inerti , delle caratteristiche geometriche della carpenteria , delle modalità del getto e dei mezzi d'opera.

La dosatura di acqua liquida , dolce priva di sostanze nocive alla compattezza ed alla resistenza dell'impasto dovrà essere di 140 litri/mc di calcestruzzo per un rapporto A/C=0.40.

Se l'impalcato dovesse risultare non sufficientemente fluido, sarà allora possibile aumentare l'acqua fino al valore di 150 litri/mc . di acqua.

Leganti

Devono impiegarsi esclusivamente cementi rispondenti ai requisiti di accettazione contenuti nelle disposizioni vigenti in materia. (D.M. 3 Giugno 1968).

Il tipo, la classe ed il dosaggio del cemento devono essere idonei a soddisfare le esigenze tecniche delle opere.

La dosatura di acqua limpida, dolce priva di sostanze nocive alla compattezza ed alla resistenza dell'impasto dovrà essere di 140 litri/mc di calcestruzzo per un rapporto A/C=0.40.

Se l'impasto dovesse risultare non sufficientemente fluido, sarà allora possibile aumentare l'acqua fino al valore di 160 litri/mc di calcestruzzo.

Disposizioni per le malte

L'acqua degli impasti delle malte deve essere limpida, priva di sostanze organiche o grassi, non deve essere aggressiva né contenere solfati o cloruri in percentuale dannosa. La sabbia da impiegare per il confezionamento delle malte deve essere priva di sostanze organiche, terrose o argillose. Le calci aeree, le pozzolane ed i leganti idraulici devono possedere le caratteristiche tecniche ed i requisiti previsti dalle vigentissime norme.

Disposizioni riguardanti gli acciai per c.a.

Non si devono porre in opera armature eccessivamente ossidate, corrose, recanti difetti superficiali che ne menomino la resistenza o ricoperte da sostanze che possono ridurre sensibilmente l'aderenza.