

S.S. 78 "SARNANO - AMANDOLA"
LAVORI DI ADEGUAMENTO E/O MIGLIORAMENTO TECNICO FUNZIONALE DELLA SEZIONE STRADALE IN T.S. E POTENZIAMENTO DELLE INTERSEZIONI - 2° STRALCIO

PROGETTO DEFINITIVO

IMPRESA ESECUTRICE		GRUPPO DI LAVORO ANAS:	
			
GRUPPO DI PROGETTAZIONE		RESPONSABILE DEI LAVORI:	
(Mandataria)  S.A.G.I. s.r.l. Società per l'Ambiente, la Geologia e l'Ingegneria Via Pasubio,20 63074 San Benedetto del Tronto (AP) Tel. e Fax 0735.757580 e-mail: info@sagistudio.it PEC: info@pec.sagistudio.it		VISTO: RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO: Ing. Marco Mancina (ANAS S.p.A.)	
(Mandanti)     		PROTOCOLLO:	DATA:

N. ELABORATO:	CAPITOLO G – PROGETTO STRUTTURALE CAPITOLO G6 – OPERE DI SOSTEGNO E CONSOLIDAMENTI – OS.02 – OPERA SOSTEGNO C.A. Relazione di calcolo
G601	

CODICE PROGETTO			NOME FILE	REVISIONE	SCALA
PROGETTO	LIV.PROG.	ANNO	-		
<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	CODICE ELAB. <input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
D					
C					
B					
A	EMISSIONE		Ottobre 2023	-	-
REV.	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO	VERIFICATO APPROVATO

Sommario

1. Normative di riferimento.....	2
2. Richiami teorici.....	3
3. Dati	8
4. Risultati.....	18

1. 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
- Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 (D.M. 17 Gennaio 2018)
- Circolare C.S.LL.PP. 21/01/2019 n.7 - Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 17 gennaio 2018

2. Richiami teorici

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

Se il muro è in calcestruzzo armato: Calcolo delle sollecitazioni sia del muro che della fondazione, progetto delle armature e relative verifiche dei materiali.

Se il muro è a gravità: Calcolo delle sollecitazioni sia del muro che della fondazione e verifica in diverse sezioni al ribaltamento, allo scorrimento ed allo schiacciamento.

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 γ . In particolare si distinguono combinazioni di carico di tipo **A1-M1** nelle quali vengono incrementati i carichi e lasciati inalterati i parametri di resistenza del terreno e combinazioni di carico di tipo **A2-M2** nelle quali vengono ridotti i parametri di resistenza del terreno e incrementati i soli carichi variabili.

Metodo di Culmann

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

I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

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

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

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

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

Le pressioni sulla parete di spinta si ricavano derivando l'espressione della spinta S rispetto all'ordinata z . Noto il diagramma delle pressioni è possibile ricavare il punto di applicazione della spinta.

Spinta in presenza di falda

Nel caso in cui a monte della parete sia presente la falda il diagramma delle pressioni risulta modificato a causa della sottospinta che l'acqua esercita sul terreno. Il peso di volume del terreno al di sopra della linea di falda non subisce variazioni. Viceversa, al di sotto del livello di falda va considerato il peso di volume efficace

$$\gamma' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$$

dove γ_{sat} è il peso di volume saturo del terreno (dipendente dall'indice dei pori) e γ_w è il peso specifico dell'acqua. Quindi il diagramma delle pressioni al di sotto della linea di falda ha una pendenza minore. Al diagramma così ottenuto va sommato il diagramma triangolare legato alla pressione esercitata dall'acqua.

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

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta \quad \beta' = \beta + \theta$$

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

Terreno a bassa permeabilità

$$\theta = \arctan\left(\frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$$

Terreno a permeabilità elevata

$$\theta = \arctan\left(\frac{\gamma}{\gamma_{sat} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$$

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

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

dove il coefficiente A vale

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

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

Adottando il metodo di Mononobe-Okabe per il calcolo della spinta, il coefficiente A viene posto pari a 1.

Tale incremento di spinta è applicato a metà altezza della parete di spinta nel caso di forma rettangolare del diagramma di incremento sismico, allo stesso punto di applicazione della spinta statica nel caso in cui la forma del diagramma di incremento sismico è uguale a quella del diagramma statico.

Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali e verticali che si destano per effetto del sisma. Tali forze vengono valutate come

$$F_{IH} = k_h W \quad F_{IV} = \pm k_v W$$

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

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. In presenza di pali, per ogni centro vengono analizzate 3 famiglie di superfici di scorrimento: la prima famiglia di superfici passa per tacco della fondazione, la seconda per il punto centrale della lunghezza dei pali, la terza per il piede dei pali. 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 25.

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

$$\eta = \frac{\sum_{i=0}^n \left[\frac{c_i b_i}{\cos \alpha_i} + (W_i \cos \alpha_i - u_i l_i) \tan \varphi_i \right]}{\sum_{i=0}^n W_i \sin \alpha_i}$$

dove n è il numero delle strisce considerate, b_i e α_i sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia 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 si suddivide in n strisce e dalla formula precedente si ricava η . Questo procedimento è eseguito per il numero di centri prefissato ed è 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 il coefficiente di sicurezza della portanza alla punta η_p ed il coefficiente di sicurezza della portanza per attrito laterale η_l .

Palo compresso:

$$Q_d = \frac{Q_p}{\eta_p} + \frac{Q_l}{\eta_l} - W_p$$

Palo tesato:

$$Q_d = \frac{Q_l}{\eta_l} - W_p$$

Capacità portante di punta

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

$$Q_p = A_p \left(cN'_c + qN'_q + \frac{1}{2} B\gamma N'_\gamma \right)$$

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
 N'_c N'_q N'_γ sono i coefficienti di capacità portante corretti per tener conto degli effetti di forma e di profondità.

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:

$$Q_l = \int_S \tau_a dS$$

dove τ_a è dato dalla nota relazione di Coulomb

$$\tau_a = c_a + \sigma_h \tan \delta$$

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 è la lunghezza del palo
 P è 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 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 rigidità del palo K_e , costruita imponendo traslazioni e rotazioni unitarie per determinare le corrispondenti sollecitazioni in testa al palo.

Nota la matrice di rigidità di ogni palo si assembla la matrice globale (di dimensioni 3x3) 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.

Se, le caratteristiche del terreno (rappresentate da K_h) sono tali che se non è possibile raggiungere l'equilibrio si ha collasso per 'rottura' del terreno.

Tiranti di ancoraggio

I muri possono essere tirantate, con tiranti attivi o con tiranti passivi, realizzati entrambi tramite perforazione e iniezione del foro con malta in pressione previa sistemazione delle armature opportune.

I tiranti attivi, contrariamente ai tiranti passivi, sono sottoposti ad uno sforzo di pretensione prendendo il contrasto sulla struttura stessa. Il tiro finale sul tirante attivo dipende sia dalla pretensione che dalla deformazione della struttura oltre che dalle cadute di tensione. Nel caso di tiranti passivi il tiro dipende unicamente dalla deformabilità della struttura. L'armatura dei tiranti attivi è costituita da trefoli ad alta resistenza (trefoli per c.a.p.), viceversa i tiranti passivi possono essere armati con trefoli o con tondini o, in alcuni casi, con profilati tubolari.

La capacità di resistenza dei tiranti è legata all'attrito e all'aderenza fra superficie del tirante e terreno.

Calcolo della lunghezza di ancoraggio

La lunghezza di ancoraggio (fondazione) del tirante si calcola determinando la lunghezza massima atta a soddisfare le tre seguenti condizioni:

1. Lunghezza necessaria per garantire l'equilibrio fra tensione tangenziale che si sviluppa fra la superficie laterale del tirante ed il terreno e lo sforzo applicato al tirante;
2. Lunghezza necessaria a garantire l'aderenza malta-armatura;
3. Lunghezza necessaria a garantire la resistenza della malta.

Siano N lo sforzo nel tirante, δ l'angolo d'attrito tirante-terreno, c_a l'adesione tirante-terreno, γ il peso di volume del terreno, D ed L_f il diametro e la lunghezza di ancoraggio (o lunghezza efficace) del tirante ed H la profondità media al di sotto del piano campagna abbiamo la relazione

$$N = \pi D L_f (\gamma H K_s \tan \delta + c_a)$$

da cui si ricava la lunghezza di ancoraggio L_f

$$L_f = \frac{N}{\pi D (\gamma H K_s \tan \delta + c_a)}$$

K_s rappresenta il coefficiente di spinta

Per quanto riguarda la seconda condizione, la lunghezza necessaria atta a garantire l'aderenza malta-armatura è data dalla relazione

$$L_f = \frac{N}{\pi d \tau_{c0} \omega}$$

dove d è la somma dei diametri dei trefoli disposti nel tirante, τ_{c0} è la resistenza tangenziale limite della malta ed ω è un coefficiente correttivo dipendente dal numero di trefoli ($\omega = 1 - 0.075 [n \text{ trefoli} - 1]$).

Per quanto riguarda la verifica della terza condizione si impone che la tensione tangenziale limite tirante-terreno non possa superare la tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo.

Alla lunghezza efficace determinata prendendo il massimo valore di L_e si deve aggiungere la lunghezza di franco L che rappresenta la lunghezza del tratto compreso fra la paratia e la superficie di ancoraggio.

Nel caso di tiranti attivi, cioè tiranti soggetti ad uno stato di pretensione, bisogna considerare le cadute di tensione. A tale scopo è stato introdotto il coefficiente di caduta di tensione β , che rappresenta il rapporto fra lo sforzo N_0 al momento del tiro e lo sforzo N in esercizio

$$\beta = \frac{N_0}{N}$$

3. Dati

Materiali

Simbologia adottata

n°	Indice materiale
Descr	Descrizione del materiale
Calcestruzzo armato	
C	Classe di resistenza del cls
A	Classe di resistenza dell'acciaio
γ	Peso specifico, espresso in [kg/mc]
R _{ck}	Resistenza caratteristica a compressione, espressa in [kg/cm ²]
E	Modulo elastico, espresso in [kg/cm ²]
ν	Coeff. di Poisson
n	Coeff. di omogenizzazione acciaio/cls
ntc	Coeff. di omogenizzazione cls tesoro/compresso

Calcestruzzo armato

n°	Descr	C	A	γ	R _{ck}	E	ν	n	ntc
				[kg/mc]	[kg/cm ²]	[kg/cm ²]			
1	C32/40	C32/40	B450C	2500,00	407,88	343054	0.30	15.00	0.50
2	Materiale tiranti	Rck 250	Precomp	2500,00	250,00	306659	0.30	15.00	0.50

Acciai

Descr	f _{yk}	f _{uk}
	[kg/cm ²]	[kg/cm ²]
B450C	4588,65	5506,38
Precomp	16000,00	19000,00

Tipologie pali

Simbologia adottata

n°	Indice tipologia palo
Descr	Descrizione tipologia palo
P	Contributo portanza palo (laterale e/o punta)
T	Tecnologia costruttiva (trivellato, infisso o elica continua)
V	Vincolo palo-fondazione: Cerniera o Incastro (libero o impedito di ruotare in testa)
Imat	Indice materiale che lo costituisce
BD	usa metodo di Bustamante-Doix
PN	Portanza nota
Pp, PI	Portanza di punta e laterale caratteristica, espressa in [kg]

n°	Descr	P	T	V	Imat	BD	PN	Pp	PI
1	Tipologia palo	Laterale + Punta	Trivellato	Incastro	1	NO	NO	--	--

Tipologie tiranti

Simbologia adottata

Descr	Descrizione tipologia
Imat	Indice materiale
D	Diametro di perforazione, espresso in [mm]
Cesp	Coeff. di espansione laterale
Tipo armatura	Attivo, Passivo tondini o Passivo tubolare
Caratteristiche:	
- per tiranti attivi: numero trefoli e area trefolo espresso in [cm ²]	
- per tiranti passivi con tondini: numero tondini e diametro tondino espresso in [mm]	
- per tiranti passivi con tubolare: diametro e spessore tubolare, espressi in [mm]	
Beta	Coefficiente cadute di tensione tirante attivo

Descr	Imat	D	Cesp	Tipo armatura	Caratteristiche	Beta
		[cm]				
Tirante attivo (trefoli)	2	16,00	1.200	Attivo	5 / 1,39 [cm ²]	1,30

Interazione terreno- tiranti n° 1 - Tirante attivo (trefoli)

Metodo di calcolo dei tiranti:

BUSTAMANTE-DOIX

Geometria profilo terreno a monte del muro

Simbologia adottata

(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 [m]
 Y ordinata del punto espressa in [m]
 A inclinazione del tratto espressa in [°]

n°	X [m]	Y [m]	A [°]
1	0,00	0,00	0.000
2	30,00	0,00	0.000

Inclinazione terreno a valle del muro rispetto all'orizzontale 10.000 [°]

Geometria muro

Geometria paramento e fondazione

Lunghezza muro 35,00 [m]

Paramento

Materiale C32/40
 Altezza paramento 9,00 [m]
 Altezza paramento libero 8,00 [m]

Geometria gradoni

Simbologia adottata

n° indice gradone (a partire dall'alto)
 Bs, Bi Base superiore ed inferiore del gradone, espressa in [m]
 H altezza del gradone, espressa in [m]
 Ae, Ai inclinazione esterna ed interna del gradone espressa in [°]

n°	X [m]	Bs [m]	Bi [m]	H [m]	Ae [°]	Ai [°]
1	0,00	0,50	0,50	5,50	0,00	0,00
2	0,30	0,80	0,80	3,50	0,00	0,00

Fondazione

Materiale C32/40
 Lunghezza mensola di valle 2,20 [m]
 Lunghezza mensola di monte 2,00 [m]
 Lunghezza totale 5,00 [m]
 Inclinazione piano di posa 0,00 [°]
 Spessore 1,30 [m]
 Spessore magrone 0,10 [m]

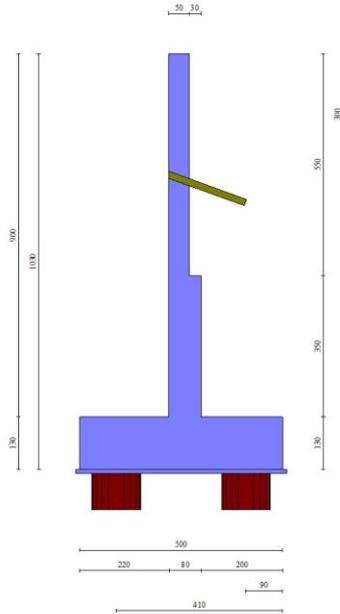


Fig. 1 - Sezione quotata del muro

Descrizione pali di fondazione

Simbologia adottata

- n° numero d'ordine della fila
- X ascissa della fila misurata dallo spigolo di monte della fondazione espressa in [m]
- I interasse tra i pali, espressa in [m]
- f franco laterale (distanza minima dal bordo laterale), espressa in [m]
- Np Numero di pali della fila
- D diametro dei pali della fila espresso in [cm]
- L lunghezza dei pali della fila espressa in [m]
- α inclinazione dei pali della fila rispetto alla verticale espressa in [°]
- ALL allineamento dei pali della fila rispetto al baricentro della fondazione (CENTRATI o SFALSATI)

n°	Tipologia	X [m]	I [m]	f [m]	Np	D [cm]	L [m]	α [°]	ALL
1	Tipologia palo	0,90	3,00	0,20	12	120,00	10,00	0,00	Sfalsati
2	Tipologia palo	4,10	3,00	0,20	12	120,00	10,00	0,00	Sfalsati

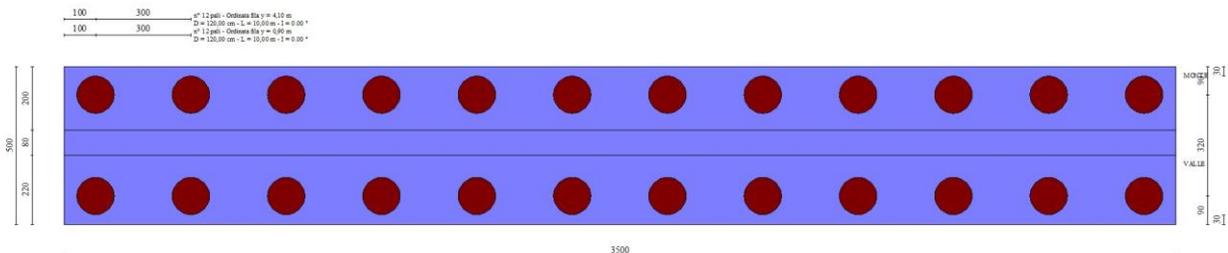


Fig. 2 - Pianta pali

Tiranti di ancoraggio

Simbologia adottata

- n° numero d'ordine della fila
- Dest Destinazione del tirante (Fondazione, Paramento)
- S ordinata della fila misurata dalla testa del muro (se il tirante è posizionato sul paramento), ascissa della fila misurata dal tacco della fondazione (se il tirante è posizionato sulla fondazione) espressa in [m]
- I Interasse tra i tiranti della fila espressa in [m]
- F Franco della fila espressa in [m]
- ALL allineamento dei tiranti della fila (CENTRATI o SFALSATI)
- Nt numero di tiranti della fila
- α inclinazione dei tiranti della fila rispetto all'orizzontale espressa in [°]
- T tiro iniziale espresso in [kg]. Solo per i tiranti attivi
- Lt, Lf Lunghezza totale e di fondazione espressa in [m]. Definiti solo nel caso di Verifica.

n°	Tipologia	Dest	S [m]	I [m]	F [m]	ALL	Nt	α [°]	T [kg]	Lt [m]	Lf [m]
1	Tirante attivo (trefoli)	Paramento	3,00	2,00	0,50	Centrati	17	20.00	40000	20,00	10,00

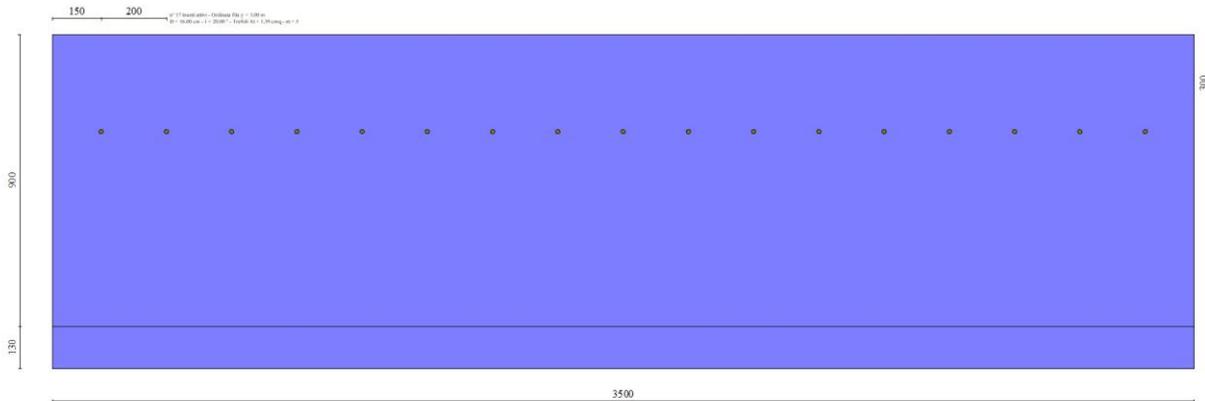


Fig. 3 - Prospetto del paramento con i tiranti

Descrizione terreni

Parametri di resistenza

Simbologia adottata

- n° Indice del terreno
- Descr Descrizione terreno
- γ Peso di volume del terreno espresso in [kg/mc]
- γ_s Peso di volume saturo del terreno espresso in [kg/mc]
- ϕ Angolo d'attrito interno espresso in [°]
- δ Angolo d'attrito terra-muro espresso in [°]
- c Coesione espressa in [kg/cm²]
- c_a Adesione terra-muro espressa in [kg/cm²]
- Per calcolo portanza con il metodo di Bustamante-Doix
- Cesp Coeff. di espansione laterale (solo per il metodo di Bustamante-Doix)
- τ_l Tensione tangenziale limite, espressa in [kg/cm²]

n°	Descr	γ [kg/mc]	γ_{sat} [kg/mc]	ϕ [°]	δ [°]	c [kg/cm ²]	c_a [kg/cm ²]	Cesp	τ_l [kg/cm ²]	
1	Strato di copertura vegetale	1800,00	2000,00	20.000	13.333	0,00	0,00	0.000	0,00	(CAR)
				20.000	13.333	0,00	0,00			(MIN)
				20.000	13.333	0,00	0,00			(MED)
2	Formazione alterata	2360,00	2360,00	36.000	24.000	0,15	0,08	1.800	1,38	(CAR)
				36.000	24.000	0,15	0,08			(MIN)
				36.000	24.000	0,15	0,08			(MED)
3	Formazione arenacea	2480,00	2480,00	37.000	24.000	1,50	0,75	1.800	1,38	(CAR)
				37.000	24.000	1,50	0,75			(MIN)
				37.000	24.000	1,50	0,75			(MED)
4	Rinterro	1800,00	1800,00	30.000	20.000	0,00	0,00	1.150	0,10	(CAR)
				30.000	20.000	0,00	0,00			(MIN)

n°	Descr	γ [kg/mc]	γ_{sat} [kg/mc]	ϕ [°]	δ [°]	c [kg/cm ^q]	ca [kg/cm ^q]	Cesp	τ_l [kg/cm ^q]	
				30.000	20.000	0,00	0,00		0,10	(MED)

Stratigrafia

Simbologia adottata

- n° Indice dello strato
- H Spessore dello strato espresso in [m]
- α Inclinazione espressa in [°]
- Terreno Terreno dello strato
- Kwn, Kwt Costante di Winkler normale e tangenziale alla superficie espressa in Kg/cm²/cm
- Per calcolo pali (solo se presenti)
- Kw Costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm²/cm
- Ks Coefficiente di spinta
- Cesp Coefficiente di espansione laterale (per tutti i metodi tranne il metodo di Bustamante-Doix)

Per calcolo della spinta con coeff. di spinta definiti (usati solo se attiva l'opzione 'Usa coeff. di spinta da strato')
 Kst_{sta}, Kst_{sis} Coeff. di spinta statico e sismico

n°	H [m]	α [°]	Terreno	Kwn [Kg/cm ²]	Kwt [Kg/cm ²]	Kw [Kg/cm ²]	Ks	Cesp	Kst _{sta}	Kst _{sis}
1	11,00	35.000	Rinterro	0.000	0.000	0,000	0,000	1,000	---	---
2	9,00	35.000	Formazione alterata	0.265	0.193	1,926	1,000	1,000	---	---
3	10,00	25.000	Formazione arenacea	0.239	0.173	1,323	0,000	1,000	---	---

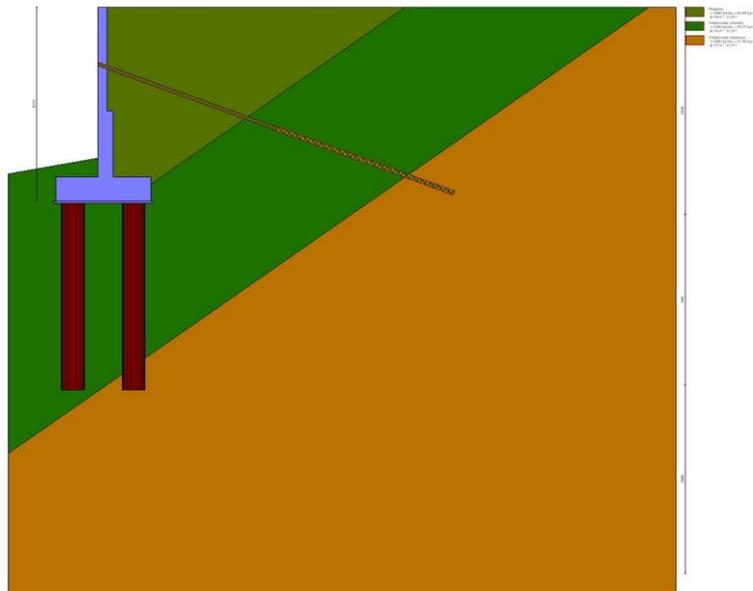


Fig. 4 - Stratigrafia

Condizioni di carico

Simbologia adottata

- Carichi verticali positivi verso il basso.
- Carichi orizzontali positivi verso sinistra.
- Momento positivo senso antiorario.
- X Ascissa del punto di applicazione del carico concentrato espressa in [m]
- F_x Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [kg]
- F_y Componente verticale del carico concentrato espressa in [kg]
- M Momento espresso in [kgm]
- X_i Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in [m]
- X_f Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in [m]
- Q_i Intensità del carico per x=X_i espressa in [kg]
- Q_f Intensità del carico per x=X_f espressa in [kg]

Condizione n° 1 (Condizione 1) - VARIABILE TF

Coeff. di combinazione $\Psi_0=0.75 - \Psi_1=0.75 - \Psi_2=0.00$

Normativa

Normativa usata: **Norme Tecniche sulle Costruzioni 2018 (D.M. 17.01.2018) + Circolare C.S.LL.PP. 21/01/2019 n.7**

Coeff. parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

Carichi	Effetto		Combinazioni statiche				Combinazioni sismiche			
			UPL	EQU	A1	A2	EQU	A1	A2	
Permanenti strutturali	Favorevoli	$\gamma_{G1, fav}$	0.90	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti strutturali	Sfavorevoli	$\gamma_{G1, sfav}$	1.10	1.30	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti non strutturali	Favorevoli	$\gamma_{G2, fav}$	0.80	0.80	0.80	0.80	0.00	0.00	0.00	0.00
Permanenti non strutturali	Sfavorevoli	$\gamma_{G2, sfav}$	1.50	1.50	1.50	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00
Variabili	Favorevoli	$\gamma_{Q, fav}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevoli	$\gamma_{Q, sfav}$	1.50	1.50	1.50	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00
Variabili da traffico	Favorevoli	$\gamma_{QT, fav}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili da traffico	Sfavorevoli	$\gamma_{QT, sfav}$	1.50	1.35	1.35	1.15	1.00	1.00	1.00	1.00

Coeff. parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro		Combinazioni statiche		Combinazioni sismiche	
		M1	M2	M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan(\phi')}$	1.00	1.25	1.00	1.00
Coesione efficace	γ_c	1.00	1.25	1.00	1.00
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40	1.00	1.00
Peso nell'unità di volume	γ_r	1.00	1.00	1.00	1.00

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

Verifica	Combinazioni statiche			Combinazioni sismiche		
	R1	R2	R3	R1	R2	R3
Capacità portante	--	--	1.40	--	--	1.20
Scorrimento	--	--	1.10	--	--	1.00
Resistenza terreno a valle	--	--	1.40	--	--	1.20
Ribaltamento	--	--	1.15	--	--	1.00
Stabilità fronte di scavo	--	1.10	--	--	1.20	--

Carichi verticali. Coeff. parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche

Resistenza		Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		R1	R2	R3	R1	R2	R3	R1	R2	R3
Punta	γ_b	--	--	1.15	--	--	1.35	--	--	1.30
Laterale compressione	γ_s	--	--	1.15	--	--	1.15	--	--	1.15
Totale compressione	γ_t	--	--	1.15	--	--	1.30	--	--	1.25
Laterale trazione	γ_{st}	--	--	1.25	--	--	1.25	--	--	1.25

Carichi trasversali. Coeff. parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche

		R1	R2	R3
Trasversale	γ_t	--	--	1.30

Coefficienti di riduzione ζ per la determinazione della resistenza caratteristica dei pali

Numero di verticali indagate 1

$\zeta_3=1.70$ $\zeta_4=1.70$

Coeff. parziali γ_R per la resistenza di ancoraggi

		R3
Laterale	γ_{Ra}	1.20

Coefficienti di riduzione ζ per la determinazione della resistenza caratteristica dei tiranti

Numero di verticali indagate 1

$\zeta_3=1.80$ $\zeta_4=1.80$

Descrizione combinazioni di carico

Con riferimento alle azioni elementari prima determinate, si sono considerate le seguenti combinazioni di carico:

- Combinazione fondamentale, impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \gamma_{Q2} Q_{k2} + \gamma_{Q3} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + Q_{k1} + \Psi_{0,2} Q_{k2} + \Psi_{0,3} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione frequente, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + \Psi_{1,1} Q_{k1} + \Psi_{2,2} Q_{k2} + \Psi_{2,3} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione quasi permanente, impiegata per gli effetti di lungo periodo:

$$G_1 + G_2 + \Psi_{2,1} Q_{k1} + \Psi_{2,2} Q_{k2} + \Psi_{2,3} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + \Psi_{2,1} Q_{k1} + \Psi_{2,2} Q_{k2} + \Psi_{2,3} Q_{k3} + \dots$$

I valori dei coeff. $\Psi_{0,j}$, $\Psi_{1,j}$, $\Psi_{2,j}$ sono definiti nelle singole condizioni variabili.

I valori dei coeff. γ_G e γ_Q , sono definiti nella tabella normativa.

In particolare si sono considerate le seguenti combinazioni:

Simbologia adottata

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

Combinazione n° 1 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Condizione 1	1.35	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 2 - STR (A1-M1-R3) H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 3 - STR (A1-M1-R3) H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 4 - GEO (A2-M2-R2)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Condizione 1	1.15	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 5 - GEO (A2-M2-R2) H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 6 - GEO (A2-M2-R2) H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 7 - EQU (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Condizione 1	1.35	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 8 - EQU (A1-M1-R3) H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 9 - EQU (A1-M1-R3) H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 10 - SLER

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Condizione 1	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 11 - SLEF

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Condizione 1	1.00	0.75	Sfavorevole

Combinazione n° 12 - SLEO

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 13 - SLEO H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 14 - SLEO H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Dati sismici

Comune	Sarnano
Provincia	Macerata
Regione	Marche
Latitudine	43.035796
Longitudine	13.299241
Indice punti di interpolazione	23418 - 23419 - 23197 - 23196
Vita nominale	50 anni
Classe d'uso	IV
Tipo costruzione	Normali affollamenti
Vita di riferimento	100 anni

	Simbolo	U.M.	SLU	SLE
Accelerazione al suolo	a_g	[m/s ²]	2.273	0.983
Accelerazione al suolo	a_g/g	[%]	0.232	0.100
Massimo fattore amplificazione spettro orizzontale	F0		2.535	2.474
Periodo inizio tratto spettro a velocità costante	Tc*		0.348	0.312
Tipo di sottosuolo - Coefficiente stratigrafico	Ss	B	1.165	1.200
Categoria topografica - Coefficiente amplificazione topografica	St	T2	1.200	

Stato limite ...	Coeff. di riduzione β_m	kh [%]	kv [%]
Ultimo	1.000	32.392	16.196
Ultimo - Ribaltamento	1.000	32.392	16.196
Esercizio	1.000	14.431	7.215

Forma diagramma incremento sismico **Rettangolare**

Opzioni di calcolo

Spinta

Metodo di calcolo della spinta	Culmann
Tipo di spinta	Spinta attiva
Terreno a bassa permeabilità	NO
Superficie di spinta limitata	NO

Capacità portante

Metodo di calcolo della portanza	Hansen
Criterio di media calcolo del terreno equivalente (terreni stratificati)	Ponderata
Criterio di riduzione per eccentricità della portanza	Meyerhof
Criterio di riduzione per rottura locale (punzonamento)	Nessuna
Larghezza fondazione nel terzo termine della formula del carico	limite ($0.5B\gamma N_{\gamma}$)
Fattori di forma e inclinazione del carico	Solo i fattori di inclinazione
Se la fondazione ha larghezza superiore a 2.0 m viene applicato	il fattore di riduzione per comportamento a piastra
Calcolo fondazioni mista	Carichi verticali ed orizzontali
Calcolo fondazioni mista	Fondazione mista

Stabilità globale

Metodo di calcolo della stabilità globale	Fellenius
---	-----------

Altro

Partecipazione spinta passiva terreno antistante	0.00
Partecipazione resistenza passiva dente di fondazione	50.00
Componente verticale della spinta nel calcolo delle sollecitazioni	SI
Considera terreno sulla fondazione di valle	NO
Considera spinta e peso acqua fondazione di valle	NO

Spostamenti

Modello a blocchi	
Non è stato richiesto il calcolo degli spostamenti	
Spostamento limite	5,00 [cm]

Cedimenti

Non è stato richiesto il calcolo dei cedimenti

Opzioni calcolo pali

Portanza verticale

Metodo di calcolo della portanza alla punta	Berezantzev
Metodo di calcolo della portanza alla laterale	Integrazione delle tensioni tangenziali ($k_s \sigma_v \tan(\delta) + c_a$)
Correzione angolo di attrito in funzione del tipo di palo (infisso/trivellato)	Attiva
Andamento pressione verticale nel calcolo della portanza alla punta σ_v con la profondità	Pressione geostatica
Andamento pressione verticale nel calcolo della portanza laterale	Pressione geostatica

Portanza trasversale

Costante di Winkler: da strato	
Criterio rottura palo-terreno	
- Spostamento limite	Non attivo
- Pressione limite	Pressione passiva con moltiplicatore $M=3,00$
- Palo infinitamente elastico	Non attivo

Cedimenti

Metodo di calcolo	Metodo agli elementi finiti
Spostamento limite alla punta	1,00 [cm]
Spostamento limite laterale	0,50 [cm]

Opzioni calcolo tiranti

Superficie di ancoraggio	Angolo di rottura
Tensione limite resistenza malta	Media valori tc_0 e tc_1

Specifiche per le verifiche nelle combinazioni allo Stato Limite Ultimo (SLU)

	SLU	Eccezionale
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a compressione	1.50	1.00
Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15	1.00
Fattore di riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85	0.85
Coefficiente di sicurezza per la sezione	1.00	1.00

Specifiche per le verifiche nelle combinazioni allo Stato Limite di Esercizio (SLE)

Paramento e fondazione muro

Verifiche strutturali nelle combinazioni SLD eseguite. Struttura in classe d'uso III o IV

Condizioni ambientali	Ordinarie
Armatura ad aderenza migliorata	SI

Verifica a fessurazione

Sensibilità armatura Poco sensibile
 Metodo di calcolo aperture delle fessure NTC 2018 - CIRCOLARE 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP.
 Calcolo momento fessurazione Apertura
 Resistenza a trazione per Flessione
 Valori limite aperture delle fessure: $w_1=0.20$
 $w_2=0.30$
 $w_3=0.40$

Verifica delle tensioni

Valori limite delle tensioni nei materiali:

Combinazione	Calcestruzzo	Acciaio
Rara	0.60 f_{ck}	0.80 f_{yk}
Frequente	1.00 f_{ck}	1.00 f_{yk}
Quasi permanente	0.45 f_{ck}	1.00 f_{yk}

Pali

Verifiche strutturali nelle combinazioni SLD SI. Struttura in classe d'uso III o IV

Condizioni ambientali Ordinarie
 Armatura ad aderenza migliorata SI

Verifica a fessurazione

Sensibilità armatura Poco sensibile
 Metodo di calcolo aperture delle fessure NTC 2018 - CIRCOLARE 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP.
 Calcolo momento fessurazione Apertura
 Resistenza a trazione per Flessione
 Valori limite aperture delle fessure: $w_1=0.20$
 $w_2=0.30$
 $w_3=0.40$

Verifica delle tensioni

Valori limite delle tensioni nei materiali:

Combinazione	Calcestruzzo	Acciaio
Rara	0.60 f_{ck}	0.80 f_{yk}
Frequente	1.00 f_{ck}	1.00 f_{yk}
Quasi permanente	0.45 f_{ck}	1.00 f_{yk}

4. Risultati

Spinta e forze

Simbologia adottata

Ic Indice della combinazione
 A Tipo azione
 I Inclinazione della spinta, espressa in [°]
 V Valore dell'azione, espressa in [kg]
 C_x, C_y Componente in direzione X ed Y dell'azione, espressa in [kg]
 P_x, P_y Coordinata X ed Y del punto di applicazione dell'azione, espressa in [m]

Ic	A	V [kg]	I [°]	C _x [kg]	C _y [kg]	P _x [m]	P _y [m]
2	Spinta statica	24829	20,13	23313	8545	2,30	-6,44
	Incremento di spinta sismica		26936	25290	9270	2,30	-5,15
	Peso/Inerzia muro			9758	30125/4879	-0,19	-7,52
	Peso/Inerzia terrapieno			11457	35370/5728	1,20	-4,35
	Resistenza tiranti			-26959	9812	-0,30	-3,00
	Resistenza pali			-55813			

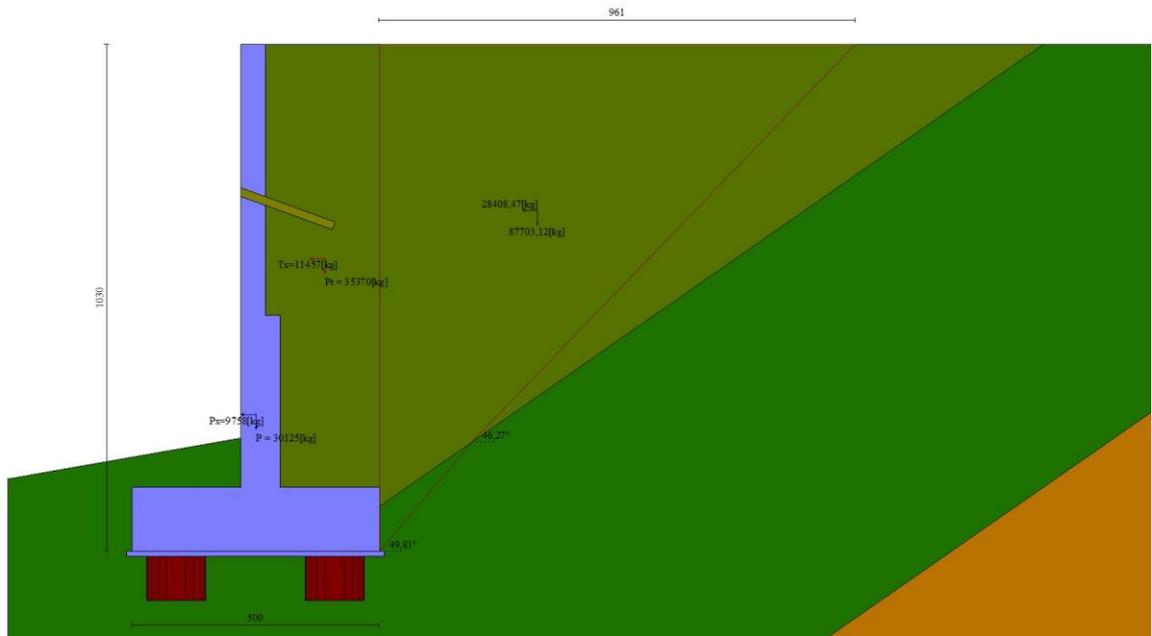


Fig. 5 - Cuneo di spinta (combinazione sismica) (Combinazione n° 2)

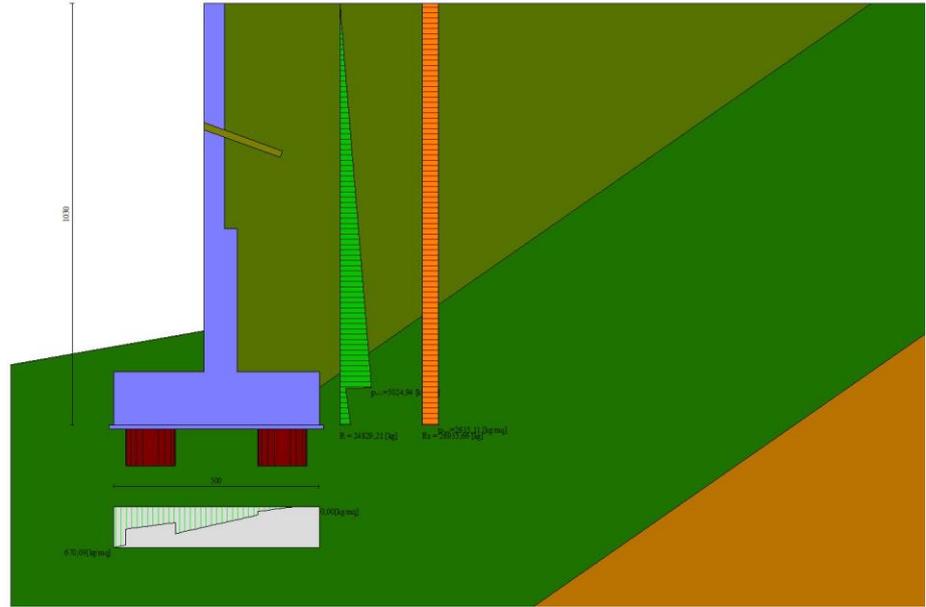


Fig. 6 - Diagramma delle pressioni (combinazione sismica) (Combinazione n° 2)

Verifiche geotecniche

Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

Simbologia adottata

- Cmb Indice/Tipo combinazione
- S Sisma (H: componente orizzontale, V: componente verticale)
- FS_{SCO} Coeff. di sicurezza allo scorrimento
- FS_{RIB} Coeff. di sicurezza al ribaltamento
- FS_{QLIM} Coeff. di sicurezza a carico limite
- FS_{STAB} Coeff. di sicurezza a stabilità globale
- FS_{HYD} Coeff. di sicurezza a sifonamento
- FS_{UPL} Coeff. di sicurezza a sollevamento

Cmb	Sismica	FS _{SCO}	FS _{RIB}	FS _{QLIM}	FS _{STAB}	FS _{HYD}	FS _{UPL}
1 - STR (A1-M1-R3)		2.355		20.684			
2 - STR (A1-M1-R3)	H + V	1.240		17.269			
3 - STR (A1-M1-R3)	H - V	1.326		21.763			
4 - GEO (A2-M2-R2)					3.098		
5 - GEO (A2-M2-R2)	H + V				2.154		
6 - GEO (A2-M2-R2)	H - V				2.172		
7 - EQU (A1-M1-R3)			51.778				
8 - EQU (A1-M1-R3)	H + V		19.620				
9 - EQU (A1-M1-R3)	H - V		18.785				

Verifica a scorrimento fondazione mista

Simbologia adottata

- n° Indice combinazione
 - Rsa Resistenza allo scorrimento per attrito, espresso in [kg]
 - Rpt Resistenza passiva terreno antistante, espresso in [kg]
 - Rps Resistenza passiva sperone, espresso in [kg]
 - Rp Resistenza a carichi orizzontali pali (solo per fondazione mista), espresso in [kg]
 - Rt Resistenza a carichi orizzontali tiranti (solo se presenti), espresso in [kg]
 - R Resistenza allo scorrimento (somma di Rsa+Rpt+Rps+Rp), espresso in [kg]
 - T Carico parallelo al piano di posa, espresso in [kg]
 - FS Fattore di sicurezza (rapporto R/T)
- La resistenza ultima a carichi orizzontali dei pali Rt è riferita ad un metro di muro. Si ricava come: $\sum_{n^{\circ} \text{ file pali}} [Tu * Np] / L$ dove:
- Tu, portanza a carichi orizzontali del singolo palo
 - Np, numero di pali della fila
 - L, lunghezza del muro
- I valori sopra elencati sono riportati nei dettagli della portanza trasversale dei pali.

n°	Rsa	Rpt	Rps	Rp	Rt	R	T	FS
	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	
2 - STR (A1-M1-R3) H + V	3783	0	0	55813	26959	86555	69818	1.240

Verifica di capacità portante fondazione mista

Simbologia adottata

- n° Indice combinazione
 - N Carico verticale totale, espresso in [kg]
 - Q_{U,FOND} carico limite del terreno afferente alla fondazione, espresso in [kg]
 - Q_{U,PALI} carico limite del terreno afferente alla palificata, espresso in [kg]
 - Q_U carico limite (Q_{U,FOND}+Q_{U,PALI}), espresso in [kg]
 - Qd Portanza di progetto, espresso in [kg]
 - FS Fattore di sicurezza (rapporto tra Qd/N)
- La portanza ultima dei pali Q_{U,PALI} è riferita ad un metro di muro. Si ricava come: $\sum_{n^{\circ} \text{ file pali}} [(Pp + Pl - A - Wp) * Np] / L$
 dove:
- Pp, portanza alla punta
 - Pl, portanza laterale
 - A, attrito negativo
 - Wp, peso del palo
 - Np, numero di pali della fila
 - L, lunghezza del muro
- I valori sopra elencati sono riportati nei dettagli della portanza verticale dei pali.

n°	N [kg]	Q _{U,FOND} [kg]	Q _{U,PALI} [kg]	Q _U [kg]	Qd [kg]	FS
2	103371	801976	983134	1785109	1487591	17.269

Dettagli calcolo portanza (fondazione superficiale)

Simbologia adottata

- n° Indice combinazione
 - Nc, Nq, Ny Fattori di capacità portante
 - ic, iq, iy Fattori di inclinazione del carico
 - dc, dq, dy Fattori di profondità del piano di posa
 - gc, gq, gy Fattori di inclinazione del profilo topografico
 - bc, bq, by Fattori di inclinazione del piano di posa
 - sc, sq, sy Fattori di forma della fondazione
 - pc, pq, py Fattori di riduzione per punzonamento secondo Vesic
 - Re Fattore di riduzione capacità portante per eccentricità secondo Meyerhof
 - Ir, Irc Indici di rigidità per punzonamento secondo Vesic
 - ry Fattori per tener conto dell'effetto piastra. Per fondazioni che hanno larghezza maggiore di 2 m, il terzo termine della formula trinomia 0.5ByNy viene moltiplicato per questo fattore
 - D Affondamento del piano di posa, espresso in [m]
 - B' Larghezza fondazione ridotta, espresso in [m]
 - H Altezza del cuneo di rottura, espresso in [m]
 - γ Peso di volume del terreno medio, espresso in [kg/mc]
 - φ Angolo di attrito del terreno medio, espresso in [°]
 - c Coesione del terreno medio, espresso in [kg/cm^q]
- Per i coeff. che in tabella sono indicati con il simbolo '--' sono coeff. non presenti nel metodo scelto (Hansen).

n°	Nc Nq Ny	ic iq iy	dc dq dy	gc gq gy	bc bq by	sc sq sy	pc pq py	Ir	Irc	Re	ry
2	50.585 37.752 40.053	0.658 0.667 0.562	1.153 1.094 1.000	0.932 0.630 0.630	1.000 1.000 1.000	-- -- --	-- -- --	--	--	0.784	0.901

n°	D [m]	B' [m]	H [m]	γ [°]	φ [kg/mc]	c [kg/cm ^q]
2	1,91	5,00	4,91	2360	36.00	0,15

Dettagli calcolo portanza verticale (pali)

Simbologia adottata

- n° Indice palo
- Nc, Nq Coeff. di capacità portante
- N'c, N'q Coeff. di capacità portante corretti
- Zc Massima profondità andamento pressione geostatica, espressa in [m]
- Pp, Pl Portanza di punta e laterale caratteristica, espresse in [kg]
- A Attrito negativo, espresso in [kg]
- Wp Peso palo, espresso in [kg]

n°	Nc	N'c	Nq	N'q	Zc [m]	Pp [kg]	Pl [kg]	A [kg]	Wp [kg]
1	87.471	87.471	60.000	60.000	--	3095796	211445	0	28274
2	79.007	79.007	52.308	52.308	--	1465230	198366	0	28274

Verifica a ribaltamento

Simbologia adottata

- n° Indice combinazione
 - Ms Momento stabilizzante, espresso in [kgm]
 - Mr Momento ribaltante, espresso in [kgm]
 - FS Fattore di sicurezza (rapporto tra momento stabilizzante e momento ribaltante)
- La verifica viene eseguita rispetto allo spigolo inferiore esterno della fondazione

n°	Ms	Mr	FS
----	----	----	----

	[kgm]	[kgm]	
9 - EQU (A1-M1-R3) H - V	6141937	326960	18.785

Verifica stabilità globale muro + terreno

Simbologia adottata

Ic	Indice/Tipo combinazione
C	Centro superficie di scorrimento, espresso in [m]
R	Raggio, espresso in [m]
FS	Fattore di sicurezza

Ic	C	R	FS
	[m]	[m]	
5 - GEO (A2-M2-R2) H + V	-4,50; 4,50	20,66	2.154

Dettagli strisce verifiche stabilità

Simbologia adottata

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]
Qy	carico sulla striscia espresso in [kg]
Qf	carico acqua sulla striscia espresso in [kg]
α	angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)
ϕ	angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
c	coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kg/cmq]
b	larghezza della striscia espressa in [m]
u	pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kg/cmq]
Tx; Ty	Resistenza al taglio fornita dai tiranti in direzione X ed Y espressa in [kg/cmq]

Combinazione n° 5 - GEO (A2-M2-R2) H + V

n°	W [kg]	Qy [kg]	Qf [kg]	b [m]	α [°]	ϕ [°]	c [kg/cmq]	u [kg/cmq]	Tx; Ty [kg]
1	6014	0	0	15,67 - 1,35	71.412	36.000	0,15	0,000	
2	15682	0	0	1,35	61.716	36.000	0,15	0,000	
3	21977	0	0	1,35	54.537	36.000	0,15	0,000	
4	26707	0	0	1,35	48.487	36.000	0,15	0,000	5096; 0
5	30431	0	0	1,35	43.099	36.000	0,15	0,000	
6	33416	0	0	1,35	38.155	36.000	0,15	0,000	
7	35814	0	0	1,35	33.530	36.000	0,15	0,000	
8	37722	0	0	1,35	29.142	36.000	0,15	0,000	
9	39205	0	0	1,35	24.935	36.000	0,15	0,000	
10	40359	0	0	1,35	20.869	36.000	0,15	0,000	
11	42022	0	0	1,35	16.910	36.000	0,15	0,000	
12	46354	0	0	1,35	13.033	36.000	0,15	0,000	
13	23135	0	0	1,35	9.216	36.000	0,15	0,000	
14	21926	0	0	1,35	5.440	36.000	0,15	0,000	
15	20145	0	0	1,35	1.688	36.000	0,15	0,000	
16	18839	0	0	1,35	-2.057	36.000	0,15	0,000	
17	17256	0	0	1,35	-5.810	36.000	0,15	0,000	
18	15906	0	0	1,35	-9.589	36.000	0,15	0,000	
19	14661	0	0	1,35	-13.411	36.000	0,15	0,000	
20	13182	0	0	1,35	-17.295	36.000	0,15	0,000	
21	11456	0	0	1,35	-21.264	36.000	0,15	0,000	
22	9464	0	0	1,35	-25.343	36.000	0,15	0,000	
23	7180	0	0	1,35	-29.565	36.000	0,15	0,000	
24	4568	0	0	1,35	-33.974	36.000	0,15	0,000	
25	1577	0	0	-18,06 - 1,35	-38.393	36.000	0,15	0,000	

Resistenza al taglio pali 165714 [kg]

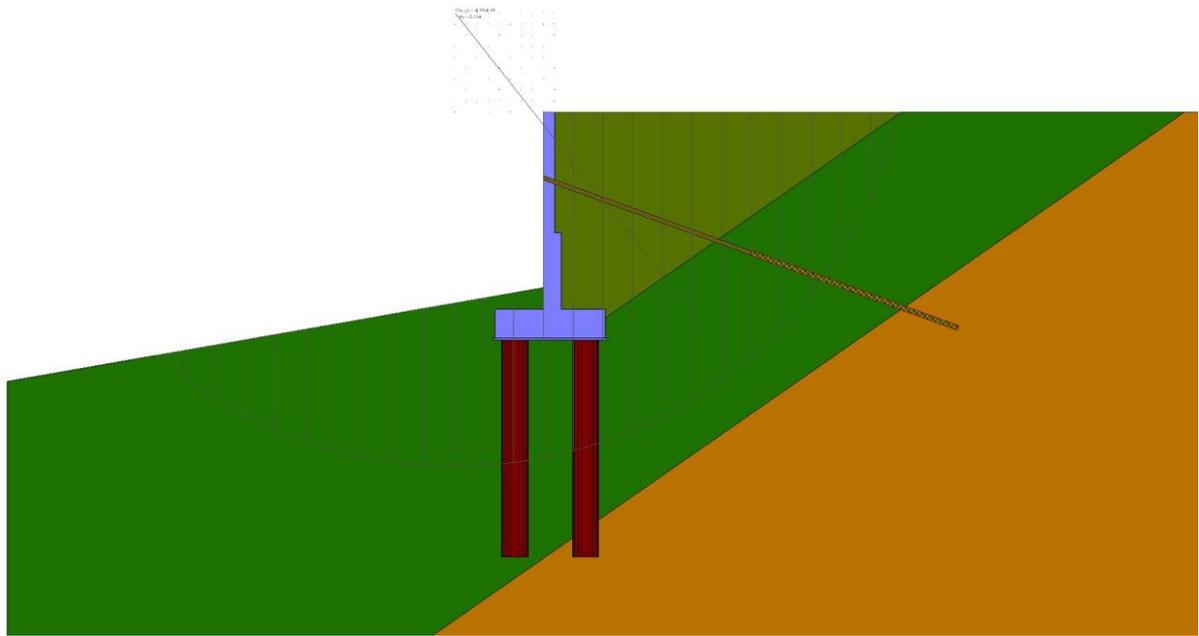


Fig. 7 - Stabilità fronte di scavo - Cerchio critico (Combinazione n° 5)

Tiranti

Simbologia adottata

- It Indice tirante (tra parentesi viene indicata la posizione P: paramento, F: fondazione)
- S Ordinata sul paramento o ascissa sulla fondazione, espressa in [m]
- Ic Indice combinazione

Dettagli di calcolo

Simbologia adottata

- Lf Lunghezza bulbo fondazione necessaria ad assorbire il tiro in esercizio, espressa in [m]. In grassetto la lunghezza usata nel calcolo della resistenza
- Lt Lunghezza totale (lunghezza del bulbo di fondazione + tratto inefficace), espressa in [m]. In grassetto la lunghezza massima
- N Tiro in esercizio sul tirante, espresso in [kg]. In grassetto il tiro massimo in esercizio
- Nx/ml, Ny/ml Componente in direzione X ed Y del tiro a metro lineare, espresso in [kg]
- R Resistenza di progetto, espresso in [kg]
- Rx/ml, Ry/ml Resistenza in direzione X ed Y a metro lineare, espressa in [kg]

It	S [m]	Ic	Lf [m]	Lt [m]	N [kg]	Nx/ml [kg]	Ny/ml [kg]	R [kg]	Rx/ml [kg]	Ry/ml [kg]
1 [P]	3,00	2	9,80	19,80	56912	25976	9455	58488	25976	9455
			10,00	20,00	56912					

Verifica di resistenza allo sfilamento

Simbologia adottata

- R1 Resistenza allo sfilamento del tirante dal terreno, espressa in [kg]
- R2 Resistenza di aderenza malta-armatura, espressa in [kg]
- R3 Resistenza malta, espressa in [kg]
- R Resistenza (minimo tra R1, R2 e R3), espressa in [kg]
- N Tiro in esercizio sul tirante, espresso in [kg]
- FS Fattore di sicurezza (rapporto R/N)

It	S [m]	Ic	R1 [kg]	R2 [kg]	R3 [kg]	R [kg]	N [kg]	FS
1 [P]	3,00	2	58488	111450	669249	58488	56912	1.028

Verifica delle tensioni massime nell'armatura del tirante

Simbologia adottata

- N_{MAX} Tiro massimo in esercizio sul tirante, espresso in [kg]
- A Area del tirante, espresso in [cmq]
- σ_f Tensione nel tirante (N_{MAX}/A), espresso in [kg/cmq]
- σ_{lim} Tensione limite dell'acciaio del tirante, espresso in [kg/cmq]

It	S [m]	N _{MAX} [kg]	A [cmq]	σ _f [kg/cmq]	σ _{lim} [kg/cmq]
1 [P]	3,00	56912	6,95	8188,83	13913,04

Verifiche di gerarchia

Simbologia adottata

Rs	Resistenza di progetto allo snervamento, espresso in [kg]
R1	Resistenza allo sfilamento del tirante dal terreno, espressa in [kg]
FS	Fattore di sicurezza verifica di gerarchia (rapporto Rs/R1)

It	S	Ic	Rs	R1	FS
	[m]		[kg]	[kg]	
1 [P]	3,00	2	58488	96696	1.653

Spostamenti

Simbologia adottata

Cmb	Tipo combinazione
<u>Modello a blocchi</u>	
X	Spostamento in direzione X (positivo verso monte), espresso in [cm]
Y	Spostamento in direzione Y (positivo verso l'alto), espresso in [cm]
Phi	Rotazione (positiva antioraria), espresso in [°]

Spostamenti ottenuti con il modello a blocchi

Cmb	X	Y	Phi
	[cm]	[cm]	[°]
2 - STR (A1-M1-R3) H + V	-1,03653	-0,10846	0,03293

Verifiche strutturali

Verifiche a flessione

Elementi calcolati a trave

Simbologia adottata

n°	indice sezione
B	larghezza sezione espresso in [cm]
H	altezza sezione espressa in [cm]
Afi	area ferri inferiori espresso in [cmq]
Afs	area ferri superiori espressa in [cmq]
M	momento agente espressa in [kgm]
N	sfuerzo normale agente espressa in [kg]
Mrd	momento resistente espresso in [kgm]
Nrd	sfuerzo normale resistente espresso in [kg]
FS	fattore di sicurezza (rapporto tra sollecitazione ultima e sollecitazione agente)

Elementi calcolati a piastra

Simbologia adottata

n°	indice sezione
Y	ordinata sezione espressa in [m]
B	larghezza sezione espresso in [cm]
H	altezza sezione espressa in [cm]
Afi, Afs	area ferri inferiori e superiori, espresso in [cmq]
Mp, Mn	momento positivo e negativo agente espressa in [kgm]
Mrd	momento resistente espresso in [kgm]
FS	fattore di sicurezza (rapporto tra sollecitazione ultima e sollecitazione agente)

Oggetto	Is	B	H	Afi	Afs	M	N	Mu	Nu	FS
		[cm]	[cm]	[cmq]	[cmq]	[kgm]	[kg]	[kgm]	[kg]	
Piastra paramento	10-1-S	100	80	18,10	18,10			-52862		1.201
Piastra fondazione	51-10-S	100	130	18,10	18,10			88615		1.086
Palo c.a. 1	1	120		127,42		161957	33376	242227	33376	1.496
Palo c.a. 2	1	120		95,57		135294	264668	268309	264668	1.983

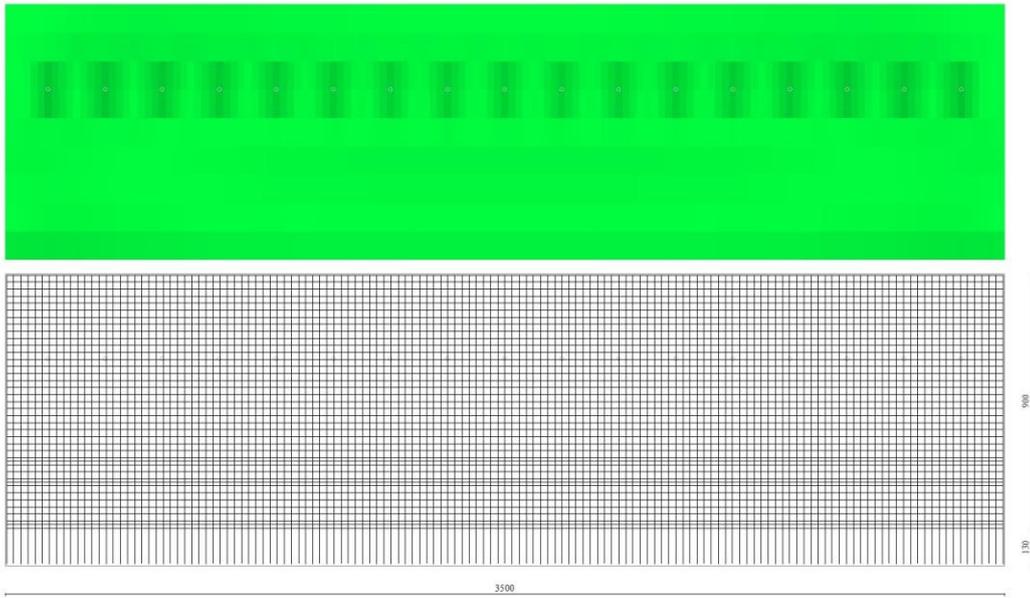


Fig. 8 - Piastra paramento dir. X (Inviluppo)

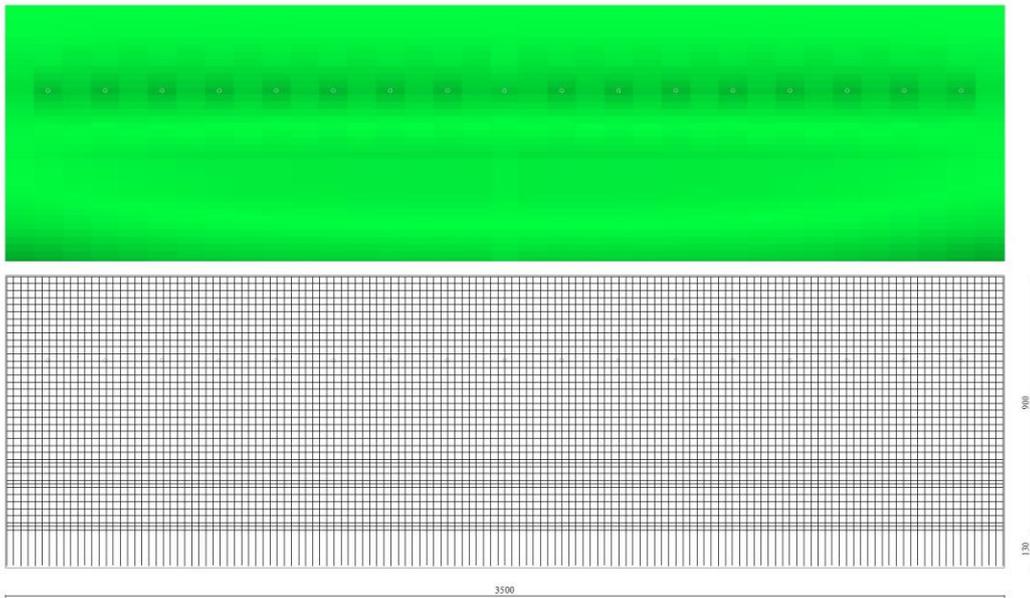


Fig. 9 - Piastra paramento dir. Y (Inviluppo)

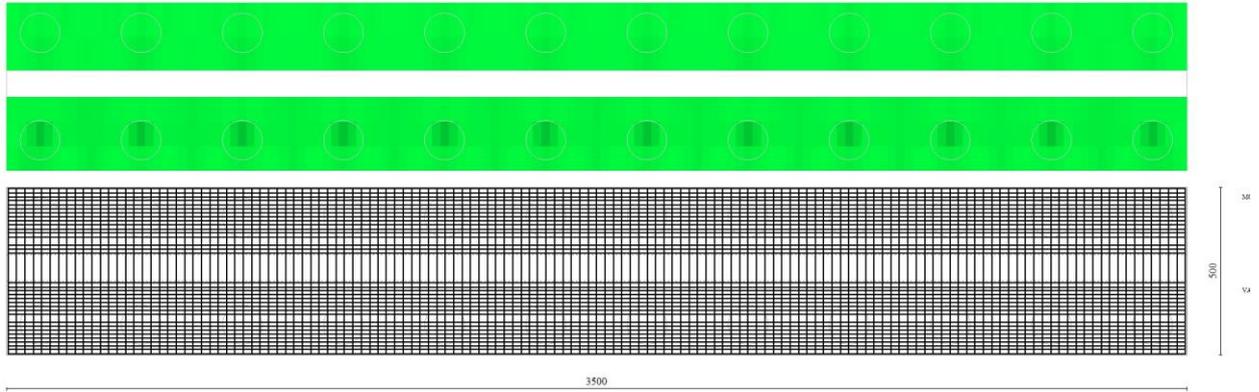


Fig. 10 - Piastra fondazione dir. X (Inviluppo)

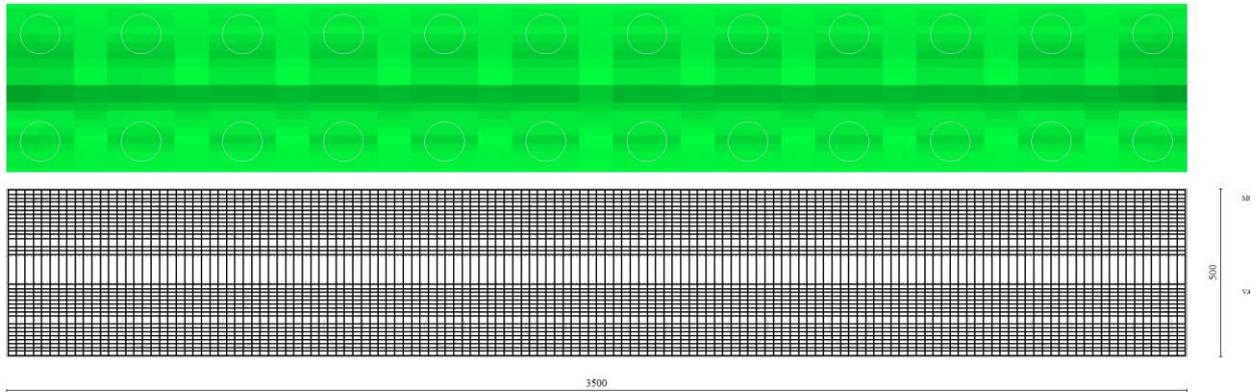


Fig. 11 - Piastra fondazione dir. Y (Inviluppo)

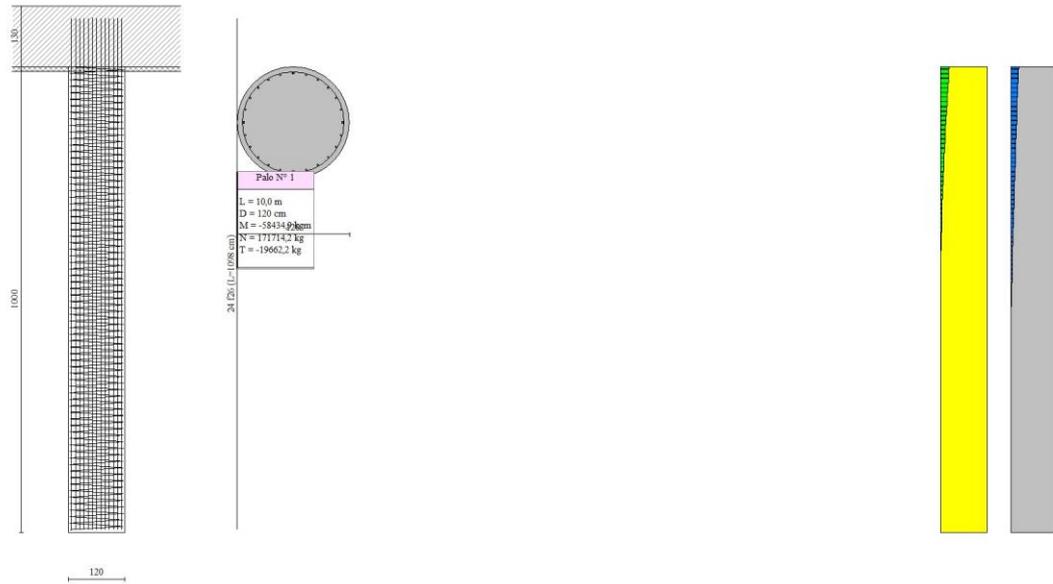


Fig. 12 - Pali (Palo n° 1) (Inviluppo)

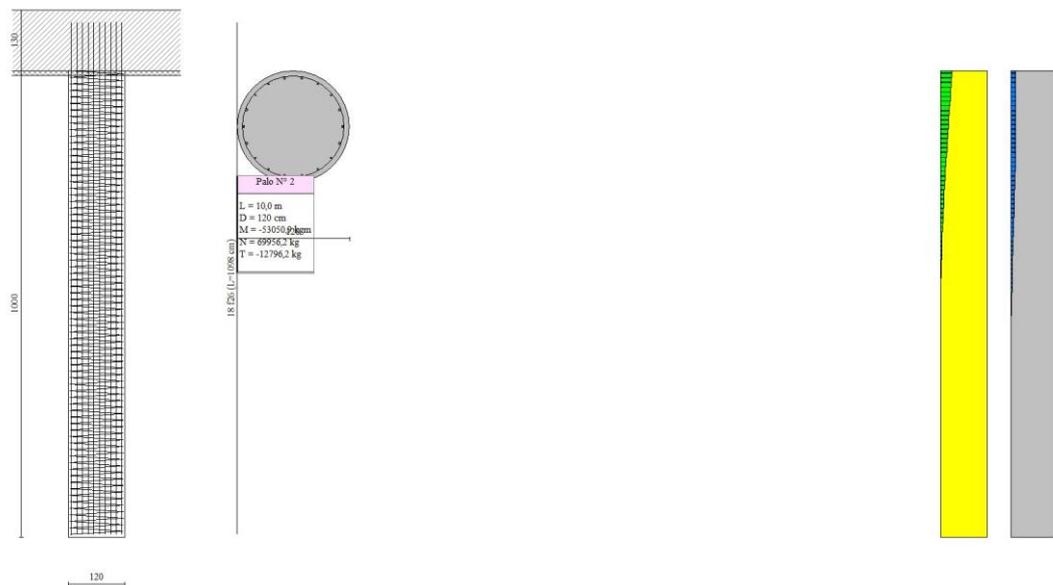


Fig. 13 - Pali (Palo n° 2) (Inviluppo)

Verifiche a taglio

Simbologia adottata

- n° (o Is) indice sezione
- Y ordinata sezione espressa in [m]
- B larghezza sezione espresso in [cm]
- H altezza sezione espressa in [cm]
- A_{sw} area ferri a taglio espresso in [cmq]
- cotgθ inclinazione delle bielle compresse, θ inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
- V_{Rcd} resistenza di progetto a 'taglio compressione' espressa in [kg]
- V_{Rsd} resistenza di progetto a 'taglio trazione' espressa in [kg]
- V_{Rd} resistenza di progetto a taglio espresso in [kg]. Per elementi con armature trasversali resistenti al taglio (A_{sw}>0.0) V_{Rd}=min(V_{Rcd}, V_{Rsd}).
- T taglio agente espressa in [kg]
- FS fattore di sicurezza (rapporto tra sollecitazione resistente e sollecitazione agente)

La verifica a taglio sui pali circolari in c.a. viene eseguita considerando una sezione quadrata inscritta nella circonferenza. Se D è il diametro del palo, il lato della sezione quadrata sulla quale si esegue la verifica è $L = 2^{0.5}/2 D$.

Oggetto	Is	B [cm]	H [cm]	A _{sw} [cmq]	cotθ	V _{Rcd} [kg]	V _{Rsd} [kg]	V _{Rd} [kg]	T [kg]	FS
Piastra paramento	1-1-P	100	80	0,00		0	0	0	0	100.000
Piastra fondazione	45-1-P	73	130	0,00		0	0	0	0	100.000
Palo 1	1	85		226,19	2.500	200232	106751	106751	74706	1.429
Palo 2	7	85		226,19	2.500	231951	106751	106751	42067	2.538

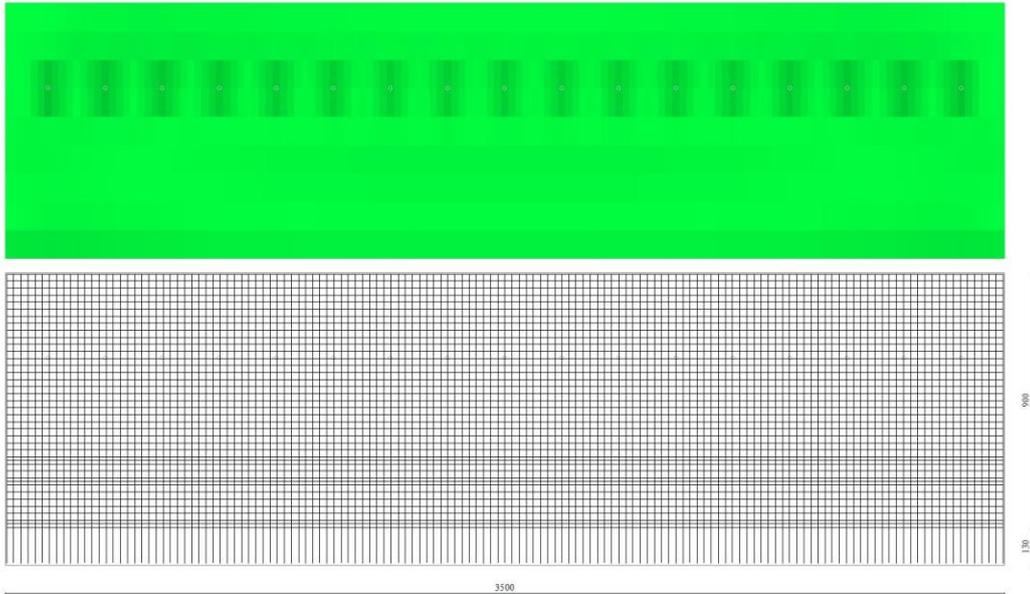


Fig. 14 - Piastra paramento dir. X (Involuppo)

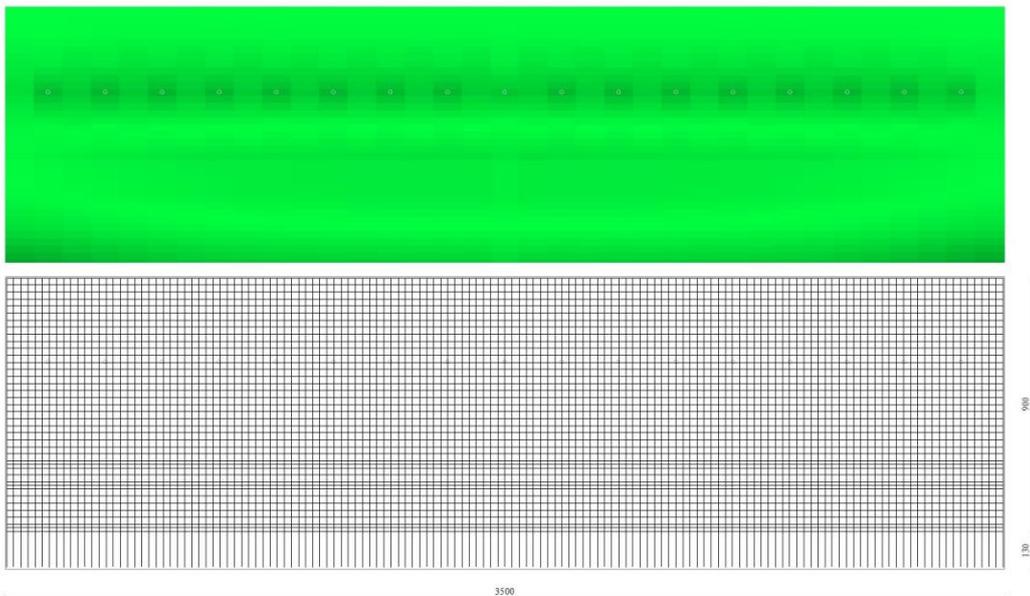


Fig. 15 - Piastra paramento dir. Y (Involuppo)

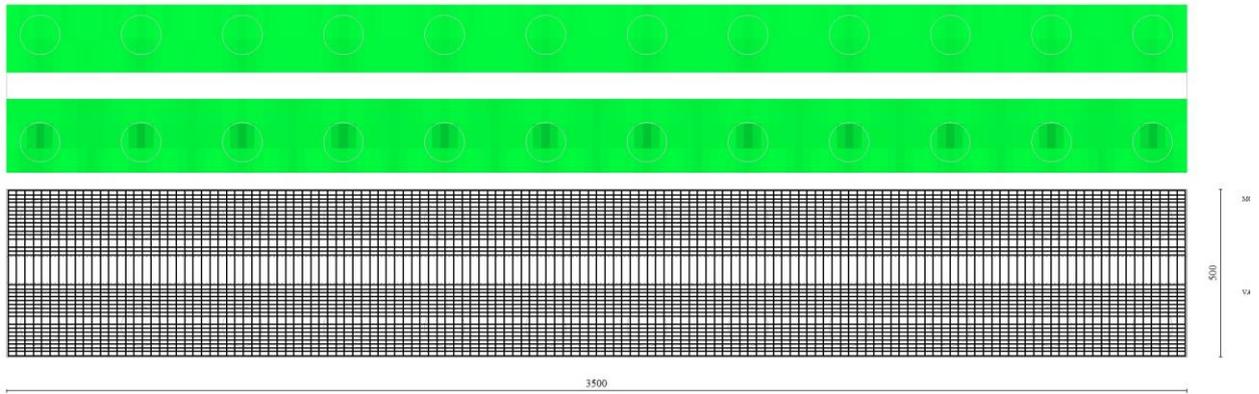


Fig. 16 - Piastra fondazione dir. X (Inviluppo)

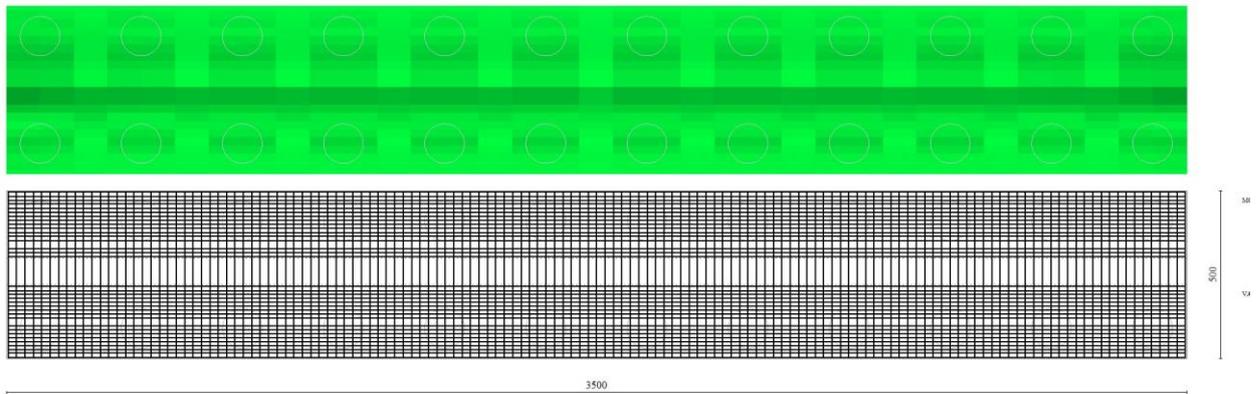


Fig. 17 - Piastra fondazione dir. Y (Inviluppo)

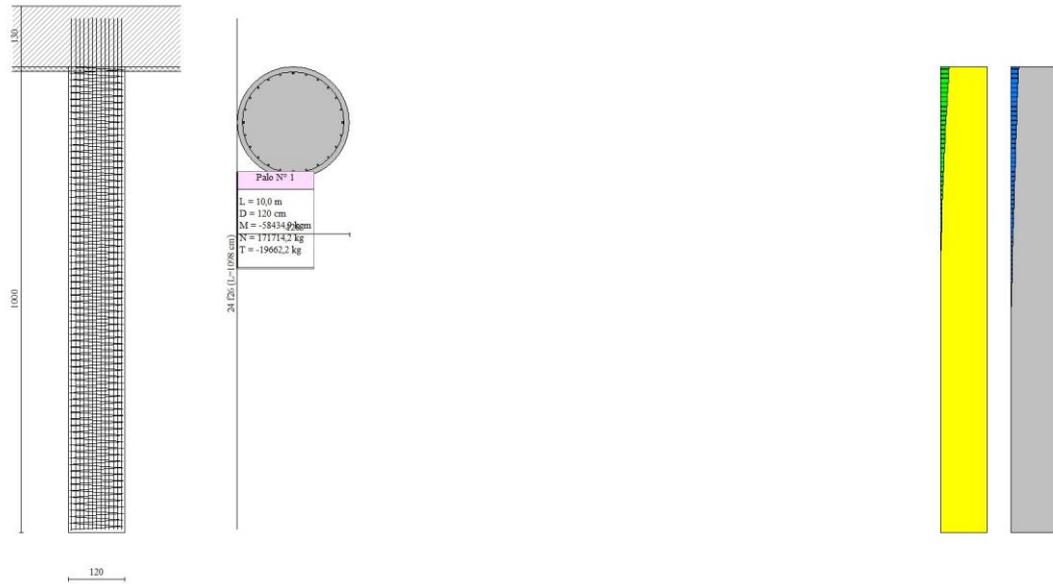


Fig. 18 - Pali (Palo n° 1) (Involuppo)

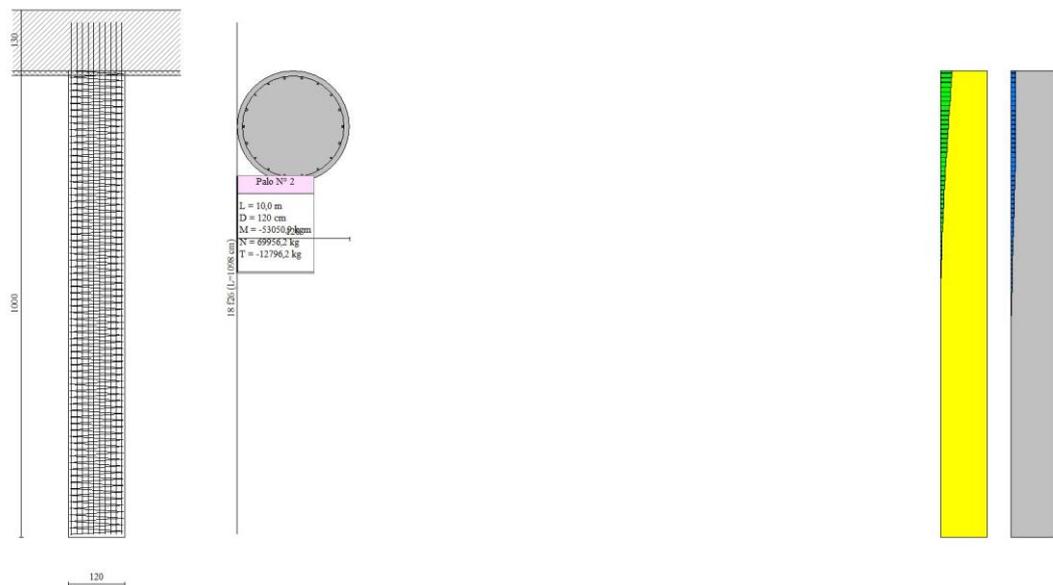


Fig. 19 - Pali (Palo n° 2) (Involuppo)

Verifica delle tensioni

Simbologia adottata

- n° indice sezione
- Y ordinata sezione, espressa in [m]
- B larghezza sezione, espresso in [cm]
- H altezza sezione, espressa in [cm]
- Afi area ferri inferiori, espresso in [cmq]
- Afs area ferri superiori, espressa in [cmq]
- M momento agente, espressa in [kgm]
- N sforzo normale agente, espressa in [kg]
- σ_c tensione di compressione nel cls, espressa in [kg/cmq]
- σ_{fi} tensione nei ferri inferiori, espressa in [kg/cmq]
- σ_{fs} tensione nei ferri superiori, espressa in [kg/cmq]

Combinazioni SLER

Oggetto	Is	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	σ_c [kg/cmq]	$\sigma_{c,lim}$ [kg/cmq]	σ_{fi} [kg/cmq]	σ_{fs} [kg/cmq]	$\sigma_{f,lim}$ [kg/cmq]
Piastra paramento	25-16-S	100	50	18,10	18,10	81,54	203,12	3497,95	812,64	3670,92
Piastra paramento	7-135-P	100	50	10,18	10,18	20,66	203,12	181,81	1163,84	3670,92
Piastra fondazione	51-11-S	100	130	18,10	18,10	42,71	203,12	3081,58	522,47	3670,92
Piastra fondazione	50-137-P	100	130	20,36	20,36	18,00	203,12	222,44	1226,90	3670,92
Palo c.a. 1	1	120		127,42		32,50	203,12	448,85		3670,92
Palo c.a. 2	1	120		95,57		32,97	203,12	669,59		3670,92

Combinazioni SLEF

Oggetto	Is	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	σ_c [kg/cmq]	$\sigma_{c,lim}$ [kg/cmq]	σ_{fi} [kg/cmq]	σ_{fs} [kg/cmq]	$\sigma_{f,lim}$ [kg/cmq]
Piastra paramento	25-16-S	100	50	18,10	18,10	81,54	338,54	3497,95	812,64	4588,65
Piastra paramento	7-135-P	100	50	10,18	10,18	20,66	338,54	181,81	1163,84	4588,65
Piastra fondazione	51-11-S	100	130	18,10	18,10	42,71	338,54	3081,58	522,47	4588,65
Piastra fondazione	50-137-P	100	130	20,36	20,36	18,00	338,54	222,44	1226,90	4588,65
Palo c.a. 1	1	120		127,42		32,50	338,54	448,85		4588,65
Palo c.a. 2	1	120		95,57		32,97	338,54	669,59		4588,65

Combinazioni SLEQ

Oggetto	Is	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	σ_c [kg/cmq]	$\sigma_{c,lim}$ [kg/cmq]	σ_{fi} [kg/cmq]	σ_{fs} [kg/cmq]	$\sigma_{f,lim}$ [kg/cmq]
Piastra paramento	29-16-S	100	50	18,10	18,10	66,49	152,34	2851,98	662,57	4588,65
Piastra paramento	7-135-P	100	50	10,18	10,18	24,45	152,34	215,13	1377,13	4588,65
Piastra fondazione	51-11-S	100	130	18,10	18,10	31,72	152,34	2288,60	388,02	4588,65
Piastra fondazione	46-41-P	73	130	15,27	15,27	14,15	152,34	175,24	954,42	4588,65
Palo c.a. 1	1	120		127,42		59,87	152,34	899,30		4588,65
Palo c.a. 2	1	120		95,57		57,89	152,34	922,50		4588,65

Verifica a fessurazione

Simbologia adottata

n°	indice sezione
Y	ordinata sezione espressa in [m]
B	larghezza sezione espresso in [cm]
H	altezza sezione espressa in [cm]
Af	area ferri zona tesa espresso in [cmq]
Aeff	area efficace espressa in [cmq]
M	momento agente espressa in [kgm]
Mpf	momento di formazione/apertura fessure espressa in [kgm]
ϵ	deformazione espresso in %
Sm	spaziatura tra le fessure espressa in [mm]
w	apertura delle fessure espressa in [mm]

Combinazioni SLER

Oggetto	Is	B [cm]	H [cm]	Af [cmq]	Aeff [cmq]	M [kgm]	Mpf [kgm]	ϵ [%]	Sm [mm]	w [mm]	Wim [mm]
Piastra paramento	25-16-S	100	50	18,10	1269,40	26598	18710	0.120662	268	0,550	0,400
Piastra fondazione	51-11-S	100	130	18,10	1550,00	66536	117756	0.000000	0	0,000	0,400
Palo 1	100	120		26,55	1137,90	-1	98766	0.000000	0	0,000	100,000
Palo 2	100	120		21,24	1752,72	-1	72774	0.000000	0	0,000	100,000

Combinazioni SLEF

Oggetto	Is	B [cm]	H [cm]	Af [cmq]	Aeff [cmq]	M [kgm]	Mpf [kgm]	ϵ [%]	Sm [mm]	w [mm]	Wim [mm]
Piastra paramento	25-16-S	100	50	18,10	1269,40	26598	18710	0.120662	268	0,550	0,400
Piastra fondazione	51-11-S	100	130	18,10	1550,00	66536	117756	0.000000	0	0,000	0,400
Palo 1	100	120		26,55	1137,90	-1	98766	0.000000	0	0,000	0,400
Palo 2	100	120		21,24	1752,72	-1	72774	0.000000	0	0,000	0,400

Combinazioni SLEQ

Oggetto	Is	B [cm]	H [cm]	Af [cmq]	Aeff [cmq]	M [kgm]	Mpf [kgm]	ϵ [%]	Sm [mm]	w [mm]	Wim [mm]
Piastra paramento	25-16-S	100	50	18,10	1269,40	26598	18710	0.089901	268	0,410	0,300
Piastra fondazione	51-11-S	100	130	18,10	1550,00	66536	117756	0.000000	0	0,000	0,300
Palo 1	100	120		26,55	1137,90	6	98766	0.000000	0	0,000	0,300
Palo 2	100	120		21,24	1752,72	8	72774	0.000000	0	0,000	0,300

Dichiarazioni secondo N.T.C. 2018 (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.
- Calcolo della portanza assiale e trasversale dei pali. Progetto e verifica delle armature dei pali inseriti.
- Progetto e verifica della lunghezza di ancoraggio dei tiranti.

L'analisi strutturale sotto le azioni sismiche è condotta con il metodo dell'analisi statica equivalente secondo le disposizioni del capitolo 7 del D.M. 17/01/2018.

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	16.0
Produttore	Aztec Informatica srl, Casali del Manco - loc. Casole Bruzio (CS)
Utente	TPS INGEGNERIA S.R.L.
Licenza	AIU6520C0

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 risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili.

Luogo e data

Il progettista
()
