



OPERAZIONE COFINANZIATA DAL P.O. FESR CAMPANIA 2007-2013 ASSE 6
OBIETTIVO OPERATIVO 6.1 "CITTA' MEDIE"

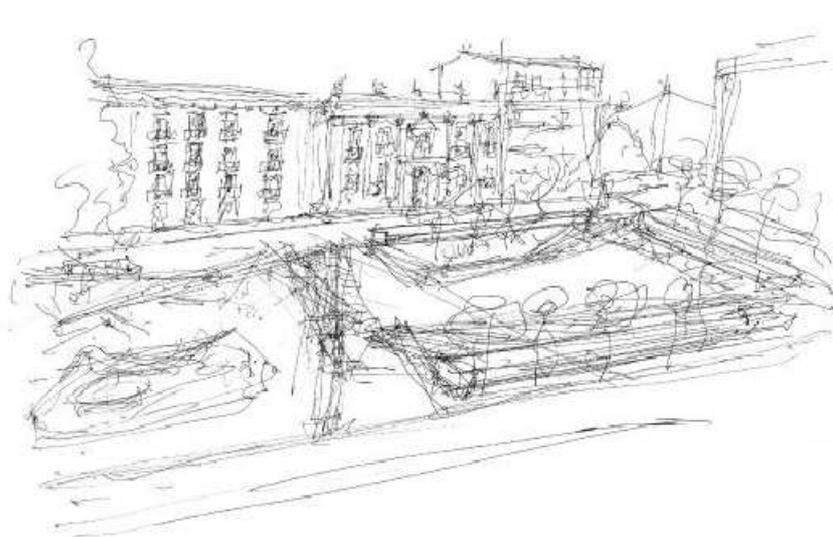
CITTA' DI AVELLINO

PROGRAMMA INTEGRATO URBANO P.I.U. EUROPA CITTA' DI AVELLINO

Attuazione programma "PIU EUROPA CITTA' DI AVELLINO" - AV_PIU_01A_05

Lavori di Riqualificazione Piazza Libertà Sistemazioni superficiali

CUP :G37H12000210006



PROGETTO ESECUTIVO (redatto ai sensi del D.Lgs. 163/2006 e Regolamento n°207/2010 e s.m.i.)

Progettisti

Arch. Rosalia I. Baldanza
Ing. Michele Candela
Arch. Giuseppina Cerchia
Arch. Antonietta Freda
Ing. Diego Mauriello
Arch. Salvatore Porreca

Coordinatore e supervisore della progettazione architettonica

Prof. Arch. Ferruccio Izzo

Consulente Storico - Architettonico

Prof. Arch. Pasquale Belfiore

5.3

Relazioni geotecniche e sulle fondazioni

il Dirigente LL.PP. - R.U.P.
Ing. Luigi A.M. Cicalese

INDICE:

ASPETTI GEOTECNICI GENERALI.....	2
CONDIZIONI GEOSISMICHE – AMPLIFICAZIONE SISMICA LOCALE	3
PERICOLOSITA' SISMICA DEL SITO.....	3
NUOVO CORPO SCALA - ASCENSORE.....	19
CORPO INTERRATO – FONTANA SUD.....	29
NUOVO MANUFATTO COMUNALE IN ACCIAIO E ELEMENTI DI CHIUSURA PREFABBRICATI.....	41
NUOVI MANUFATTI DI SERVIZIO IN ACCIAIO E ELEMENTI DI CHIUSURA PREFABBRICATI.....	51
PARATIA PROVVISORIALE PER SCAVO REALIZZAZIONE NUCLEO SCALA	64

ASPETTI GEOTECNICI GENERALI

La presente Relazione Geotecnica e sulle fondazione fa utilmente riferimento allo studio geologico condotto dal Dott. Geol. Maurizio Raffaele, incaricato dall'Amministrazione per la stesura dell'analisi geologica del sito di interesse. Lo studio geologico è stato rivolto all'individuazione delle caratteristiche geomorfologiche, idrogeologiche e geotecniche dei litotipi presenti nell'area di interesse. Sono stati, dunque, condotti alcuni sopralluoghi facendo riferimento ad indagini geologico-tecniche e sismiche, peraltro alcune già effettuate per la realizzazione dell'adiacente sottopasso per la viabilità di accesso ai parcheggi interrati del mercatone e di Piazza Libertà.

E' stato realizzato un sondaggio geognostico denominato S1 per l'individuare l'esatta stratigrafia dell'area di interesse; inoltre, sono state utilizzate le risultanze delle analisi di laboratorio dei due sondaggi già effettuati nelle vicinanze dell'area di interesse.

Per le caratteristiche geologiche e idrogeologiche "a scala generale" si confronti l'allegata Relazione geologica.

Relativamente alla zona di interesse, i dati acquisiti mediante il rilevamento geologico di campagna e con le indagini eseguite consentono di conoscere la sequenza stratigrafica dei terreni del sottosuolo per cui può essere costruito un modello geotecnico significativo e ben rappresentativo dei terreni interessati dalle singole lavorazioni a farsi.

I terreni in questione sono rappresentati secondo il seguente modello geotecnico:

Da p.c. a 1,00 metri: TERRENO DI RIPORTO

I principali parametri fisico - meccanici sono i seguenti:

- peso dell'unità di volume saturo (γ_{sat}) = 1,60 g/cm³ ;
- peso dell'unità di volume secco (γ_d) = 1,28 g/cm³ ;
- angolo di attrito interno (ϕ) = 23°;
- modulo edometrico (E_d) = 40 kg/cm².

Da 1,00 metri a 4,70 metri: SABBIA LIMOSA GROSSOLANA CON POMICI DA POCO A MEDIAMENTE ADDENSATA.

I principali parametri fisico - meccanici sono i seguenti:

- peso dell'unità di volume saturo (γ_{sat}) = 1,76 g/cm³ ;
- peso dell'unità di volume secco (γ_d) = 1,28 g/cm³ ;
- angolo di attrito interno (ϕ) = 23°;
- coesione (c) = 0,04 kg/cm² ;
- modulo edometrico (E_d) = 49 kg/cm².

Da 4,70 metri a 10,00 metri : LIMO SABBIOSO DA SCIOLTO A MEDIAMENTE ADDENSATO (TUFO GRIGIASTRO).

I principali parametri fisico - meccanici sono i seguenti:

- peso dell'unità di volume saturo (γ_{sat}) = 1,96 g/cm³ ;
- peso dell'unità di volume secco (γ_d) = 1,51 g/cm³ ;
- coesione (c) = 0,11 kg/cm²;
- angolo di attrito interno (Φ) = 31°;



CONDIZIONI GEOSISMICHE – AMPLIFICAZIONE SISMICA LOCALE

L'indagine sismica eseguita in foro di tipo Down-Hole, nel sondaggio S1 riportato nella Relazione Geologica mostra un valore della Vs30 pari a circa 515m/s, corrispondente ad un suolo di tipo B secondo la vigente normativa sismica. Al fine di favorire una maggiore azione cautelativa, concordemente con le valutazioni condotte dal Dott. Geologo, si è prescelta la categoria di suolo C e categoria topografica T1.

PERICOLOSITA' SISMICA DEL SITO

1. PREMESSA

Per valutare se un'opera strutturale è sicura bisogna far riferimento a degli *stati limite*, che possono verificarsi durante un determinato *periodo di riferimento* della stessa opera. Quindi per poter stimare l'azione sismica, che dovrà essere utilizzata nelle verifiche agli stati limite o nella progettazione, bisognerà stabilire:

- in primo luogo la *vita nominale* dell'opera, che congiuntamente alla *classe d'uso*, permette di determinare quel *periodo di riferimento*;
- una volta definito il periodo di riferimento e i diversi stati limite da considerare, una volta definite le relative *probabilità di superamento*, è possibile stabilire il *periodo di ritorno* associato a ciascun stato limite;
- a questo punto è possibile definire la *pericolosità sismica di base* per il sito interessato alla realizzazione dell'opera, facendo riferimento agli studi condotti sul territorio nazionale dal Gruppo di Lavoro 2004 nell'ambito della convenzione-progetto S1 DPC-INGV 2004-2006 e i cui risultati sono stati promulgati mediante l'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri (OPCM) 3519/2006.

2. VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

Nelle NTC08 il periodo di riferimento, che non può essere inferiore a 35 anni, è dato dalla seguente relazione:

$$V_R = V_N \times C_U \quad (2.1)$$

dove:

V_R = *periodo di riferimento*

V_N = *vita nominale*

C_U = *coefficiente d'uso*

La vita nominale di un'opera strutturale V_N , secondo le NTC08, è definita come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata e viene definita attraverso tre diversi valori, a seconda dell'importanza dell'opera e perciò delle esigenze di durabilità:

- $V_N \leq 10$ anni per le opere provvisorie, provvisionali e le strutture in fase costruttiva che però abbiano una durata di progetto ≥ 2 anni.
- $V_N \geq 50$ anni per le opere ordinarie, ponti, infrastrutture e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale.
- $V_N \geq 100$ anni per grandi opere, ponti, infrastrutture e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica.

Nel caso specifico $V_N = 100$ anni.

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso. Le NTC08 prevedono quattro classi d'uso a ciascuna delle quali è associato un valore del coefficiente d'uso:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli. $C_U = 0.7$;

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso *III* o in Classe d'uso *IV*, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti. $C_U = 1.0$;

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso *IV*. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso. $C_U = 1.5$;

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie, ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica. $C_U = 2.0$;

Nel caso in esame viene presa in considerazione la **classe d'uso III** a cui è associato il coefficiente d'uso $C_U = 1,5$.

Una volta ottenuti V_N e C_U , è possibile calcolare il periodo di riferimento V_R , che qui vale:

$$V_R = 100 * 1,5 = 150 \text{ anni.}$$

3. STATI LIMITE, PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO E PERIODO DI RITORNO

Le NTC08 prendono in considerazione 4 possibili *stati limite* (SL) individuati facendo riferimento alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti: due sono *stati limite di esercizio* (SLE) e due sono *stati limite ultimi* (SLU). Uno stato limite è una condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per la quale è stata progettata.

Più in particolare le opere e le varie tipologie strutturali devono essere dotate di capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio (sicurezza nei confronti di SLE) e di capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e di dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone o comportare la perdita di beni, oppure provocare gravi danni ambientali e sociali, oppure mettere fuori servizio l'opera (sicurezza nei confronti di SLU).

Gli stati limite di esercizio sono:

- **Stato Limite di Operatività** (SLO): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- **Stato Limite di Danno** (SLD): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli stati limite ultimi sono:

- **Stato Limite di salvaguardia della Vita** (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- **Stato Limite di prevenzione del Collasso** (SLC): a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Le NTC08, in presenza di azioni sismiche, richiedono le verifiche allo SLO solo per gli elementi non strutturali e per gli impianti di strutture di classi d'uso III e IV (NTC08, punto 7.1). Lo SLO si utilizza anche come riferimento progettuale per quelle opere che devono restare

operative durante e subito dopo il terremoto. Le verifiche allo SLC sono, invece, richieste solo per le costruzioni o ponti con isolamento e/o dissipazione (NTC08, punto 7.10).

Ad ogni stato limite è associata una *probabilità di superamento* P_{VR} (Tabella 3.1), ovvero la probabilità che, nel periodo di riferimento V_R , si verifichi almeno un evento sismico ($n \geq 1$) di a_g prefissata (a_g = accelerazione orizzontale massima del suolo) avente frequenza media annua di ricorrenza $\lambda = 1/T_R$ (T_R = periodo di ritorno).

Tabella 3.1 – Stati limite e rispettive probabilità di superamento, nel periodo di riferimento V_R

Stati limite			P_{VR}
Stati limite di esercizio	Stato limite di operatività	SLO	81%
	Stato limite di danno	SLD	63%
Stati limite ultimi	Stato limite di salvaguardia della vita	SLV	10%
	Stato limite di prevenzione del collasso	SLC	5%

Fissati V_R e P_{VR} associata ad ogni stato limite, è possibile calcolare il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R , espresso in anni, mediante l'espressione riportata nell'**Allegato A** delle NTC08:

$$T_R = - \frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} \quad (3.1)$$

Tale relazione tra P_{VR} (probabilità) e T_R (statistica) risulta biunivoca poiché utilizza la distribuzione discreta Poissoniana.

Poiché è $V_R = 150$ anni, il tempo di ritorno T_R sarà:

Tabella 3.2 – Stati limite e rispettivi tempi di ritorno, nel periodo di riferimento V_R

Stati limite			T_R
Stati limite di esercizio	Stato limite di operatività	SLO	90
	Stato limite di danno	SLD	151
Stati limite ultimi	Stato limite di salvaguardia della vita	SLV	1424
	Stato limite di prevenzione del collasso	SLC	2475

4. DEFINIZIONE DELLA PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE

La pericolosità sismica di base, cioè le caratteristiche del moto sismico atteso al sito di interesse, nelle NTC08, per una determinata probabilità di superamento, si può ritenere definita quando vengono designati un'accelerazione orizzontale massima (a_g) ed il corrispondente spettro di risposta elastico in accelerazione, riferiti ad un suolo rigido e ad una superficie topografica orizzontale.

Per poter definire la pericolosità sismica di base le NTC08 si rifanno ad una procedura basata sui risultati disponibili anche sul sito web dell'INGV <http://esse1-gis.mi.ingv.it/>, nella sezione "Mappe interattive della pericolosità sismica".

Secondo le NTC08 le forme spettrali sono definite per 9 differenti periodi di ritorno T_R (30, 50, 72, 101, 140, 201, 475, 975 e 2475 anni) a partire dai valori dei seguenti parametri riferiti a terreno rigido orizzontale, cioè valutati in condizioni ideali di sito, definiti nell'Allegato A alle NTC08:

a_g = accelerazione orizzontale massima;

F_0 = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T_C^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

I tre parametri si ricavano per il 50° percentile ed attribuendo a:

a_g , il valore previsto dalla pericolosità sismica S1

F_0 e T_C^* i valori ottenuti imponendo che le forme spettrali in accelerazione, velocità e spostamento previste dalle NTC08 scartino al minimo dalle corrispondenti forme spettrali previste dalla pericolosità sismica S1 (il minimo è ottenuto ai minimi quadrati, su valori normalizzati).

I valori di questi parametri vengono forniti in tabella (figura 4.2), contenuta nell'Allegato B delle NTC08, per i 10751 punti di un reticolo di riferimento in cui è suddiviso il territorio nazionale, identificati dalle coordinate geografiche longitudine e latitudine.

ID	LON	LAT	$T_R = 30$			$T_R = 50$			$T_R = 72$			$T_R = 101$		
			a_g	F_0	T_C^*	a_g	F_0	T_C^*	a_g	F_0	T_C^*	a_g	F_0	T_C^*
13111	6.5448	45.1340	0.263	2.500	0.180	0.340	2.510	0.210	0.394	2.550	0.220	0.469	2.490	0.240
13333	6.5506	45.0850	0.264	2.490	0.180	0.341	2.510	0.210	0.395	2.550	0.220	0.469	2.490	0.240
13555	6.5564	45.0350	0.264	2.500	0.180	0.340	2.510	0.200	0.393	2.550	0.220	0.466	2.500	0.240
13777	6.5621	44.9850	0.263	2.500	0.180	0.338	2.520	0.200	0.391	2.550	0.220	0.462	2.510	0.240
12890	6.6096	45.1880	0.284	2.460	0.190	0.364	2.510	0.210	0.431	2.500	0.220	0.509	2.480	0.240
13112	6.6153	45.1390	0.286	2.460	0.190	0.366	2.510	0.210	0.433	2.500	0.220	0.511	2.480	0.240
13334	6.6210	45.0890	0.288	2.460	0.190	0.367	2.510	0.210	0.434	2.500	0.220	0.511	2.490	0.240
13556	6.6268	45.0390	0.288	2.460	0.190	0.367	2.510	0.210	0.433	2.510	0.220	0.510	2.490	0.240
13778	6.6325	44.9890	0.288	2.460	0.190	0.366	2.520	0.210	0.430	2.510	0.220	0.507	2.500	0.240
14000	6.6383	44.9390	0.286	2.470	0.190	0.363	2.520	0.210	0.426	2.520	0.220	0.502	2.500	0.240
14222	6.6439	44.8890	0.284	2.470	0.190	0.360	2.530	0.210	0.421	2.530	0.220	0.497	2.500	0.240
12891	6.6803	45.1920	0.306	2.430	0.200	0.389	2.500	0.210	0.467	2.470	0.230	0.544	2.490	0.230
10228	6.6826	45.7940	0.283	2.420	0.200	0.364	2.460	0.220	0.430	2.460	0.240	0.505	2.440	0.250
13113	6.6860	45.1430	0.309	2.430	0.200	0.391	2.510	0.210	0.470	2.470	0.230	0.546	2.490	0.230
10450	6.6885	45.7450	0.278	2.440	0.200	0.356	2.480	0.220	0.415	2.500	0.230	0.485	2.470	0.250
13335	6.6915	45.0930	0.310	2.430	0.200	0.392	2.510	0.210	0.470	2.480	0.230	0.546	2.500	0.230
10672	6.6942	45.6950	0.275	2.450	0.200	0.351	2.490	0.210	0.406	2.520	0.230	0.475	2.490	0.250
13557	6.6973	45.0430	0.311	2.440	0.200	0.392	2.520	0.210	0.469	2.480	0.230	0.545	2.500	0.230
13779	6.7029	44.9930	0.310	2.440	0.200	0.391	2.520	0.210	0.467	2.480	0.230	0.543	2.500	0.230

Figura 4.2 – Stralcio della tabella contenuta nell'Allegato B delle NTC08, che fornisce i 3 parametri di pericolosità sismica, per diversi periodi di ritorno e per ogni nodo del reticolo che viene identificato da un ID e dalle coordinate geografiche.

Qualora la pericolosità sismica del sito sul reticolo di riferimento non consideri il periodo di ritorno T_R corrispondente alla V_R e P_{V_R} fissate, il valore del generico parametro p ad esso corrispondente potrà essere ricavato per interpolazione (figura 3), a partire dai dati relativi ai tempi di ritorno previsti nella pericolosità di base, utilizzando la seguente espressione dell'Allegato A alle NTC08:

$$\log(p) = \log(p_1) + \log\left(\frac{p_2}{p_1}\right) \times \log\left(\frac{T_R}{T_{R1}}\right) \times \left[\log\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right)\right]^{-1} \quad (4.1)$$

nella quale p è il valore del parametro di interesse (a_g , F_0 , T_C^*) corrispondente al periodo di ritorno T_R desiderato, mentre $p_{1, 2}$ è il valore di tale parametro corrispondente al periodo di ritorno $T_{R1, 2}$.

Per un qualunque punto del territorio non ricadente nei nodi del reticolo di riferimento, i valori dei parametri p possono essere calcolati come media pesata dei valori assunti da tali parametri nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento contenente il punto in esame, utilizzando l'espressione dell'Allegato A alle NTC08:

$$p = \frac{\sum_{i=1}^4 \frac{p_i}{d_i}}{\sum_{i=1}^4 \frac{1}{d_i}} \quad (4.2)$$

nella quale p è il valore del parametro di interesse (a_g , F_0 , T_C^*) corrispondente al punto considerato, p_i è il valore di tale parametro nell' i -esimo vertice della maglia elementare contenente il punto in esame e d_i è la distanza del punto in esame dall' i -esimo vertice della suddetta maglia.

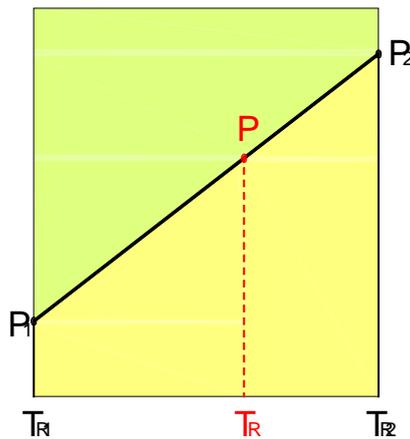


Figura 4.3 – Interpolazione dei periodi di ritorno, per ottenere i parametri di pericolosità sismica, in accordo alla procedura delle NTC08.

La procedura per interpolare le coordinate geografiche è schematizzata nella figura 4.

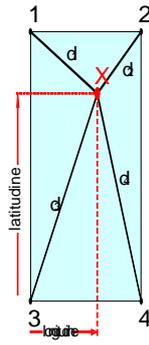


Figura 4.4 – Interpolazione delle coordinate geografiche, per ottenere i parametri di pericolosità sismica, in accordo alla procedura delle NTC08.

Pertanto per poter procedere all'interpolazione delle coordinate geografiche, in accordo alla procedura delle NTC08, bisogna calcolare le distanze che intercorrono tra i 4 punti del reticolo e il punto di interesse. Questo calcolo può essere eseguito approssimativamente utilizzando le formule della trigonometria sferica, che danno la distanza geodetica tra due punti, di cui siano note le coordinate geografiche. Utilizzando quindi il teorema di Eulero, la distanza d tra due punti, di cui siano note latitudine e longitudine, espresse però in radianti, si ottiene dall'espressione seguente:

$$d = R \cdot \arccos[\sin(\text{lat}\beta) \cdot \sin(\text{lat}\alpha) + \cos(\text{lat}\beta) \cdot \cos(\text{lat}\alpha) \cdot \cos(\text{lon}\alpha - \text{lon}\beta)] \quad (4.3)$$

dove $R = 6371$ è il raggio medio terrestre in km, mentre $\text{lat}\alpha$, $\text{lon}\alpha$, $\text{lat}\beta$ e $\text{lon}\beta$ sono la latitudine e la longitudine, espresse in radianti, di due punti A e B di cui si vuole calcolare la distanza.

La formula di interpolazione sopra proposta, semplice da usare, presenta però l'inconveniente di condurre a valori di pericolosità lievemente diversi per punti affacciati ma appartenenti a maglie contigue. La modestia delle differenze (scostamenti in termini di PGA dell'ordine di $\pm 0,01g$ ossia della precisione dei dati) a fronte della semplicità d'uso, rende tale stato di cose assolutamente accettabile.

Qualora si vogliano rappresentazioni continue della funzione interpolata, si dovrà ricorrere a metodi di interpolazione più complessi, ad esempio i polinomi di Lagrange.

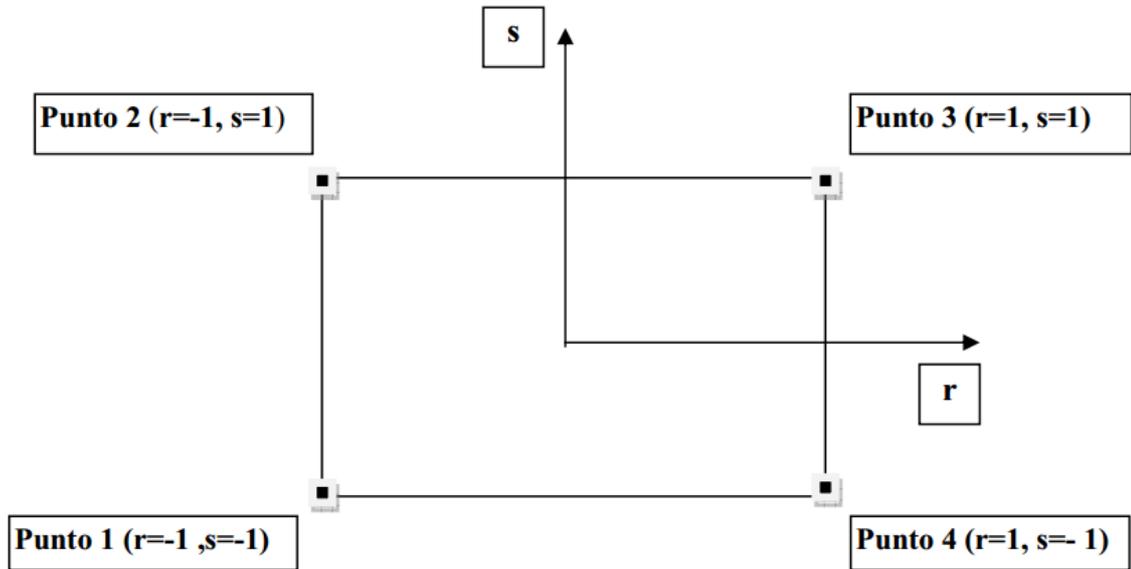


Figura 4.5 – Applicazione dell'interpolazione bilineare.

Definiti i 4 vertici di una generica maglia i polinomi di Lagrange sono così determinati:

$$h_1 = (1 - r)(1 - s)/4 \quad (4.4)$$

$$h_2 = (1 - r)(1 + s)/4 \quad (4.5)$$

$$h_3 = (1 + r)(1 + s)/4 \quad (4.6)$$

$$h_4 = (1 + r)(1 - s)/4 \quad (4.7)$$

Tra le coordinate x, y di un punto generico e le coordinate r, s dello stesso punto valgono le seguenti relazioni:

$$4x = \sum_{i=1}^4 h_i x_i = [(1 - r)(1 - s)x_1 + (1 - r)(1 + s)x_2 + (1 + r)(1 + s)x_3 + (1 + r)(1 - s)x_4] \quad (4.8)$$

$$4y = \sum_{i=1}^4 h_i y_i = [(1 - r)(1 - s)y_1 + (1 - r)(1 + s)y_2 + (1 + r)(1 + s)y_3 + (1 + r)(1 - s)y_4] \quad (4.9)$$

La soluzione del sistema di equazioni non lineari è ottenuta iterativamente e, tramite i valori di r ed s , si determinano i parametri a_g, F_0, T_c^* dall'equazione:

$$4p = \sum_{i=1}^4 h_i p_i = [(1-r)(1-s)p_1 + (1-r)(1+s)p_2 + (1+r)(1+s)p_3 + (1+r)(1-s)p_4] \quad (4.10)$$

Dove p rappresenta il parametro cercato.

5. Pericolosità sismica di sito

Il moto generato da un terremoto in un sito dipende dalle particolari condizioni locali, cioè dalle caratteristiche topografiche e stratigrafiche dei depositi di terreno e degli ammassi rocciosi e dalle proprietà fisiche e meccaniche dei materiali che li costituiscono. Per la singola opera o per il singolo sistema geotecnico la risposta sismica locale consente di definire le modifiche che un segnale sismico subisce, a causa dei fattori anzidetti, rispetto a quello di un sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (sottosuolo di categoria A, definito al § 3.2.2).

5.1. Coefficienti sismici

I coefficienti sismici orizzontale K_h e verticale K_v dipendono del punto in cui si trova il sito oggetto di analisi e del tipo di opera da calcolare. Il parametro di entrata per il calcolo è il tempo di ritorno (T_R) dell'evento sismico che è valutato come segue:

$$T_R = -V_R / \ln(1 - PVR)$$

Con V_R vita di riferimento della costruzione e PVR probabilità di superamento, nella vita di riferimento, associata allo stato limite considerato. La vita di riferimento dipende dalla vita nominale della costruzione e dalla classe d'uso della costruzione (in linea con quanto previsto al punto 2.4.3 delle NTC). In ogni caso V_R non può essere inferiore a 35 anni.

5.2. Stabilità dei pendii e fondazioni

Nel caso di stabilità dei pendii i coefficienti K_h e K_v sono così determinati:

$$K_h = \beta_s \times (a_{\max} / g)$$

$$K_v = \pm 0,5 \times K_h$$

Con

β_s coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

a_{\max} accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g accelerazione di gravità.

I valori di β_s sono riportati nella tabella 5.1.

Tabella 5.1 – Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,20

Tutti i fattori presenti nelle precedenti formule dipendono dall'accelerazione massima attesa al sito di riferimento rigido e dalle caratteristiche geomorfologiche del territorio.

$$a_{\max} = S_S S_T a_g$$

S_S (effetto di amplificazione stratigrafica) ($0.90 \leq S_S \leq 1.80$) è funzione di F_0 (Fattore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e della categoria di suolo (A, B, C, D, E).

S_T (effetto di amplificazione topografica), varia con il variare delle quattro categorie topografiche:

$$\mathbf{T1: } S_T = 1.0; \mathbf{T2: } S_T = 1.20; \mathbf{T3: } S_T = 1.2; \mathbf{T4: } S_T = 1.40.$$

5.3. Muri di sostegno

Per i muri di sostegno pendii i coefficienti K_h e K_v sono così determinati:

$$K_h = \beta_m \times (a_{\max}/g)$$

$$K_v = \pm 0,5 \times K_h$$

Con:

β_m coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito, per i muri che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno assume valore unitario altrimenti assume i valori riportati nella Tabella 5.2.

Tabella 5.2. - Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_m	β_m
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,31	0,31
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,29	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,18

a_{\max} accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g accelerazione di gravità.

Tutti i fattori presenti nelle precedenti formule dipendono dall'accelerazione massima attesa sul sito di riferimento rigido e dalle caratteristiche geomorfologiche del territorio.

$$a_{\max} = S \cdot a_g = S_S S_T a_g$$

S è il coefficiente comprendente l'effetto di amplificazione stratigrafica S_s e di amplificazione topografica S_T .

a_g accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

5.4 Paratie

In mancanza di studi specifici, a_h (accelerazione orizzontale) può essere legata all'accelerazione di picco a_{max} attesa nel volume di terreno significativo per l'opera mediante la relazione:

$$a_h = K_h \cdot g = \alpha \cdot \beta \cdot a_{max}$$

dove:

g è l'accelerazione di gravità;

k_h è il coefficiente sismico in direzione orizzontale;

$\alpha \leq 1$ è un coefficiente che tiene conto della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera. Può essere ricavato a partire dall'altezza complessiva H della paratia e dalla categoria di sottosuolo mediante il diagramma in Figura 5.1:

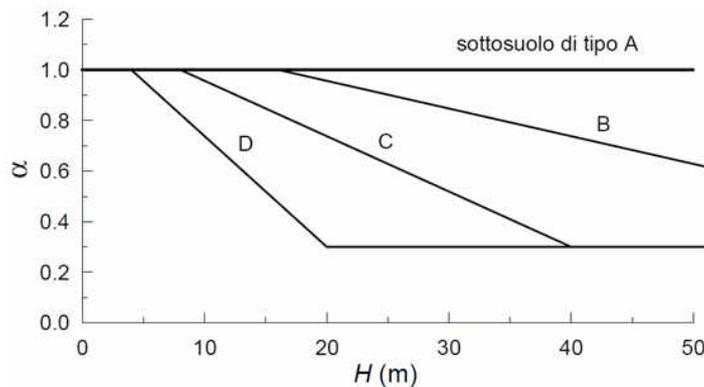


Figura 5.1 – Diagramma per la valutazione del coefficiente di deformabilità α .

Per la valutazione della spinta nelle condizioni di equilibrio limite passivo deve porsi $\alpha = 1$.

$\beta \leq 1$ è un coefficiente funzione della capacità dell'opera di subire spostamenti senza cadute di resistenza. Il valore del coefficiente β può essere ricavato dal diagramma riportato in Figura 5.2, in funzione del massimo spostamento u_s che l'opera può tollerare senza riduzioni di resistenza.

Per $u_s = 0$ si ha $\beta = 1$; $u_s \leq 0.00H$

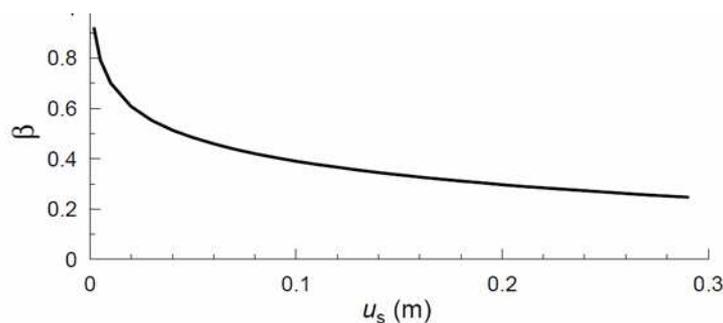


Tabella 5.2 – Diagramma per la valutazione del coefficiente di spostamento β .

L'accelerazione di picco a_{max} è valutata mediante un'analisi di risposta sismica locale, ovvero come

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

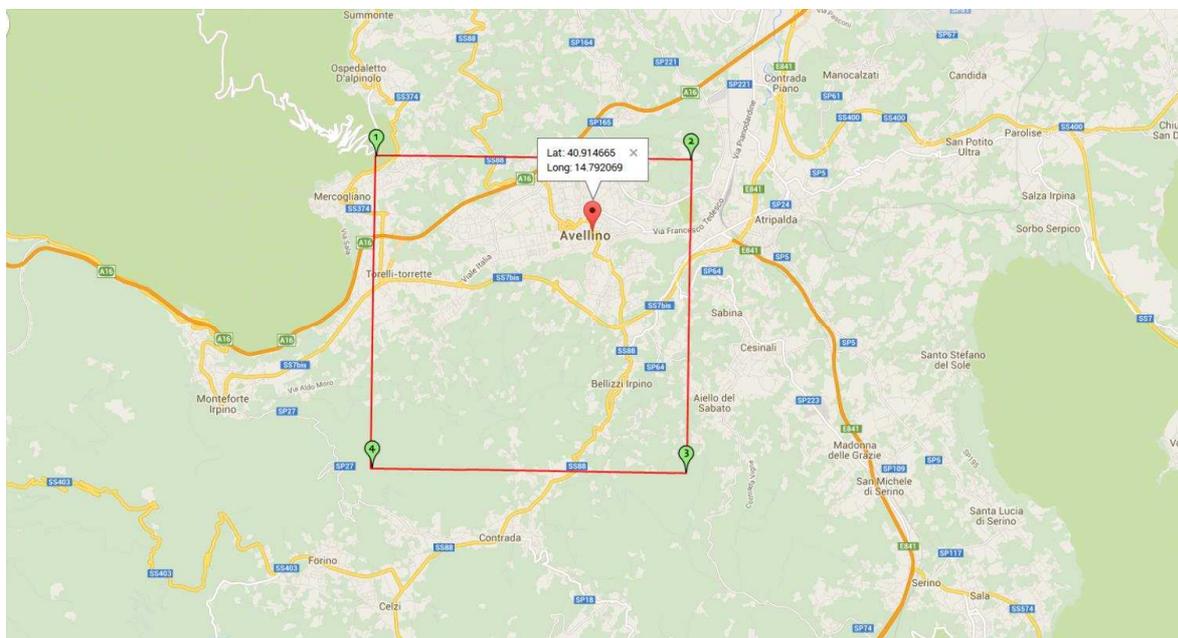
dove:

S è il coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al § 3.2.3.2;

a_g è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Se $\alpha \times \beta \leq 0,2$ deve assumersi $k_h = 0,2 \times a_{max}/g$.

PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE



Vita nominale (V_n):	100 [anni]
Classe d'uso:	III
Coefficiente d'uso (C_u):	1,5
Periodo di riferimento (V_r):	150 [anni]

Periodo di ritorno (T_r) SLO:	90 [anni]
Periodo di ritorno (T_r) SLD:	151 [anni]
Periodo di ritorno (T_r) SLV:	1424 [anni]
Periodo di ritorno (T_r) SLC:	2475 [anni]

Tipo di interpolazione: Media ponderata

Coordinate geografiche del punto

Latitudine (WGS84): 40,9146700 [°]

Longitudine (WGS84): 14,7920700 [°]
 Latitudine (ED50): 40,9156600 [°]
 Longitudine (ED50): 14,7929300 [°]

Coordinate dei punti della maglia elementare del reticolo di riferimento che contiene il sito e valori della distanza rispetto al punto in esame

Punto	ID	Latitudine (ED50) [°]	Longitudine (ED50) [°]	Distanza [m]
1	32764	40,928050	14,747450	4061,99
2	32765	40,927300	14,813620	2167,20
3	32987	40,877300	14,812610	4575,02
4	32986	40,878060	14,746490	5719,91

Parametri di pericolosità sismica per TR diversi da quelli previsti nelle NTC08, per i nodi della maglia elementare del reticolo di riferimento

Punto 1

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	90	0,095	2,337	0,331
SLD	151	0,121	2,343	0,342
SLV	1424	0,281	2,475	0,381
SLC	2475	0,331	2,520	0,390

Punto 2

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	90	0,096	2,332	0,330
SLD	151	0,123	2,347	0,343
SLV	1424	0,296	2,446	0,392
SLC	2475	0,351	2,484	0,410

Punto 3

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	90	0,088	2,362	0,335
SLD	151	0,112	2,376	0,349
SLV	1424	0,265	2,449	0,396
SLC	2475	0,313	2,481	0,415

Punto 4

Stato limite	Tr	ag	F0	Tc*

	[anni]	[g]	[-]	[s]
SLO	90	0,088	2,356	0,334
SLD	151	0,112	2,362	0,347
SLV	1424	0,259	2,476	0,381
SLC	2475	0,304	2,534	0,388

Punto d'indagine

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	90	0,093	2,343	0,332
SLD	151	0,119	2,354	0,345
SLV	1424	0,281	2,458	0,388
SLC	2475	0,332	2,499	0,403

PERICOLOSITÀ SISMICA DI SITO

Coefficiente di smorzamento viscoso ξ : 5 %

Fattore di alterazione dello spettro elastico $\eta=[10/(5+\xi)]^{(1/2)}$: 1,000

Categoria sottosuolo:

C: Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti, con spessorisuperiori a 30 m , caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs,30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero NSPT30 compreso tra 15 e 50 nei terreni a grana grossa cu30 compreso tra 70 e 250 kPa nei terreni a grana fina).

Categoria topografica:

T1: Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media minore o uguale a 15°

Coefficienti sismici per paratie

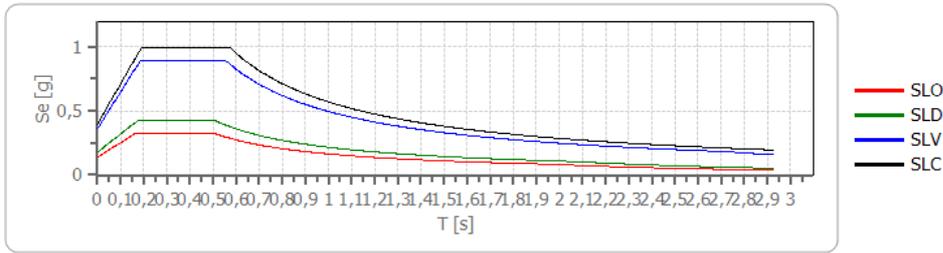
Altezza paratia (H): 5,5 [m]

Spostamento ammissibile us: 0,015 [m]

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0,091	0,116	0,235	0,259
kv	--	--	--	--
Amax [m/s ²]	1,367	1,748	3,549	3,901
Beta	0,650	0,650	0,650	0,650

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali



	cu	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	S [-]	η [-]	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [g]	Se(T B) [g]
SLO	1,5	0,093	2,343	0,332	1,500	1,510	1,000	1,500	1,000	0,167	0,501	1,972	0,139	0,327
SLD	1,5	0,119	2,354	0,345	1,500	1,490	1,000	1,500	1,000	0,171	0,514	2,075	0,178	0,420
SLV	1,5	0,281	2,458	0,388	1,290	1,430	1,000	1,290	1,000	0,185	0,556	2,722	0,362	0,890
SLC	1,5	0,332	2,499	0,403	1,200	1,420	1,000	1,200	1,000	0,191	0,572	2,926	0,398	0,994

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti verticali

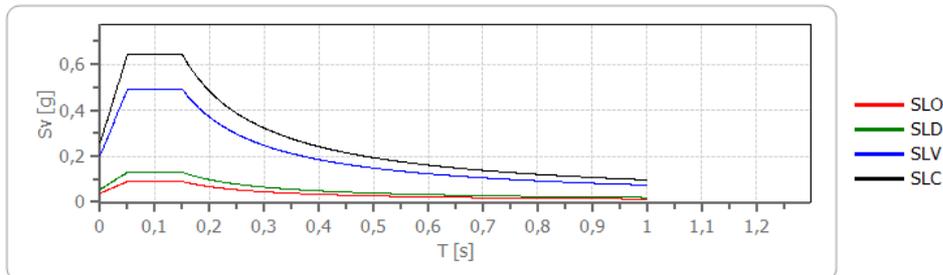
Coefficiente di smorzamento viscoso ξ :

5 %

Fattore di alterazione dello spettro elastico $\eta = [10 / (5 + \xi)]^{(1/2)}$:

1,000

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti verticali



	cu	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	S [-]	η [-]	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [g]	Se(T B) [g]
SLO	1,5	0,093	2,343	0,332	1	1,510	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000	0,038	0,090
SLD	1,5	0,119	2,354	0,345	1	1,490	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000	0,055	0,130
SLV	1,5	0,281	2,458	0,388	1	1,430	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000	0,201	0,493
SLC	1,5	0,332	2,499	0,403	1	1,420	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000	0,258	0,644

Spettro di progetto

Fattore di struttura spettro orizzontale q:

1,50

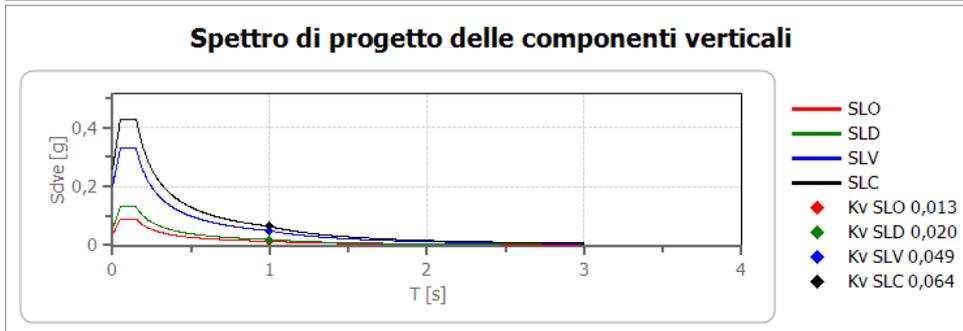
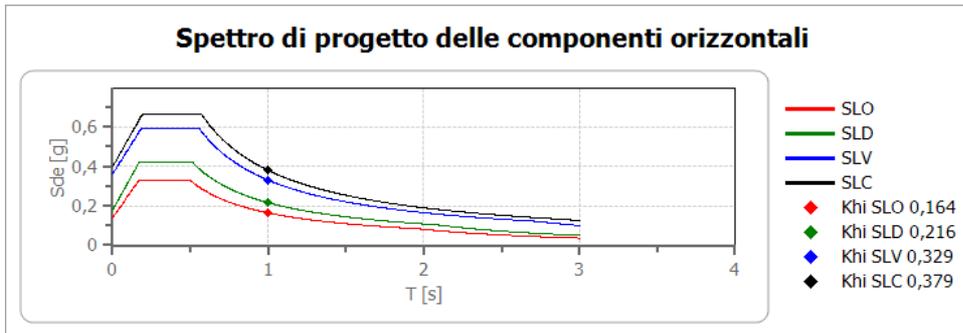
Fattore di struttura spettro verticale q:

1,50

Periodo fondamentale T:

1,00 [s]

	SLO	SLD	SLV	SLC
khi = Sde(T) Orizzontale [g]	0,164	0,216	0,329	0,379
kv = Sdve(T) Verticale [g]	0,013	0,020	0,049	0,064



	cu	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	S [-]	q [-]	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Sd(0) [g]	Sd(TB) [g]
SLO orizzontale	1,5	0,093	2,343	0,332	1,500	1,510	1,000	1,500	1,000	0,167	0,501	1,972	0,139	0,327
SLO verticale	1,5	0,093	2,343	0,332	1,500	1,510	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000	0,038	0,090
SLD orizzontale	1,5	0,119	2,354	0,345	1,500	1,490	1,000	1,500	1,000	0,171	0,514	2,075	0,178	0,420
SLD verticale	1,5	0,119	2,354	0,345	1,500	1,490	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000	0,055	0,130
SLV orizzontale	1,5	0,281	2,458	0,388	1,290	1,430	1,000	1,290	1,500	0,185	0,556	2,722	0,362	0,593
SLV verticale	1,5	0,281	2,458	0,388	1,290	1,430	1,000	1,000	1,500	0,050	0,150	1,000	0,201	0,329
SLC orizzontale	1,5	0,332	2,499	0,403	1,200	1,420	1,000	1,200	1,500	0,191	0,572	2,926	0,398	0,663
SLC verticale	1,5	0,332	2,499	0,403	1,200	1,420	1,000	1,000	1,500	0,050	0,150	1,000	0,258	0,429

NUOVO CORPO SCALA - ASCENSORE

Normativa di riferimento

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

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

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

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

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

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

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

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

- D.M. 9 Gennaio 1996

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

- D.M. 16 Gennaio 1996

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

- D.M. 16 Gennaio 1996

Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche

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

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

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

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

- Norme Tecniche per le costruzioni D.M.14/01/2008.

Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 14 Gennaio 2008

Modello per il calcolo del carico limite

Il terreno di fondazione è considerato costituito da due strati uno superiore ed uno inferiore al piano di posa della fondazione. La presenza della falda è presa in considerazione in base alla sua profondità dal piano campagna. Per la verifica a carico limite si adotta l'approccio 2 con una unica combinazione di carico A1+M1+R3, in cui i coefficienti parziali di sicurezza per le resistenze sono unitari ed il coefficiente di sicurezza globale è 2.3 per il carico limite verticale e 1.1 per il coefficiente di sicurezza a carico orizzontale. L'effetto del sisma è portato in conto considerando che la forza applicata a causa del sisma non è nè centrata nè verticale cio' comporta l'applicazione di fattori correttivi per l'inclinazione e una riduzione delle dimensioni della fondazione in funzione dell'eccentricità. Di seguito si riporta il calcolo per le combinazioni più gravose; in calce è riportato un riepilogo per tutte le combinazioni.

Carico limite

Il calcolo del carico limite è valutato secondo la formula di Terzaghi-Meyerof

$$Q_{lim} = q \cdot N_q \cdot \zeta_q \cdot \xi_q \cdot \alpha_q \cdot \beta_q \cdot \psi_q + c \cdot N_c \cdot \zeta_c \cdot \xi_c \cdot \alpha_c \cdot \beta_c \cdot \psi_c + \gamma \cdot N_\gamma \cdot \frac{B}{2} \cdot \zeta_\gamma \cdot \xi_\gamma \cdot \alpha_\gamma \cdot \beta_\gamma \cdot \psi_\gamma$$

dove :

N_q, N_c, N_γ = Coefficienti di Terzaghi - Meyerof per la striscia indefinita

$\zeta_q, \zeta_c, \zeta_\gamma$ = coefficienti correttivi di forma funzione del rapporto B/L

ξ_q, ξ_c, ξ_γ = coefficienti correttivi di inclinazione del carico dipendente da H/V

$\alpha_q, \alpha_c, \alpha_\gamma$ = coefficienti correttivi di inclinazione del piano di posa

$\beta_q, \beta_c, \beta_\gamma$ = coefficienti correttivi di inclinazione del piano campagna

$\psi_q, \psi_c, \psi_\gamma$ = coefficienti sismimici per considerare l'effetto cinematico, considerati solo in presenza di sisma

$\Psi_q, \Psi_c, \Psi_\gamma$ = coefficienti correttivi di punzonamento dipendenti da un indice di rigidezza del terreno, in particolare detto I_r l'indice di rigidezza del terreno (secondo la teoria di Vesic dipendente dal modulo tangenziale $G=0.5 E/(1+\nu)$ del terreno, dalla coesione c , dalla tensione effettiva alla profondità $B/2$ sotto il piano di posa, dall'angolo di attrito del terreno di fondazione) ed I_{rcrit} l'indice di rigidezza critico (dipendente dall'angolo di attrito del terreno e dal rapporto B/L) risulta che i coefficienti di punzonamento sono uguali alla unità quando $I_r \geq I_{rcrit}$, mentre sono minori dell'unità quando $I_r < I_{rcrit}$.

Oltre a queste correzioni un'altra deriva dalla eccentricità del carico riducendo le dimensioni della fondazione in modo che il carico risulti centrato rispetto alla fondazione ridotta, dette e_b ed e_l le eccentricità del carico nella direzione di B ed L il carico limite si calcola per una fondazione di dimensioni ridotte $B' = B - 2e_b$ e $L' = L - 2e_l$

Altra correzione deriva dalla presenza della falda inserendo i pesi del terreno immerso nel primo e terzo termine, in particolare, detta H_f la profondità della falda e D la profondità del piano di posa, si ha:

per $H_f < D$ si valuta la pressione effettiva sul piano di posa considerando che parte del terreno superiore è immerso, mentre nel terzo termine si userà il peso immerso

per $H_f > D$ ed $H_f < D+B$ il peso del terreno del terzo termine si interpola tra i valori immerso e secco secondo la formula:

$$\gamma = \gamma' + (\gamma - \gamma') \cdot D/B$$

per $H_f > D+B$ la falda è trascurata.

I coefficienti di Terzaghi - Meyerof per la striscia ed i coefficienti correttivi sono dati dalle relazioni:

$$N_q = \frac{1 + \sin(\phi)}{1 - \sin(\phi)} e^{\pi \tan(\phi)}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot(\phi)$$

Il coefficiente N_γ non è suscettibile di una espressione in forma analitica chiusa, ed è stato calcolato per via numerica da diversi Autori. I valori del coefficiente sono riportati nella seguente tabella in funzione dell'angolo ϕ :

ϕ°	0	1	2	3	4	5	6	7	8
N_γ	0	0.07	0.15	0.24	0.34	0.45	0.57	0.71	0.86
ϕ°	9	10	11	12	13	14	15	16	17
N_γ	1.03	1.22	1.44	1.69	1.97	2.29	2.65	3.06	3.53
ϕ°	18	19	20	21	22	23	24	25	26
N_γ	4.07	4.68	5.39	6.2	7.13	8.2	9.44	10.88	12.54
ϕ°	27	28	29	30	31	32	33	34	35

N_γ	14.47	16.72	19.34	22.4	25.99	30.22	35.19	41.06	48.03
ϕ°	36	37	38	39	40	41	42	43	44
N_γ	56.31	66.19	78.03	92.25	109.41	130.22	155.55	186.54	224.64
ϕ°	45	46	47	48	49	50			
N_γ	271.76	330.75	403.67	496.01	613.16	762.89			

$$\zeta_q = 1 + \frac{B}{L} \tan(\varphi)$$

$$\zeta_c = 1 + \frac{B}{L} \frac{N_q}{N_c}$$

$$\zeta_r = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

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

$$\xi_q = \left[1 - \frac{H \tan(\varphi)}{V \tan(\varphi) + BLc} \right]^m$$

$$\xi_c = \xi_q - \frac{1 - \xi_q}{N_c \cdot \tan(\varphi)}$$

$$\xi_r = \left[1 - \frac{H \tan(\varphi)}{V \tan(\varphi) + BLc} \right]^{m+1}$$

$$\psi_q = \exp \left(0.6 \frac{B}{L} - 4.4 \right) \tan(\varphi) + \frac{3.07 \sin(\varphi) \log_{10}(2I_r)}{1 + \sin(\varphi)}$$

$$\psi_c = \psi_q - \frac{1 - \psi_q}{N_q \tan(\varphi)} \text{ se } \varphi \neq 0; \quad \psi_c = 0.32 + 0.12 \frac{B}{L} + 0.6 \log_{10}(I_r) \text{ se } \varphi = 0$$

$$\psi_r = \psi_q$$

$$\alpha_q = \alpha_r = (1 - \varepsilon \tan(\varphi))^2$$

$$\alpha_c = \alpha_q - \frac{1 - \alpha_q}{N_c \tan(\varphi)}$$

$$\beta_q = (1 - \tan(\omega))^2 \cos(\omega)$$

$$\beta_c = \beta_q - \frac{q - \beta_q}{N_c \tan(\varphi)}$$

$$\beta_r = \beta_q - \frac{q - \beta_q}{N_c \tan(\varphi)}$$

$$\varepsilon < \pi/4; \quad \omega < \pi/4; \quad \omega < \varphi$$

$$zq = zc = 1$$

$$zg = (1 - kh / \tan(\varphi))^{0.45}$$

$$kh = \beta \frac{\alpha_{\max}}{g} \cdot (\text{vedi } NT - 7.11.3)$$

Simbologia carico limite fondazione rettangolare:

B	Base
L	Lunghezza
eb	Eccentricità secondo B
el	Eccentricità secondo L

D	Profondità del piano di posa
ε	Inclinazione del piano di posa
ω	Inclinazione del piano campagna
ϕ	Angolo di attrito del terreno di fondazione
c	Coesione del terreno di fondazione
G	Modulo tangenziale del terreno di fondazione
γ_1	Peso specifico terreno superiore
γ	Peso specifico terreno di fondazione
γ_{1Sat}	Peso specifico terreno saturo superiore
γ_{Sat}	Peso specifico terreno saturo di fondazione
Hf	Profondità della falda
W0	Peso specifico acqua
Fv	Componente ortogonale dell'azione sulla fondazione
Fh	Componente tangenziale dell'azione sulla fondazione

Modello terreno coesivo per il calcolo dei cedimenti:

Il terreno è modellato come sequenza di strati di tipo coesivo la cui deformabilità è individuata attraverso il modulo edometrico ovvero in base alla curva edometrica dedotti da prove in sito. Il cedimento è calcolato in base alla teoria di Skempton e Bjerrum. Il cedimento complessivo si compone di un cedimento di consolidazione **Wc** e di un cedimento immediato **W0**. Il cedimento di consolidazione è valutato in funzione del cedimento edometrico secondo la relazione **Wc=βWed** dove β è fornito dai seguenti diagrammi espressi in funzione del coefficiente A di Skempton, del rapporto H/B per la striscia ovvero di H/D per il quadrato o cerchio, per valori intermedi di interpola linearmente.

La precedente relazione è applicabile ad uno strato omogeneo di spessore H; nei casi reali di terreno stratificato la precedente non è applicabile, ma assumendo valida l'ipotesi di Steinbrenner possiamo porre il cedimento nella forma:

$$Wc = \sum_{i=1}^n \beta(A_i, z_i + \Delta_i, B, L) Wed(z_i + \Delta_i) - \beta(A_i, z_i, B, L) Wed(z_i)$$

dove:

Ai coefficiente di Skempton dello strato i^{mo}

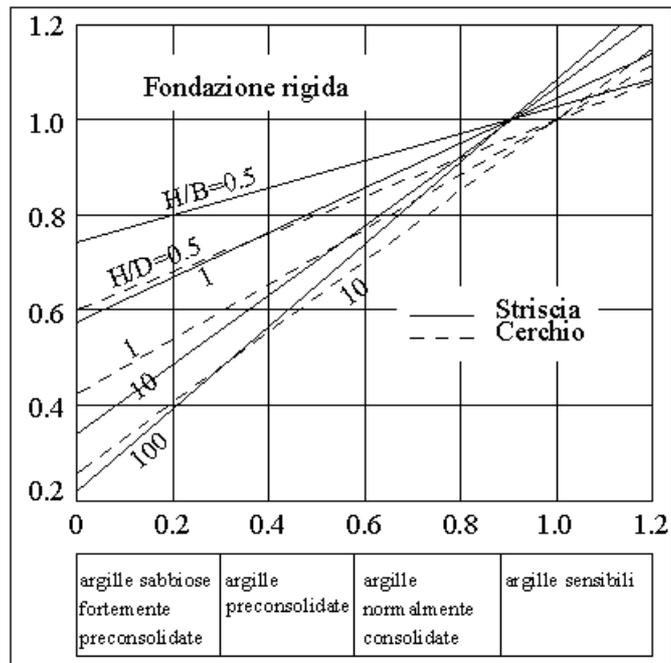
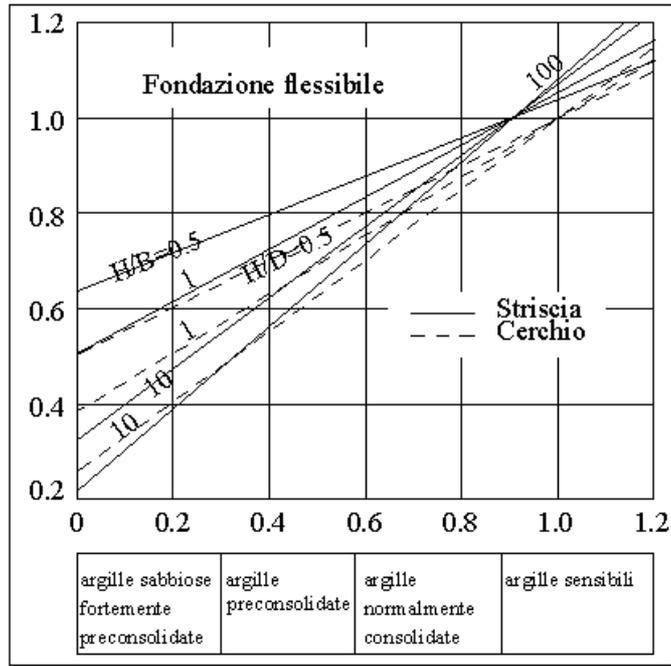
zi quota superiore dello strato in considerazione

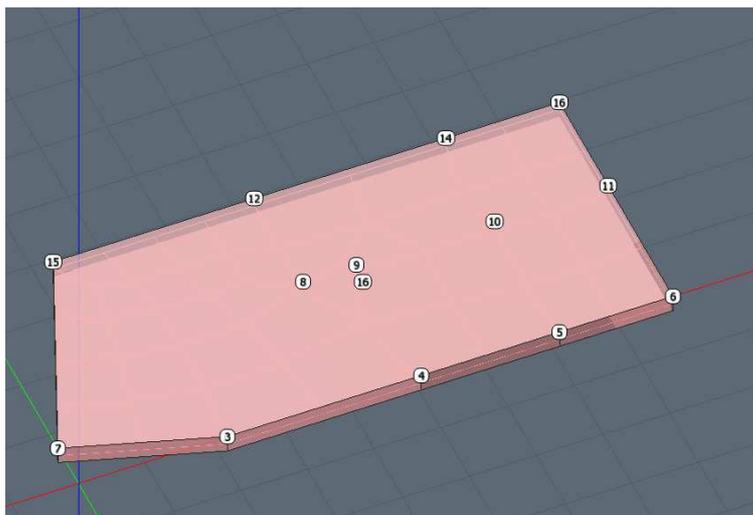
Δi spessore dello strato

Wed(zi) cedimento di uno strato ideale di spessore zi e modulo edometrico Eed_{i-1}

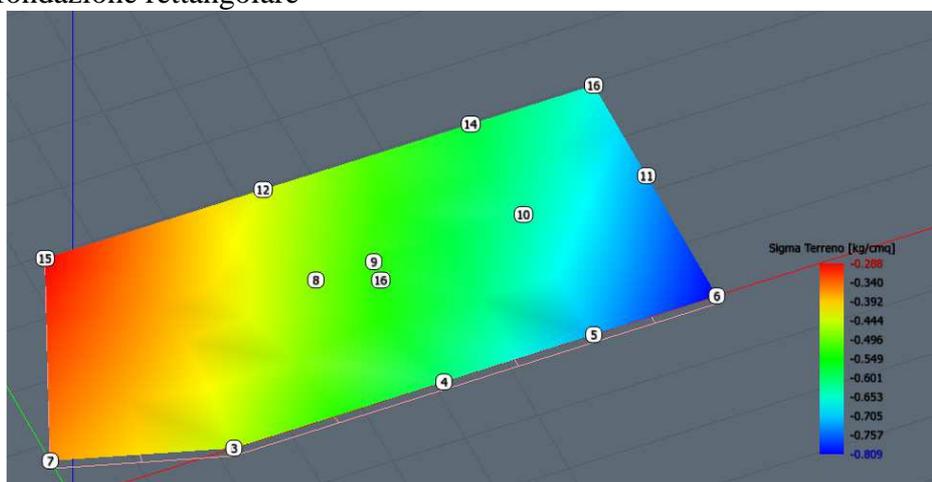
Wed(zi) cedimento di uno strato ideale di spessore zi+Δi e modulo edometrico Eed_i

β è letto dai diagrammi assumendo come spessore dello strato zi ovvero zi+Δi





Dati della fondazione rettangolare



Falda assente

B	3.96 [m]
L	8.90 [m]
eb	0.14 [m]
el	0.79 [m]
D	4.00 [m]
ε	0.00 [°]
ω	0.00 [°]
ϕ	21.00 [°]
c	0.00 [kg/cmq]
G	8.95 [kg/cmq]
γ_1	1.65 [t/mc]
γ	1.65 [t/mc]
Fv	178619 [kg]
Fh	16254 [kg]

Carico limite

N_q	N_c	N_γ
7.071	15.815	6.200
α_q	α_c	α_γ
1.000	1.000	1.000
β_q	β_c	β_γ
1.000	1.000	1.000
ξ_q	ξ_c	ξ_γ
0.853	0.829	0.775
ψ_q	ψ_c	ψ_γ
0.812	0.742	0.812
ζ_q	ζ_c	ζ_γ
1.193	1.225	0.799
z_q	z_c	z_g
1.000	1.000	1.000
N'_q	N'_c	N'_γ
5.843	11.922	3.117

Indice di rigidezza critico $Ir_{crit} = 43.763$

Indice di rigidezza $Ir = 24.190$

$V = 178619$ [kg]

$H = 16254$ [kg]

$eb = 0.14$ [m]

$el = 0.79$ [m]

$Q_{lim} = 5.843 \cdot 0.66$ [kg/cmq] + $3.117 \cdot 1.65$ [t/mc] * 3.68 [m] / $2 = 4.80$ [kg/cmq]

$Q_{amm} = 2.09$ [kg/cmq]

$\eta_{vd} = 2.300$

$H_{lim} = 68565$ [kg]

$H_d = 62332$ [kg]

$\eta_{hd} = 1.100$

$V = 178619$ [kg] <= $V_d = 562913$ [kg]

$H = 16254$ [kg] <= $H_d = 62332$ [kg]

VERIFICATO

VERIFICATO

La fondazione è considerata infinitamente *rigida* rispetto al terreno. Gli strati poggiano su un substrato rigido individuato alla profondità corrispondente all'ultimo strato

N°	H[m]	A	NC	Eed[kg/cmq]	P-E	γ [t/mc]
1	1.00	0.6	Si	50.00	----	1.65

Profondità fondazione **Df = 4.00** [m]

Carico netto **$q_{eff} = 0.00$** [kg/cmq]

Valore medio di β **$\beta = 1.000$**

Cedimento edometrico **Wed = 0** [mm]

Cedimento di consolidazione **Wc = 0** [mm]

Cedimento immediato **W0 = 0** [mm]

Cedimento totale **Wt = 0** [mm]

Riepilogo risultati del calcolo

Elm.	Cmb	V [kg]	Vd [kg]	CsV	H [kg]	Hd [kg]	CsH	Qa [kg/cmq]
18	1	178619	562913	7.25	16254	62332	4.22	2.09
	2	246179	647892	6.05	16254	85908	5.81	2.18
	3	247671	649171	6.03	16254	86429	5.85	2.18
	(4+5)-I-1	191368	329973	3.97	31710	66781	2.32	1.80
	(4+5)-I-2	191943	270307	3.24	41132	66982	1.79	1.59
	(4+5)-I-3	173482	366842	4.86	40078	60540	1.66	1.45
	(4+5)-I-4	174057	263001	3.48	48605	60740	1.37	1.22
	(4+5)-II-1	184437	124336	1.55	40073	64363	1.77	1.24
	(4+5)-II-2	186354	66870	0.83	63048	65031	1.13	0.87
	(4+5)-II-3	179071	135672	1.74	41971	62490	1.64	1.15
	(4+5)-II-4	180988	64204	0.82	64812	63159	1.07	0.79
	(4+5)-III-1	191432	328953	3.95	31839	66804	2.31	1.80
	(4+5)-III-2	191878	269960	3.24	41128	66959	1.79	1.59
	(4+5)-III-3	173547	367138	4.87	39975	60562	1.67	1.45
	(4+5)-III-4	173993	261636	3.46	48770	60718	1.37	1.21
	(4+5)-IV-1	184652	122474	1.53	40553	64437	1.75	1.23
	(4+5)-IV-2	186139	65464	0.81	63432	64956	1.13	0.86
	(4+5)-IV-3	179286	133978	1.72	42236	62565	1.63	1.15
	(4+5)-V-1	192922	339579	4.05	30761	67324	2.41	1.83
	(4+5)-V-2	193497	270434	3.21	41111	67524	1.81	1.59
	(4+5)-V-3	171928	363915	4.87	39319	59997	1.68	1.45
	(4+5)-V-4	172503	267844	3.57	47378	60198	1.40	1.23
	(4+5)-VI-1	184903	126560	1.57	39755	64525	1.79	1.24
	(4+5)-VI-2	186820	66792	0.82	63302	65194	1.13	0.87
	(4+5)-VI-3	178605	133462	1.72	42145	62327	1.63	1.15
	(4+5)-VII-1	192987	338553	4.03	30887	67346	2.40	1.83
	(4+5)-VII-2	193433	270072	3.21	41112	67502	1.81	1.59
	(4+5)-VII-3	171992	364190	4.87	39220	60020	1.68	1.45
	(4+5)-VII-4	172439	266453	3.55	47543	60175	1.39	1.23
	(4+5)-VIII-1	185118	124680	1.55	40234	64600	1.77	1.24
	(4+5)-VIII-3	178820	131776	1.69	42413	62402	1.62	1.14
	(6+7)-I-1	191368	329973	3.97	31710	66781	2.32	1.80
	(6+7)-I-2	191943	270307	3.24	41132	66982	1.79	1.59
	(6+7)-I-3	173482	366842	4.86	40078	60540	1.66	1.45
	(6+7)-I-4	174057	263001	3.48	48605	60740	1.37	1.22
	(6+7)-II-1	184437	124336	1.55	40073	64363	1.77	1.24
	(6+7)-II-3	179071	135672	1.74	41971	62490	1.64	1.15
	(6+7)-III-1	191432	328953	3.95	31839	66804	2.31	1.80
	(6+7)-III-2	191878	269960	3.24	41128	66959	1.79	1.59
	(6+7)-III-3	173547	367138	4.87	39975	60562	1.67	1.45
	(6+7)-III-4	173993	261636	3.46	48770	60718	1.37	1.21
	(6+7)-IV-1	184652	122474	1.53	40553	64437	1.75	1.23
	(6+7)-IV-3	179286	133978	1.72	42236	62565	1.63	1.15
	(6+7)-V-1	192922	339579	4.05	30761	67324	2.41	1.83
	(6+7)-V-2	193497	270434	3.21	41111	67524	1.81	1.59
	(6+7)-V-3	171928	363915	4.87	39319	59997	1.68	1.45
	(6+7)-V-4	172503	267844	3.57	47378	60198	1.40	1.23
	(6+7)-VI-1	184903	126560	1.57	39755	64525	1.79	1.24
	(6+7)-VI-3	178605	133462	1.72	42145	62327	1.63	1.15
	(6+7)-VII-1	192987	338553	4.03	30887	67346	2.40	1.83
	(6+7)-VII-2	193433	270072	3.21	41112	67502	1.81	1.59
	(6+7)-VII-3	171992	364190	4.87	39220	60020	1.68	1.45
	(6+7)-VII-4	172439	266453	3.55	47543	60175	1.39	1.23
	(6+7)-VIII-1	185118	124680	1.55	40234	64600	1.77	1.24
	(6+7)-VIII-3	178820	131776	1.69	42413	62402	1.62	1.14

Verifica a scorrimento globale delle fondazione

Comb. = Combinazione di verifica

N[kg] = Sforzo normale

Hd[kg] = Azione orizzontale depurata dalle azioni assorbite da pali e plinti su pali

R[kg] = Resistenza allo scorrimento $R = \text{Area} \cdot c + N \cdot \tan(\phi)$

CS = R/Hd

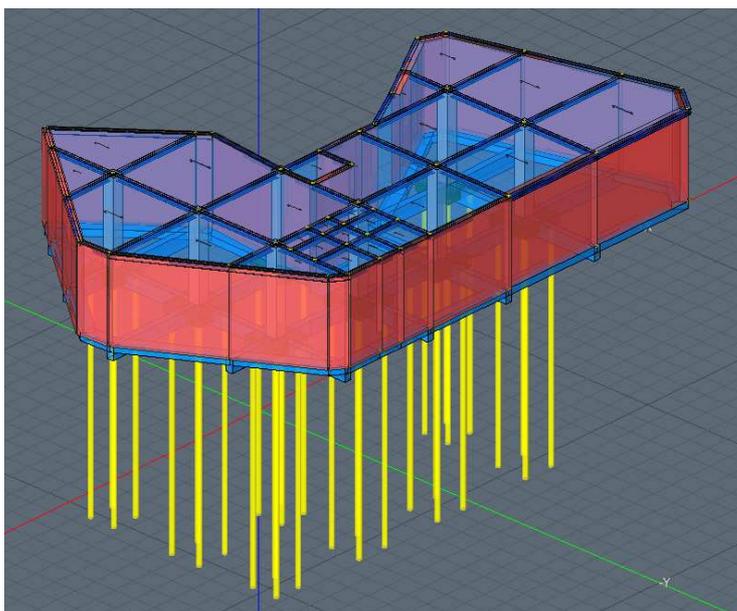
CSd = Coefficiente di sicurezza di progetto

Area delle strutture di fondazione a contatto con il terreno $A = 32.3298 \text{ m}^2$

Comb.	N	Hd	R	CS.	CSd	ver
	kg	kg	kg			
1	178619	0	68565	--	1.10	Si
2	246179	0	94499	--	1.10	Si
3	247671	0	95072	--	1.10	Si
(4+5)-I-1	191368	0	73459	--	1.10	Si
(4+5)-I-2	191943	0	73680	--	1.10	Si
(4+5)-I-3	173482	0	66594	--	1.10	Si
(4+5)-I-4	174057	0	66814	--	1.10	Si
(4+5)-II-1	184437	0	70799	--	1.10	Si
(4+5)-II-2	186354	0	71534	--	1.10	Si
(4+5)-II-3	179071	0	68739	--	1.10	Si
(4+5)-II-4	180988	0	69475	--	1.10	Si
(4+5)-III-1	191432	0	73484	--	1.10	Si
(4+5)-III-2	191878	0	73655	--	1.10	Si
(4+5)-III-3	173547	0	66618	--	1.10	Si
(4+5)-III-4	173993	0	66790	--	1.10	Si
(4+5)-IV-1	184652	0	70881	--	1.10	Si
(4+5)-IV-2	186139	0	71452	--	1.10	Si
(4+5)-IV-3	179286	0	68821	--	1.10	Si
(4+5)-IV-4	180773	0	69392	--	1.10	Si
(4+5)-V-1	192922	0	74056	--	1.10	Si
(4+5)-V-2	193497	0	74277	--	1.10	Si
(4+5)-V-3	171928	0	65997	--	1.10	Si
(4+5)-V-4	172503	0	66218	--	1.10	Si
(4+5)-VI-1	184903	0	70978	--	1.10	Si
(4+5)-VI-2	186820	0	71713	--	1.10	Si
(4+5)-VI-3	178605	0	68560	--	1.10	Si
(4+5)-VI-4	180522	0	69296	--	1.10	Si
(4+5)-VII-1	192987	0	74081	--	1.10	Si
(4+5)-VII-2	193433	0	74252	--	1.10	Si
(4+5)-VII-3	171992	0	66022	--	1.10	Si
(4+5)-VII-4	172439	0	66193	--	1.10	Si
(4+5)-VIII-1	185118	0	71060	--	1.10	Si
(4+5)-VIII-2	186605	0	71631	--	1.10	Si
(4+5)-VIII-3	178820	0	68642	--	1.10	Si
(4+5)-VIII-4	180307	0	69213	--	1.10	Si
(6+7)-I-1	191368	0	73459	--	1.10	Si
(6+7)-I-2	191943	0	73680	--	1.10	Si
(6+7)-I-3	173482	0	66594	--	1.10	Si
(6+7)-I-4	174057	0	66814	--	1.10	Si
(6+7)-II-1	184437	0	70799	--	1.10	Si
(6+7)-II-2	186354	0	71534	--	1.10	Si
(6+7)-II-3	179071	0	68739	--	1.10	Si
(6+7)-II-4	180988	0	69475	--	1.10	Si
(6+7)-III-1	191432	0	73484	--	1.10	Si
(6+7)-III-2	191878	0	73655	--	1.10	Si
(6+7)-III-3	173547	0	66618	--	1.10	Si
(6+7)-III-4	173993	0	66790	--	1.10	Si
(6+7)-IV-1	184652	0	70881	--	1.10	Si

Comb.	N	Hd	R	CS.	CSd	ver
(6+7)-IV-2	186139	0	71452	--	1.10	Si
(6+7)-IV-3	179286	0	68821	--	1.10	Si
(6+7)-IV-4	180773	0	69392	--	1.10	Si
(6+7)-V-1	192922	0	74056	--	1.10	Si
(6+7)-V-2	193497	0	74277	--	1.10	Si
(6+7)-V-3	171928	0	65997	--	1.10	Si
(6+7)-V-4	172503	0	66218	--	1.10	Si
(6+7)-VI-1	184903	0	70978	--	1.10	Si
(6+7)-VI-2	186820	0	71713	--	1.10	Si
(6+7)-VI-3	178605	0	68560	--	1.10	Si
(6+7)-VI-4	180522	0	69296	--	1.10	Si
(6+7)-VII-1	192987	0	74081	--	1.10	Si
(6+7)-VII-2	193433	0	74252	--	1.10	Si
(6+7)-VII-3	171992	0	66022	--	1.10	Si
(6+7)-VII-4	172439	0	66193	--	1.10	Si
(6+7)-VIII-1	185118	0	71060	--	1.10	Si
(6+7)-VIII-2	186605	0	71631	--	1.10	Si
(6+7)-VIII-3	178820	0	68642	--	1.10	Si
(6+7)-VIII-4	180307	0	69213	--	1.10	Si

CORPO INTERRATO – FONTANA SUD



Normativa di riferimento

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

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

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

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

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

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

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

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

- D.M. 9 Gennaio 1996

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

- D.M. 16 Gennaio 1996

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

- D.M. 16 Gennaio 1996

Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche

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

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

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

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

- Norme Tecniche per le costruzioni D.M.14/01/2008.

Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 14 Gennaio 2008

Criteri di verifica

Per la verifica a carico limite si adotta l'approccio 2 con una unica combinazione di carico A1+M1+R3, secondo le modalità esposte al p.to 6.4.3 NTC 2008.

Modello di Calcolo del palo

Carico limite verticale

La valutazione del carico limite verticale del palo è effettuato attraverso le formule statiche. Ai fini del calcolo, il carico limite di un palo Q_{lim} viene convenzionalmente suddiviso in due aliquote, la resistenza alla punta P e la resistenza laterale S:

$$Q_{lim} = P + S = \frac{\pi d^2}{4} p + \int_0^L s(z) dz$$

dove con 'p' si indica la resistenza unitaria alla punta, con 's' la resistenza allo scorrimento all'interfaccia laterale palo-terreno, con 'd' il diametro e con 'L' la lunghezza del palo. La suddivisione è convenzionale in quanto gli sforzi laterali ed alla punta vengono mobilitati con il cedimento secondo leggi alquanto diverse e non necessariamente monotonicamente crescenti; pertanto non è detto che, a rottura, siano contemporaneamente agenti le resistenze massime P ed S. Nel calcolo di 'p' ed 's' si prescinde dall' interazione dei due fenomeni di rottura.

Resistenza alla punta

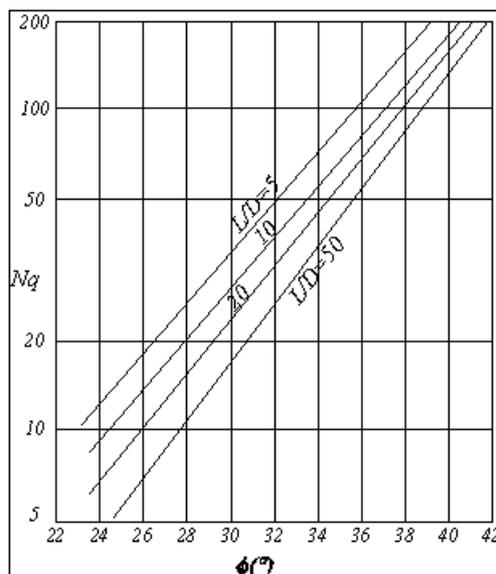
Come per le fondazioni dirette si pone:

$$p = N_q \sigma_{vl} + N_c c$$

dove σ_{vl} rappresenta la tensione litostatica verticale alla profondità L, e cioè quella che agisce sul piano orizzontale passante per la punta del palo. Per N_c vale la formula di trasformazione:

$$N_c = (N_q - 1) \cot(\phi)$$

Il valore di N_q è dato dall' abaco di Berentzantzev:



Esso è valido per pali di piccolo diametro.

Resistenza Laterale

Detta $\sigma_h = k\sigma'_{vz}$ la tensione normale orizzontale agente alla profondità z si pone:

$$s = a + k\mu\sigma'_{vz}$$

nella quale 'a' è un termine coesivo, μ un coefficiente di attrito tra palo e terreno, 'k' un coefficiente di spinta e σ'_{vz} la tensione effettiva litostatica alla profondità z .

Il coefficiente μ dipende dalla scabrezza dell' interfaccia tra palo e terreno ed ha come limite superiore $\tan(\phi)$, I valori di 'k' adottati sono individuati nella tabella seguente:

Tipo di palo	Valori di k per stato di addensamento		Valori di μ
	Sciolto	denso	
Prefabbricato	1	2	$\tan(3\phi/4)$
Gettato in opera	1	3	$\tan(\phi)$
Trivellato	0,5	0,4	$\tan(\phi)$
Trivellato - pressato con elica continua	0,7	0,9	$\tan(\phi)$

Per il termine coesivo si assume:

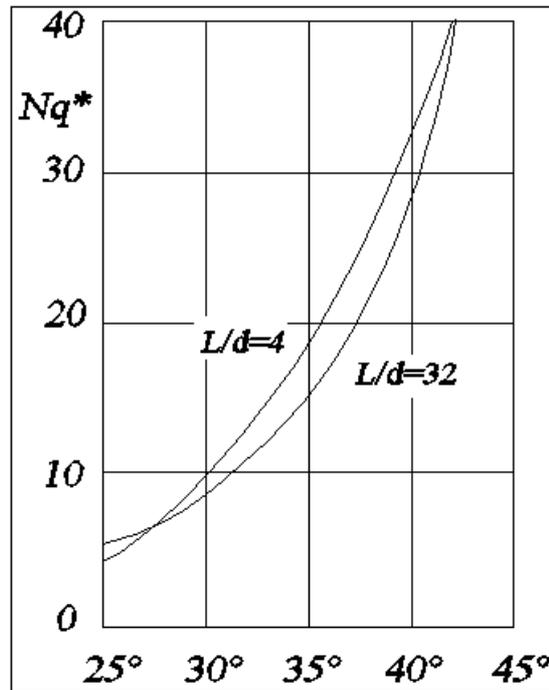
$$s = \alpha c$$

con α dato da:

Tipo di palo	Valori di c (kPa)	Valori di α
Battuto	$c \leq 25$	1,0
	$25 < c < 70$	$1 - 0,011(c - 25)$
	$c > 70$	0,5
Trivellato	$C \leq 25$	0,7
	$25 < c < 70$	$0,7 - 0,008(c - 25)$
	$c > 70$	0.35

Carico limite di pali trivellati di grande diametro

Per pali trivellati di grande diametro si adotta l'abaco ridotto delle norme AGI. Si è osservato che la resistenza laterale dei pali raggiunge il suo valore limite in corrispondenza di cedimenti del palo relativamente ridotti dell'ordine di 1-2 cm ed indipendenti dal diametro del palo. La resistenza alla punta al contrario si mobilita per spostamenti proporzionali al diametro pari a circa il 10% di questo per pali battuti ed al 25% per i pali trivellati. Nel caso di pali trivellati di grande diametro, pertanto, la resistenza alla punta si mobilita per spostamenti dell'ordine di 15-20 cm. In corrispondenza di spostamenti così elevati la resistenza laterale potrebbe addirittura assumere valori minori di quelli massimi, nel caso di andamento instabile. In ogni caso, applicando gli usuali valori dei coefficienti di sicurezza al carico limite calcolato come somma di $P + S$ sotto i carichi di esercizio il palo avrebbe dei cedimenti troppo elevati. Per questi motivi il progetto dei pali di grande diametro è basato sulla considerazione di uno stato limite di servizio e non di rottura, pertanto, il carico limite del palo di grande diametro non è tanto quel carico che produrrebbe la rottura del terreno, ma quello che produrrebbe cedimenti troppo elevati incompatibili con la stabilità della struttura.



Analogamente ai pali di piccolo diametro il valore di 'p' è dato dalla relazione:

$$p = N_q^* \sigma_{vl} + N_c c$$

In entrambi i casi, in condizioni non drenate, si porrà $c = c_u$ e $\phi = 0$.

Per pali trivellati il valore dell'angolo ϕ da introdurre nei calcoli sarà $\phi = \phi' - 3^\circ$, dove ϕ' rappresenta l'angolo di attrito del terreno indisturbato.

Carichi orizzontali

Il calcolo del carico limite orizzontale del palo è condotto attraverso la teoria di Broms, essa assume che il comportamento dell'interfaccia palo terreno sia di tipo rigido perfettamente plastico, inoltre il valore della pressione mobilitata sia indipendente dalla forma della sezione ma dipenda solo dalla dimensione trasversale 'd' (diametro del palo, lato di una sezione quadrata ecc.). Immaginando di imprimere una traslazione orizzontale al palo per effetto della resistenza mobilitata nel terreno, lungo il fusto del palo si destano momenti flettenti e la rottura del complesso terreno palo può presentare diverse caratteristiche anche in funzione del vincolo che si ha in testa al palo.

Se il momento di plasticizzazione del palo è talmente grande che in nessun punto del fusto non è superato dal valore massimo del momento flettente, il comportamento è di ' Palo Corto ' ; se il palo è libero di ruotare in testa e se il momento massimo supera il momento di plasticizzazione della sezione del palo, lungo il fusto si forma una cerniera plastica ed il comportamento del palo è quello di ' Palo Lungo ' ; per i pali impediti di ruotare in testa può accadere che si formi una sola cerniera plastica in testa ed il palo ha comportamento di ' Palo Intermedio', ovvero si formano due cerniere plastiche una in testa e l'altra lungo il fusto, in questo caso il palo ha il comportamento di ' Palo lungo ' .

La valutazione della pressione di contatto palo-terreno è valutata secondo la relazione:

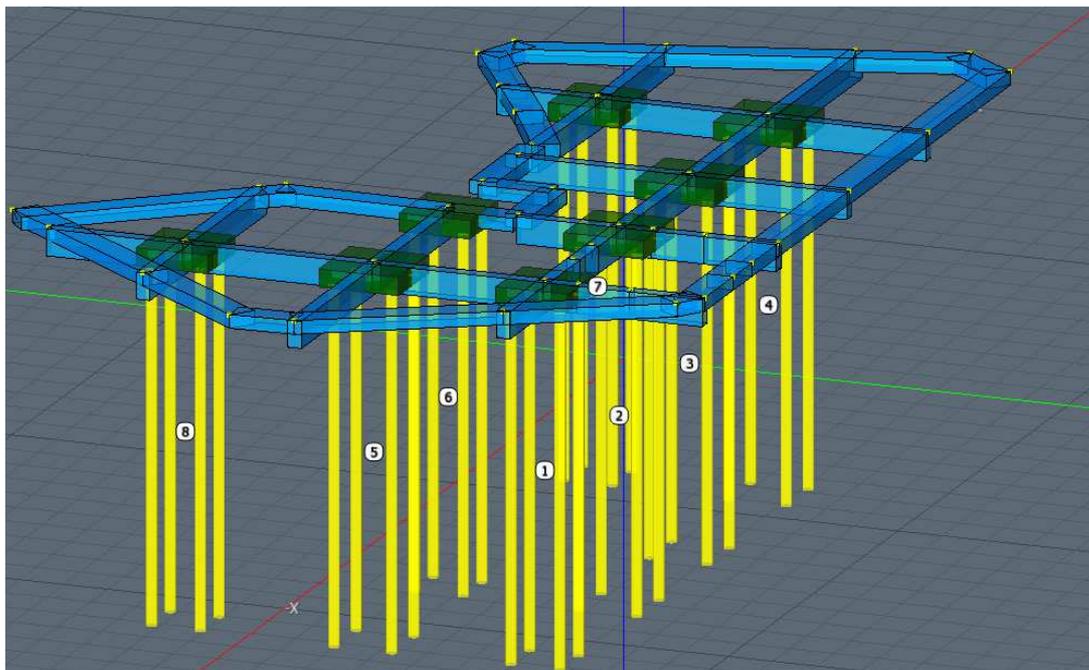
$$p = 9cd + 3k_p \gamma z d$$

il primo termine, costante, è esteso tra le profondità $1,5d$ ed L ; il secondo variabile linearmente è esteso tra 0 ed L . Il valore di k_p (coefficiente di spinta passiva) è dato dalla relazione $k_p = \tan(45 + \phi/2)$. In condizioni non drenate si porrà $c = c_u$ e $\phi = 0$, quando si individua che $\phi = 0$

si trascura automaticamente il secondo termine (esso potrebbe essere trascurato imponendo $\gamma = 0$, ma il calcolo automatico condurrebbe ad una errata valutazione del carico limite verticale), per terreni incoerenti si porrà $c=0$.

Simbologia

D	Diametro del palo
e	Lunghezza fuori terra del palo
L	Lunghezza interrata del palo
H _f	profondità della falda
M _u	Momento ultimo della sezione del palo
V	Azione verticale in testa al palo
H	Azione orizzontale in testa al palo/spessore strato
γ_b	Coefficiente parziale di sicurezza per la resistenza alla punta
γ_s	Coefficiente parziale di sicurezza per la resistenza laterale in compressione
γ_{st}	Coefficiente parziale di sicurezza per la resistenza laterale in trazione
γ_T	Coefficiente di sicurezza per carico limite orizzontale
ξ_3, ξ_4	Coefficiente di correlazione in funzione del numero di verticali indagate
effV, effH	Efficienza di gruppo per carico limite verticale e orizzontale
ϕ	Angolo di attrito interno terreno
c	Coesione
γ	Peso specifico terreno
γ_{sat}	Peso specifico terreno saturo
P	Resistenza alla punta
S	Resistenza laterale
N _d	Carico limite verticale di progetto
H _l	Carico limite orizzontale del palo
H _d	Carico orizzontale di progetto del palo
Z ₀	Profondità del punto di rotazione (M=0 Teoria di Broms) del palo (solo per pali corti liberi e intermedi vincolati)
Z _{max}	Profondità in cui si verifica il momento massimo (Teoria di Broms)
M _{max}	Momento corrispondente a Z _{max} (Teoria di Broms)



Dati generali

Falda **Assente**

Stratigrafia:

H [m]	ϕ [°]	c [kg/cm ²]	γ [t/m ³]	Addens.	Descrizione
2.00	23.00	0.00	1.76	No	Strato 1
28.00	31.00	0.02	1.96	No	Strato 1

Palo 5 (Nodo 5)

Testa **Vincolata**

Palo di **Piccolo** diametro (D=0.25 [m] <= Dg=0.60 [m])

Tipologia palo **Trivellato**

Affondamento testa = 4.00 [m]

Coefficiente di sicurezza parziali per carico verticale:

punta γ_b = 1.35

laterale in compr. γ_s = 1.15

laterale in traz. γ_t = 1.25

Coefficiente di sicurezza parziale per carico orizzontale γ_T = 1.30

Coefficiente di correlazione ξ_3 = 1.50

Efficienza del gruppo per carico verticale **effV** = 1.00

Efficienza del gruppo per carico orizzontale **effH** = 1.00

D [m]	e [m]	L [m]	Mu [kg*m]	P [kg]	S [kg]	Nq	Nc
0.25	0.00	8.00	2769	12225	29220	10.6158	18.0847

Contributi alla resistenza laterale degli strati

N°	Zi [m]	Zf [m]	S [kg]
1	0.00	8.00	29220

Combinazione 2

Meccanismo di rottura : Lungo

Zmax = 0.74 [m]

Mmax = 2769 [kg*m]

Lunghezza del palo considerata per il clolo di Qlim = 8.00[m]

Con una tensione litostatica alla quota della testa del palo di 0.74[kg/cm²]

Peso palo = 982 [kg]

N = 5258 [kg]

H = 1 [kg]

Nd=(P/ γ_b +S/ γ_s)*effv/ ξ_3 =(12225/1.35+29220/1.15)*1.00/1.50=22977 [kg]>= N **VERIFICATO**

Hd=(H/(ξ_3 * γ_T))*effh=14393/(1.50*1.30)*1.00==7381 [kg]>= H **VERIFICATO**

Combinazione (12+13)-I-1

Meccanismo di rottura : Lungo

Zmax = 0.73 [m]

Mmax = 2668 [kg*m]

Lunghezza del palo considerata per il clolo di Qlim = 8.00[m]

Con una tensione litostatica alla quota della testa del palo di 0.74[kg/cm²]

Peso palo = 982 [kg]

N = 3356 [kg]

H = 8 [kg]

Nd=(P/ γ_b +S/ γ_s)*effv/ ξ_3 =(12225/1.35+29220/1.15)*1.00/1.50=22977 [kg]>= N **VERIFICATO**

Hd=(H/(ξ_3 * γ_T))*effh=14119/(1.50*1.30)*1.00==7241 [kg]>= H **VERIFICATO**

Palo 8 (Nodo 8)

Testa **Vincolata**

Palo di **Piccolo** diametro (D=0.25 [m] <= Dg=0.60 [m])

Tipologia palo **Trivellato**

Affondamento testa = 4.00 [m]

Coefficiente di sicurezza parziali per carico verticale:

punta $\gamma_b = 1.35$

laterale in compr. $\gamma_s = 1.15$

laterale in traz. $\gamma_t = 1.25$

Coefficiente di sicurezza parziale per carico orizzontale $\gamma_T = 1.30$

Coefficiente di correlazione $\xi_3 = 1.50$

Efficienza del gruppo per carico verticale $eff_V = 1.00$

Efficienza del gruppo per carico orizzontale $eff_H = 1.00$

D [m]	e [m]	L [m]	Mu [kg*m]	P [kg]	S [kg]	Nq	Nc
0.25	0.00	8.00	2786	12225	29220	10.6158	18.0847

Contributi alla resistenza laterale degli strati

N°	Zi [m]	Zf [m]	S [kg]
1	0.00	8.00	29220

Combinazione 2

Meccanismo di rottura : Lungo

Zmax = 0.75 [m]

Mmax = 2786 [kg*m]

Lunghezza del palo considerata per il clolo di Qlim = 8.00[m]

Con una tensione litostatica alla quota della testa del palo di 0.74[kg/cmq]

Peso palo = 982 [kg]

N = 5577 [kg]

H = 17 [kg]

$N_d = (P/\gamma_b + S/\gamma_s) * eff_v / \xi_3 = (12225/1.35 + 29220/1.15) * 1.00 / 1.50 = 22977$ [kg] >= N **VERIFICATO**

$H_d = (H / (\xi_3 * \gamma_T)) * eff_h = 14438 / (1.50 * 1.30) * 1.00 = 7404$ [kg] >= H **VERIFICATO**

Combinazione (12+13)-II-1

Meccanismo di rottura : Lungo

Zmax = 0.73 [m]

Mmax = 2691 [kg*m]

Lunghezza del palo considerata per il clolo di Qlim = 8.00[m]

Con una tensione litostatica alla quota della testa del palo di 0.74[kg/cmq]

Peso palo = 982 [kg]

N = 3778 [kg]

H = 26 [kg]

$N_d = (P/\gamma_b + S/\gamma_s) * eff_v / \xi_3 = (12225/1.35 + 29220/1.15) * 1.00 / 1.50 = 22977$ [kg] >= N **VERIFICATO**

$H_d = (H / (\xi_3 * \gamma_T)) * eff_h = 14181 / (1.50 * 1.30) * 1.00 = 7272$ [kg] >= H **VERIFICATO**

Palo 6 (Nodo 6)

Testa **Vincolata**

Palo di **Piccolo** diametro (D=0.25 [m] <= Dg=0.60 [m])

Tipologia palo **Trivellato**

Affondamento testa = 4.00 [m]

Coefficiente di sicurezza parziali per carico verticale:

punta $\gamma_b = 1.35$

laterale in compr. $\gamma_s = 1.15$

laterale in traz. $\gamma_t = 1.25$

Coefficiente di sicurezza parziale per carico orizzontale $\gamma_T = 1.30$

Coefficiente di correlazione $\xi_3 = 1.50$

Efficienza del gruppo per carico verticale $eff_V = 1.00$

Efficienza del gruppo per carico orizzontale $eff_H = 1.00$

D [m]	e [m]	L [m]	Mu [kg*m]	P [kg]	S [kg]	Nq	Nc
0.25	0.00	8.00	2845	12225	29220	10.6158	18.0847

Contributi alla resistenza laterale degli strati

N°	Zi [m]	Zf [m]	S [kg]
1	0.00	8.00	29220

Combinazione 2

Meccanismo di rottura : Lungo

Zmax = 0.75 [m]

Mmax = 2845 [kg*m]

Lunghezza del palo considerata per il clolo di Qlim = 8.00[m]

Con una tensione litostatica alla quota della testa del palo di 0.74[kg/cm^q]

Peso palo = 982 [kg]

N = 6720 [kg]

H = 13 [kg]

Nd=(P/γb+S/γs)*effv/ξ3=(12225/1.35+29220/1.15)*1.00/1.50=22977 [kg]>= N **VERIFICATO**

Hd=(H/(ξ3*γT)*effh=14596/(1.50*1.30)*1.00==7485 [kg]>= H **VERIFICATO**

Combinazione (12+13)-I-1

Meccanismo di rottura : Lungo

Zmax = 0.74 [m]

Mmax = 2769 [kg*m]

Lunghezza del palo considerata per il clolo di Qlim = 8.00[m]

Con una tensione litostatica alla quota della testa del palo di 0.74[kg/cm^q]

Peso palo = 982 [kg]

N = 5270 [kg]

H = 19 [kg]

Nd=(P/γb+S/γs)*effv/ξ3=(12225/1.35+29220/1.15)*1.00/1.50=22977 [kg]>= N **VERIFICATO**

Hd=(H/(ξ3*γT)*effh=14395/(1.50*1.30)*1.00==7382 [kg]>= H **VERIFICATO**

Palo 1 (Nodo 1)

Testa **Vincolata**

Palo di **Piccolo** diametro (D=0.25 [m] <= Dg=0.60 [m])

Tipologia palo **Trivellato**

Affondamento testa = 4.00 [m]

Coefficiente di sicurezza parziali per carico verticale:

punta γb= 1.35

laterale in compr. γs= 1.15

laterale in traz. γt= 1.25

Coefficiente di sicurezza parziale per carico orizzontale γT=1.30

Coefficiente di correlazione ξ3=1.50

Efficienza del gruppo per carico verticale effV=1.00

Efficienza del gruppo per carico orizzontale effH=1.00

D [m]	e [m]	L [m]	Mu [kg*m]	P [kg]	S [kg]	Nq	Nc
0.25	0.00	8.00	2773	12225	29220	10.6158	18.0847

Contributi alla resistenza laterale degli strati

N°	Zi [m]	Zf [m]	S [kg]
1	0.00	8.00	29220

Combinazione 2

Meccanismo di rottura : Lungo

Zmax = 0.74 [m]

Mmax = 2773 [kg*m]

Lunghezza del palo considerata per il clolo di Qlim = 8.00[m]

Con una tensione litostatica alla quota della testa del palo di 0.74[kg/cm^q]

Peso palo = 982 [kg]

N = 5336 [kg]

H = 18 [kg]

$N_d = (P/\gamma_b + S/\gamma_s) \cdot \text{eff}_v / \xi_3 = (12225/1.35 + 29220/1.15) \cdot 1.00 / 1.50 = 22977$ [kg] >= N **VERIFICATO**

$H_d = (H/(\xi_3 \cdot \gamma_T)) \cdot \text{eff}_h = 14404 / (1.50 \cdot 1.30) \cdot 1.00 = 7387$ [kg] >= H **VERIFICATO**

Combinazione (12+13)-I-3

Meccanismo di rottura : Lungo

Zmax = 0.73 [m]

Mmax = 2672 [kg*m]

Lunghezza del palo considerata per il clolo di Qlim = 8.00[m]

Con una tensione litostatica alla quota della testa del palo di 0.74[kg/cm²]

Peso palo = 982 [kg]

N = 3431 [kg]

H = 26 [kg]

$N_d = (P/\gamma_b + S/\gamma_s) \cdot \text{eff}_v / \xi_3 = (12225/1.35 + 29220/1.15) \cdot 1.00 / 1.50 = 22977$ [kg] >= N **VERIFICATO**

$H_d = (H/(\xi_3 \cdot \gamma_T)) \cdot \text{eff}_h = 14130 / (1.50 \cdot 1.30) \cdot 1.00 = 7246$ [kg] >= H **VERIFICATO**

Palo 2 (Nodo 2)

Testa **Vincolata**

Palo di **Piccolo** diametro (D=0.25 [m] <= Dg=0.60 [m])

Tipologia palo **Trivellato**

Affondamento testa = 4.00 [m]

Coefficiente di sicurezza parziali per carico verticale:

punta $\gamma_b = 1.35$

laterale in compr. $\gamma_s = 1.15$

laterale in traz. $\gamma_T = 1.25$

Coefficiente di sicurezza parziale per carico orizzontale $\gamma_T = 1.30$

Coefficiente di correlazione $\xi_3 = 1.50$

Efficienza del gruppo per carico verticale **effV**=1.00

Efficienza del gruppo per carico orizzontale **effH**=1.00

D [m]	e [m]	L [m]	Mu [kg*m]	P [kg]	S [kg]	Nq	Nc
0.25	0.00	8.00	2783	12225	29220	10.6158	18.0847

Contributi alla resistenza laterale degli strati

N°	Zi [m]	Zf [m]	S [kg]
1	0.00	8.00	29220

Combinazione 2

Meccanismo di rottura : Lungo

Zmax = 0.75 [m]

Mmax = 2783 [kg*m]

Lunghezza del palo considerata per il clolo di Qlim = 8.00[m]

Con una tensione litostatica alla quota della testa del palo di 0.74[kg/cm²]

Peso palo = 982 [kg]

N = 5523 [kg]

H = 6 [kg]

$N_d = (P/\gamma_b + S/\gamma_s) \cdot \text{eff}_v / \xi_3 = (12225/1.35 + 29220/1.15) \cdot 1.00 / 1.50 = 22977$ [kg] >= N **VERIFICATO**

$H_d = (H/(\xi_3 \cdot \gamma_T)) \cdot \text{eff}_h = 14430 / (1.50 \cdot 1.30) \cdot 1.00 = 7400$ [kg] >= H **VERIFICATO**

Combinazione (12+13)-I-1

Meccanismo di rottura : Lungo

Zmax = 0.73 [m]

Mmax = 2687 [kg*m]

Lunghezza del palo considerata per il clolo di Qlim = 8.00[m]

Con una tensione litostatica alla quota della testa del palo di 0.74[kg/cm²]

Peso palo = 982 [kg]

N = 3721 [kg]

H = 10 [kg]

$N_d = (P/\gamma_b + S/\gamma_s) * \text{eff}_v / \xi_3 = (12225/1.35 + 29220/1.15) * 1.00 / 1.50 = 22977 \text{ [kg]} >= N$ **VERIFICATO**
 $H_d = (H/(\xi_3 * \gamma_T) * \text{eff}_h = 14172 / (1.50 * 1.30) * 1.00 = 7268 \text{ [kg]} >= H$ **VERIFICATO**

Palo 3 (Nodo 3)

Testa **Vincolata**

Palo di **Piccolo** diametro ($D=0.25 \text{ [m]} \leq D_g=0.60 \text{ [m]}$)

Tipologia palo **Trivellato**

Affondamento testa = 4.00 [m]

Coefficiente di sicurezza parziali per carico verticale:

punta $\gamma_b = 1.35$

laterale in compr. $\gamma_s = 1.15$

laterale in traz. $\gamma_t = 1.25$

Coefficiente di sicurezza parziale per carico orizzontale $\gamma_T = 1.30$

Coefficiente di correlazione $\xi_3 = 1.50$

Efficienza del gruppo per carico verticale $\text{eff}_V = 1.00$

Efficienza del gruppo per carico orizzontale $\text{eff}_H = 1.00$

D [m]	e [m]	L [m]	Mu [kg*m]	P [kg]	S [kg]	Nq	Nc
0.25	0.00	8.00	2780	12225	29220	10.6158	18.0847

Contributi alla resistenza laterale degli strati

N°	Zi [m]	Zf [m]	S [kg]
1	0.00	8.00	29220

Combinazione 2

Meccanismo di rottura : Lungo

$Z_{max} = 0.74 \text{ [m]}$

$M_{max} = 2780 \text{ [kg*m]}$

Lunghezza del palo considerata per il clolo di $Q_{lim} = 8.00 \text{ [m]}$

Con una tensione litostatica alla quota della testa del palo di $0.74 \text{ [kg/cm}^2]$

Peso palo = 982 [kg]

$N = 5466 \text{ [kg]}$

$H = 7 \text{ [kg]}$

$N_d = (P/\gamma_b + S/\gamma_s) * \text{eff}_v / \xi_3 = (12225/1.35 + 29220/1.15) * 1.00 / 1.50 = 22977 \text{ [kg]} >= N$ **VERIFICATO**

$H_d = (H/(\xi_3 * \gamma_T) * \text{eff}_h = 14422 / (1.50 * 1.30) * 1.00 = 7396 \text{ [kg]} >= H$ **VERIFICATO**

Combinazione (12+13)-II-2

Meccanismo di rottura : Lungo

$Z_{max} = 0.73 \text{ [m]}$

$M_{max} = 2677 \text{ [kg*m]}$

Lunghezza del palo considerata per il clolo di $Q_{lim} = 8.00 \text{ [m]}$

Con una tensione litostatica alla quota della testa del palo di $0.74 \text{ [kg/cm}^2]$

Peso palo = 982 [kg]

$N = 3516 \text{ [kg]}$

$H = 13 \text{ [kg]}$

$N_d = (P/\gamma_b + S/\gamma_s) * \text{eff}_v / \xi_3 = (12225/1.35 + 29220/1.15) * 1.00 / 1.50 = 22977 \text{ [kg]} >= N$ **VERIFICATO**

$H_d = (H/(\xi_3 * \gamma_T) * \text{eff}_h = 14143 / (1.50 * 1.30) * 1.00 = 7253 \text{ [kg]} >= H$ **VERIFICATO**

Palo 4 (Nodo 4)

Testa **Vincolata**

Palo di **Piccolo** diametro ($D=0.25 \text{ [m]} \leq D_g=0.60 \text{ [m]}$)

Tipologia palo **Trivellato**

Affondamento testa = 4.00 [m]

Coefficiente di sicurezza parziali per carico verticale:

punta $\gamma_b = 1.35$

laterale in compr. $\gamma_s = 1.15$

laterale in traz. $\gamma_t = 1.25$

Coefficiente di sicurezza parziale per carico orizzontale $\gamma_T = 1.30$

Coefficiente di correlazione $\xi_3=1.50$
 Efficienza del gruppo per carico verticale $effV=1.00$
 Efficienza del gruppo per carico orizzontale $effH=1.00$

D [m]	e [m]	L [m]	Mu [kg*m]	P [kg]	S [kg]	Nq	Nc
0.25	0.00	8.00	2791	12225	29220	10.6158	18.0847

Contributi alla resistenza laterale degli strati

N°	Zi [m]	Zf [m]	S [kg]
1	0.00	8.00	29220

Combinazione 2

Meccanismo di rottura : Lungo

Zmax = 0.75 [m]

Mmax = 2791 [kg*m]

Lunghezza del palo considerata per il clolo di Qlim = 8.00[m]

Con una tensione litostatica alla quota della testa del palo di 0.74[kg/cmq]

Peso palo = 982 [kg]

N = 5685 [kg]

H = 13 [kg]

$Nd=(P/\gamma_b+S/\gamma_s)*effv/\xi_3=(12225/1.35+29220/1.15)*1.00/1.50=22977$ [kg]>= N **VERIFICATO**

$Hd=(H/(\xi_3*\gamma_T))*effh=14453/(1.50*1.30)*1.00=7412$ [kg]>= H **VERIFICATO**

Combinazione (12+13)-II-2

Meccanismo di rottura : Lungo

Zmax = 0.73 [m]

Mmax = 2663 [kg*m]

Lunghezza del palo considerata per il clolo di Qlim = 8.00[m]

Con una tensione litostatica alla quota della testa del palo di 0.74[kg/cmq]

Peso palo = 982 [kg]

N = 3256 [kg]

H = 18 [kg]

$Nd=(P/\gamma_b+S/\gamma_s)*effv/\xi_3=(12225/1.35+29220/1.15)*1.00/1.50=22977$ [kg]>= N **VERIFICATO**

$Hd=(H/(\xi_3*\gamma_T))*effh=14104/(1.50*1.30)*1.00=7233$ [kg]>= H **VERIFICATO**

Palo 7 (Nodo 7)

Testa **Vincolata**

Palo di **Piccolo** diametro (D=0.25 [m] <= Dg=0.60 [m])

Tipologia palo **Trivellato**

Affondamento testa = 4.00 [m]

Coefficiente di sicurezza parziali per carico verticale:

punta $\gamma_b= 1.35$

laterale in compr. $\gamma_s= 1.15$

laterale in traz. $\gamma_T= 1.25$

Coefficiente di sicurezza parziale per carico orizzontale $\gamma_T=1.30$

Coefficiente di correlazione $\xi_3=1.50$

Efficienza del gruppo per carico verticale $effV=1.00$

Efficienza del gruppo per carico orizzontale $effH=1.00$

D [m]	e [m]	L [m]	Mu [kg*m]	P [kg]	S [kg]	Nq	Nc
0.25	0.00	8.00	2785	12225	29220	10.6158	18.0847

Contributi alla resistenza laterale degli strati

N°	Zi [m]	Zf [m]	S [kg]
1	0.00	8.00	29220

Combinazione 2

Meccanismo di rottura : Lungo

$$Z_{\max} = 0.75 \text{ [m]}$$

$$M_{\max} = 2785 \text{ [kg*m]}$$

Lunghezza del palo considerata per il clolo di $Q_{\text{lim}} = 8.00 \text{ [m]}$

Con una tensione litostatica alla quota della testa del palo di $0.74 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$

$$\text{Peso palo} = 982 \text{ [kg]}$$

$$N = 5556 \text{ [kg]}$$

$$H = 19 \text{ [kg]}$$

$$N_d = (P/\gamma_b + S/\gamma_s) * \text{effv} / \xi_3 = (12225/1.35 + 29220/1.15) * 1.00 / 1.50 = 22977 \text{ [kg]} >= N \text{ VERIFICATO}$$

$$H_d = (H / (\xi_3 * \gamma_T)) * \text{effh} = 14435 / (1.50 * 1.30) * 1.00 = 7402 \text{ [kg]} >= H \text{ VERIFICATO}$$

Combinazione (12+13)-II-1

Meccanismo di rottura : Lungo

$$Z_{\max} = 0.73 \text{ [m]}$$

$$M_{\max} = 2697 \text{ [kg*m]}$$

Lunghezza del palo considerata per il clolo di $Q_{\text{lim}} = 8.00 \text{ [m]}$

Con una tensione litostatica alla quota della testa del palo di $0.74 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$

$$\text{Peso palo} = 982 \text{ [kg]}$$

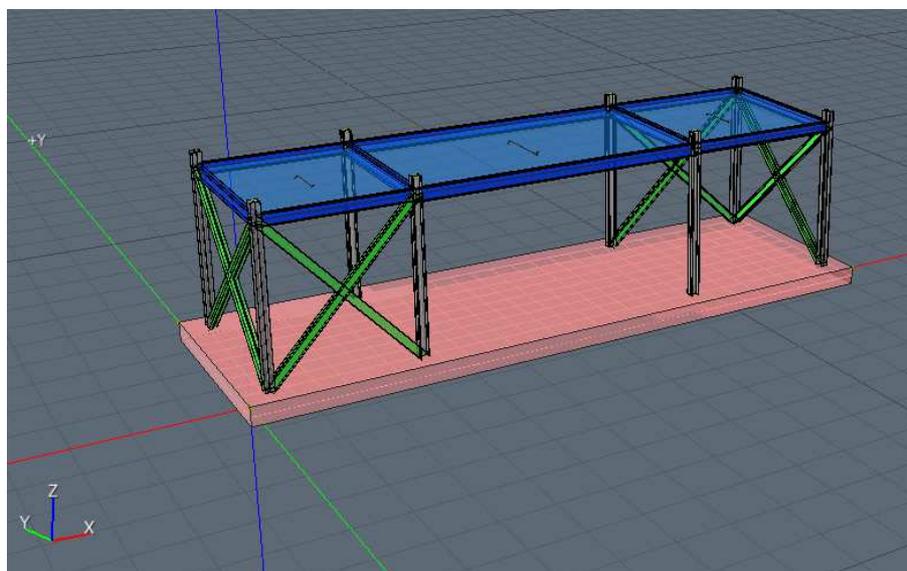
$$N = 3905 \text{ [kg]}$$

$$H = 40 \text{ [kg]}$$

$$N_d = (P/\gamma_b + S/\gamma_s) * \text{effv} / \xi_3 = (12225/1.35 + 29220/1.15) * 1.00 / 1.50 = 22977 \text{ [kg]} >= N \text{ VERIFICATO}$$

$$H_d = (H / (\xi_3 * \gamma_T)) * \text{effh} = 14199 / (1.50 * 1.30) * 1.00 = 7282 \text{ [kg]} >= H \text{ VERIFICATO}$$

NUOVO MANUFATTO COMUNALE IN ACCIAIO E ELEMENTI DI CHIUSURA PREFABBRICATI



Normativa di riferimento

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

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

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

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

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

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

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

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

- D.M. 9 Gennaio 1996

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

- D.M. 16 Gennaio 1996

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

- D.M. 16 Gennaio 1996

Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche

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

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

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

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

- Norme Tecniche per le costruzioni D.M.14/01/2008.

Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 14 Gennaio 2008

Modello per il calcolo del carico limite

Il terreno di fondazione è considerato costituito da due strati uno superiore ed uno inferiore al piano di posa della fondazione. La presenza della falda è presa in considerazione in base alla sua profondità dal piano campagna. Per la verifica a carico limite si adotta l'approccio 2 con una unica combinazione di carico A1+M1+R3, in cui i coefficienti parziali di sicurezza per le resistenze sono unitari ed il coefficiente di sicurezza globale è 2.3 per il carico limite verticale e 1.1 per il coefficiente di sicurezza a carico orizzontale. L'effetto del sisma è portato in conto considerando che la forza applicata a causa del sisma non è nè centrata nè verticale cio' comporta l'applicazione di fattori correttivi per l'inclinazione e una riduzione delle dimensioni della fondazione in funzione dell'eccentricità. Di seguito si riporta il calcolo per le combinazioni più gravose; in calce è riportato un riepilogo per tutte le combinazioni.

Carico limite

Il calcolo del carico limite è valutato secondo la formula di Terzaghi-Meyerof

$$Q_{lim} = q \cdot N_q \cdot \zeta_q \cdot \xi_q \cdot \alpha_q \cdot \beta_q \cdot \psi_q + c \cdot N_c \cdot \zeta_c \cdot \xi_c \cdot \alpha_c \cdot \beta_c \cdot \psi_c + \gamma \cdot N_\gamma \cdot \frac{B}{2} \cdot \zeta_\gamma \cdot \xi_\gamma \cdot \alpha_\gamma \cdot \beta_\gamma \cdot \psi_\gamma$$

dove :

N_q, N_c, N_γ = Coefficienti di Terzaghi - Meyerof per la striscia indefinita

$\zeta_q, \zeta_c, \zeta_\gamma$ = coefficienti correttivi di forma funzione del rapporto B/L

ξ_q, ξ_c, ξ_γ = coefficienti correttivi di inclinazione del carico dipendente da H/V

$\alpha_q, \alpha_c, \alpha_\gamma$ = coefficienti correttivi di inclinazione del piano di posa

$\beta_q, \beta_c, \beta_\gamma$ = coefficienti correttivi di inclinazione del piano campagna

$\psi_q, \psi_c, \psi_\gamma$ = coefficienti sismimici per considerare l'effetto cinematico, considerati solo in presenza di sisma

$\psi_q, \psi_c, \psi_\gamma$ = coefficienti correttivi di punzonamento dipendenti da un indice di rigidezza del terreno, in particolare detto I_r l'indice di rigidezza del terreno (secondo la teoria di Vesic dipendente dal modulo tangenziale $G=0.5 E/(1+\nu)$ del terreno, dalla coesione c, dalla tensione effettiva alla profondità B/2 sotto il piano di posa, dall'angolo di attrito del terreno di fondazione) ed I_{rcrit} l'indice di rigidezza critico (dipendente dall'angolo di attrito del terreno e dal rapporto B/L) risulta che i coefficienti di punzonamento sono uguali alla unità quando $I_r \geq I_{rcrit}$, mentre sono minori dell'unità quando $I_r < I_{rcrit}$.

Oltre a queste correzioni un'altra deriva dalla eccentricità del carico riducendo le dimensioni della fondazione in modo che il carico risulti centrato rispetto alla fondazione ridotta, dette e_b ed e_l le eccentricità del carico nella direzione di B ed L il carico limite si calcola per una fondazione di dimensioni ridotte $B' = B - 2e_b$ e $L' = L - 2e_l$

Altra correzione deriva dalla presenza della falda inserendo i pesi del terreno immerso nel primo e terzo termine, in particolare, detta H_f la profondità della falda e D la profondità del piano di posa, si ha:

per $H_f < D$ si valuta la pressione effettiva sul piano di posa considerando che parte del terreno superiore è immerso, mentre nel terzo termine si userà il peso immerso

per $H_f > D$ ed $H_f < D+B$ il peso del terreno del terzo termine si interpola tra i valori immerso e secco secondo la formula:

$$\gamma = \gamma' + (\gamma - \gamma') \cdot D/B$$

per $H_f > D+B$ la falda è trascurata.

I coefficienti di Terzaghi - Meyerof per la striscia ed i coefficienti correttivi sono dati dalle relazioni:

$$N_q = \frac{1 + \sin(\varphi)}{1 - \sin(\varphi)} e^{\pi \tan(\varphi)}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot(\varphi)$$

Il coefficiente N_γ non è suscettibile di una espressione in forma analitica chiusa, ed è stato calcolato per via numerica da diversi Autori. I valori del coefficiente sono riportati nella seguente tabella in funzione dell'angolo ϕ :

ϕ	0	1	2	3	4	5	6	7	8
N_γ	0	0.07	0.15	0.24	0.34	0.45	0.57	0.71	0.86
ϕ	9	10	11	12	13	14	15	16	17
N_γ	1.03	1.22	1.44	1.69	1.97	2.29	2.65	3.06	3.53
ϕ	18	19	20	21	22	23	24	25	26
N_γ	4.07	4.68	5.39	6.2	7.13	8.2	9.44	10.88	12.54
ϕ	27	28	29	30	31	32	33	34	35
N_γ	14.47	16.72	19.34	22.4	25.99	30.22	35.19	41.06	48.03
ϕ	36	37	38	39	40	41	42	43	44
N_γ	56.31	66.19	78.03	92.25	109.41	130.22	155.55	186.54	224.64
ϕ	45	46	47	48	49	50			
N_γ	271.76	330.75	403.67	496.01	613.16	762.89			

$$\zeta_q = 1 + \frac{B}{L} \tan(\varphi)$$

$$\zeta_c = 1 + \frac{B}{L} \frac{N_q}{N_c}$$

$$\zeta_r = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

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

$$\xi_q = \left[1 - \frac{H \tan(\varphi)}{V \tan(\varphi) + BLc} \right]^m$$

$$\xi_c = \xi_q - \frac{1 - \xi_q}{N_c \cdot \tan(\varphi)}$$

$$\xi_r = \left[1 - \frac{H \tan(\varphi)}{V \tan(\varphi) + BLc} \right]^{m+1}$$

$$\psi_q = \exp \left(0.6 \frac{B}{L} - 4.4 \right) \tan(\varphi) + \frac{3.07 \sin(\varphi) \log_{10}(2I_r)}{1 + \sin(\varphi)}$$

$$\psi_c = \psi_q - \frac{1 - \psi_q}{N_q \tan(\varphi)} \text{ se } \varphi \neq 0; \quad \psi_c = 0.32 + 0.12 \frac{B}{L} + 0.61 \log_{10}(I_r) \text{ se } \varphi = 0$$

$$\psi_r = \psi_q$$

$$\alpha_q = \alpha_r = (1 - \varepsilon \tan(\varphi))^2$$

$$\alpha_c = \alpha_q - \frac{1 - \alpha_q}{N_c \tan(\varphi)}$$

$$\beta_q = (1 - \tan(\varphi))^2 \cos(\varphi)$$

$$\beta_c = \beta_q - \frac{q - \beta_q}{N_c \tan(\varphi)}$$

$$\beta_r = \beta_q - \frac{q - \beta_q}{N_c \tan(\varphi)}$$

$$\varepsilon < \pi/4; \quad \omega < \pi/4; \quad \omega < \varphi$$

$$zq = zc = 1$$

$$zg = (1 - kh / \tan(\phi))^{0.45}$$

$$kh = \beta \frac{\alpha_{\max}}{g} \cdot (\text{vedi } NT - 7.11.3)$$

Simbologia carico limite fondazione rettangolare:

B	Base
L	Lunghezza
eb	Eccentricità secondo B
el	Eccentricità secondo L
D	Profondità del piano di posa
ε	Inclinazione del piano di posa
ω	Inclinazione del piano campagna
ϕ	Angolo di attrito del terreno di fondazione
c	Coesione del terreno di fondazione
G	Modulo tangenziale del terreno di fondazione
γ_1	Peso specifico terreno superiore
γ	Peso specifico terreno di fondazione
$\gamma_{1\text{Sat}}$	Peso specifico terreno saturo superiore
γ_{Sat}	Peso specifico terreno saturo di fondazione
Hf	Profondità della falda
W0	Peso specifico acqua
Fv	Componente ortogonale dell'azione sulla fondazione
Fh	Componente tangenziale dell'azione sulla fondazione

Modello terreno coesivo per il calcolo dei cedimenti:

Il terreno è modellato come sequenza di strati di tipo coesivo la cui deformabilità è individuata attraverso il modulo edometrico ovvero in base alla curva edometrica dedotti da prove in sito. Il cedimento è calcolato in base alla teoria di Skempton e Bjerrum. Il cedimento complessivo si compone di un cedimento di consolidazione **Wc** e di un cedimento immediato **W0**. Il cedimento di consolidazione è valutato in funzione del cedimento edometrico secondo la relazione **Wc = β Wed** dove β è fornito dai seguenti diagrammi espressi in funzione del coefficiente A di Skempton, del rapporto H/B per la striscia ovvero di H/D per il quadrato o cerchio, per valori intermedi di interpola linearmente.

La precedente relazione è applicabile ad uno strato omogeneo di spessore H; nei casi reali di terreno stratificato la precedente non è applicabile, ma assumendo valida l'ipotesi di Steinbrenner possiamo porre il cedimento nella forma:

$$Wc = \sum_{i=1}^n \beta(A_i, z_i + \Delta_i, B, L) Wed(z_i + \Delta_i) - \beta(A_i, z_i, B, L) Wed(z_i)$$

dove:

A_i coefficiente di Skempton dello strato i^{mo}

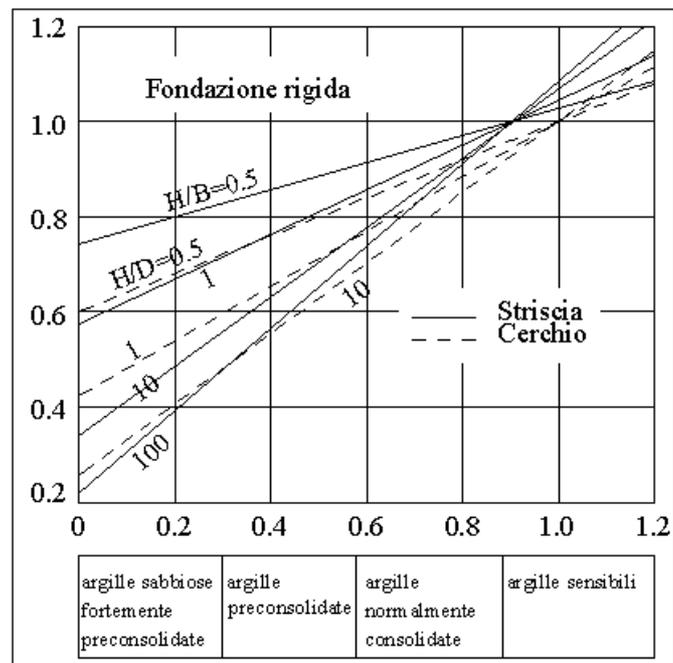
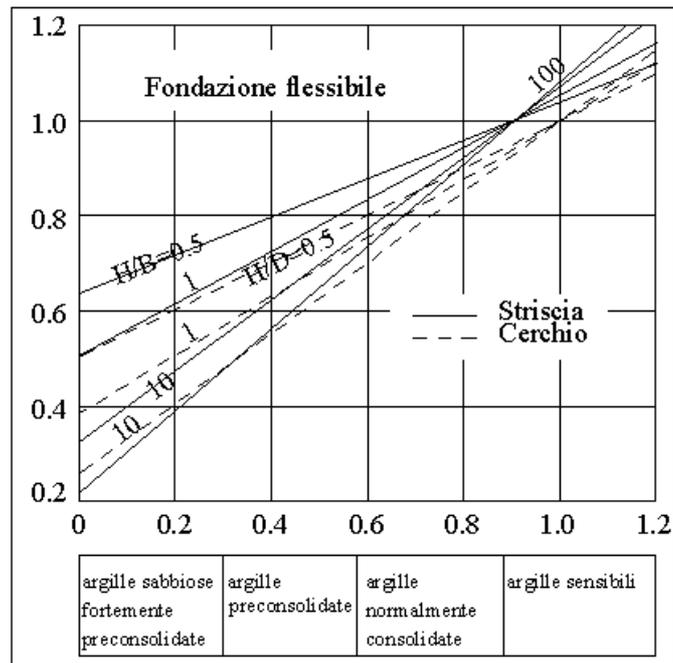
z_i quota superiore dello strato in considerazione

Δ_i spessore dello strato

Wed(z_i) cedimento di uno strato ideale di spessore z_i e modulo edometrico Eed_{i-1}

Wed($z_i + \Delta_i$) cedimento di uno strato ideale di spessore $z_i + \Delta_i$ e modulo edometrico Eed_i

β è letto dai diagrammi assumendo come spessore dello strato z_i ovvero $z_i + \Delta_i$



Platea 1-3

Dati della fondazione rettangolare

Falda assente

B	4.60 [m]
L	13.70 [m]
eb	0.00 [m]
el	0.00 [m]
D	0.50 [m]
ε	0.00 [°]
ω	0.00 [°]
ϕ	21.00 [°]
c	0.00 [kg/cmq]
G	8.95 [kg/cmq]
γ_1	1.65 [t/mc]
γ	1.65 [t/mc]
Fv	165085 [kg]
Fh	0 [kg]

Carico limite

N_q	N_c	N_γ
7.071	15.815	6.200
α_q	α_c	α_γ
1.000	1.000	1.000
β_q	β_c	β_γ
1.000	1.000	1.000
ξ_q	ξ_c	ξ_γ
1.000	1.000	1.000
ψ_q	ψ_c	ψ_γ
1.000	1.000	1.000
ζ_q	ζ_c	ζ_γ
1.129	1.150	0.866
zq	zc	zg
1.000	1.000	1.000
N'_q	N'_c	N'_γ
7.982	18.189	5.367

Indice di rigidezza critico $I_{r_{crit}} = 48.839$

Indice di rigidezza $I_r = 50.477$

V = 165085 [kg]

H = 0 [kg]

eb = 0.00 [m]

el = 0.00 [m]

$Q_{lim} = 7.982 * 0.08 [\text{kg/cmq}] + 5.367 * 1.65 [\text{t/mc}] * 4.60 [\text{m}] / 2 = 2.70 [\text{kg/cmq}]$

$Q_{amm} = 1.17 [\text{kg/cmq}]$

$\eta_{vd} = 2.300$

Hlim = 63370 [kg]

Hd = 57609 [kg]

$\eta_{hd}=1.100$

V=165085 [kg] <= Vd=738096 [kg]

H=0 [kg] <= Hd=57609 [kg]

VERIFICATO

VERIFICATO

La fondazione è considerata infinitamente *rigida* rispetto al terreno. Il volume di terreno influenzato dalla costruzione è tale che il substrato rigido non influenza il comportamento della fondazione, pertanto l'ultimo strato viene esteso fino alla profondità per la quale sono significativi gli incrementi di tensione indotti dai carichi

N°	H[m]	A	NC	Eed[kg/cmq]	P-E	γ [t/mc]
1	1.00	0.6	Si	50.00	----	1.65

Profondità fondazione **Df = 0.50 [m]**
Carico netto **$q_{eff}=0.18$ [kg/cmq]**
Valore medio di β **$\beta = 0.754$**
Cedimento edometrico **Wed=27[mm]**
Cedimento di consolidazione **Wc=20[mm]**
Cedimento immediato **W0=0[mm]**
Cedimento totale **Wt=20[mm]**

Platea 1-(12+13)-VI-1

Dati della fondazione rettangolare

Falda assente

B 4.60 [m]
L 13.70 [m]
eb 0.12 [m]
el 0.07 [m]
D 0.50 [m]
 ϵ 0.00 [°]
 ω 0.00 [°]
 ϕ 21.00 [°]
c 0.00 [kg/cmq]
G 8.95 [kg/cmq]
 γ_1 1.65 [t/mc]
 γ 1.65 [t/mc]
Fv 116232 [kg]
Fh 4978 [kg]

Carico limite

N_q	N_c	N_γ
7.071	15.815	6.200
α_q	α_c	α_γ
1.000	1.000	1.000
β_q	β_c	β_γ
1.000	1.000	1.000
ξ_q	ξ_c	ξ_γ

0.926	0.914	0.886
Ψ_q	Ψ_c	Ψ_γ
1.000	1.000	1.000
ζ_q	ζ_c	ζ_γ
1.124	1.144	0.871
z_q	z_c	z_g
1.000	1.000	0.872
N'_q	N'_c	N'_γ
7.357	16.532	4.172

Coefficiente sismico K_h (effetto cinematico) = 0.101

Indice di rigidezza critico $I_{r_{crit}} = 49.281$

Indice di rigidezza $I_r = 52.686$

$V = 116232$ [kg]

$H = 4978$ [kg]

$eb = 0.12$ [m]

$el = 0.07$ [m]

$Q_{lim} = 7.357 * 0.08$ [kg/cmq] + $4.172 * 1.65$ [t/mc] * 4.36 [m] / $2 = 2.11$ [kg/cmq]

$Q_{amm} = 0.92$ [kg/cmq]

$\eta_{vd} = 2.300$

$H_{lim} = 44617$ [kg]

$H_d = 40561$ [kg]

$\eta_{hd} = 1.100$

$V = 116232$ [kg] <= $V_d = 542457$ [kg]

$H = 4978$ [kg] <= $H_d = 40561$ [kg]

VERIFICATO

VERIFICATO

La fondazione è considerata infinitamente *rigida* rispetto al terreno. Il volume di terreno influenzato dalla costruzione è tale che il substrato rigido non influenza il comportamento della fondazione, pertanto l'ultimo strato viene esteso fino alla profondità per la quale sono significativi gli incrementi di tensione indotti dai carichi

N°	H[m]	A	NC	Eed[kg/cmq]	P-E	γ [t/mc]
1	1.00	0.6	Si	50.00	----	1.65

Profondità fondazione **Df = 0.50** [m]

Carico netto **$q_{eff} = 0.10$** [kg/cmq]

Valore medio di β **$\beta = 0.754$**

Cedimento edometrico **Wed = 15** [mm]

Cedimento di consolidazione **Wc = 12** [mm]

Cedimento immediato **W0 = 0** [mm]

Cedimento totale **Wt = 12** [mm]

Riepilogo risultati del calcolo

Elm.	Cmb	V [kg]	Vd [kg]	CsV	H [kg]	Hd [kg]	CsH	Qa [kg/cmq]	qe [kg/cmq]	w [mm]
1	2	165085	738096	10.28	0	57609	>100	1.17	0.18	20
	3	165085	738096	10.28	0	57609	>100	1.17	0.18	20
	4	164056	738093	10.35	0	57250	>100	1.17	0.18	20
	5	164056	738093	10.35	0	57250	>100	1.17	0.18	20
	6	161655	738086	10.50	0	56412	>100	1.17	0.17	20
	7	161655	738086	10.50	0	56412	>100	1.17	0.17	20
	8	161655	738086	10.50	0	56412	>100	1.17	0.17	20
	9	161655	738086	10.50	0	56412	>100	1.17	0.17	20
	10	114047	738045	14.88	0	39799	>100	1.17	0.10	11
	11	114047	738045	14.88	0	39799	>100	1.17	0.10	11
	(12+13)-I-1	116460	610154	12.05	2722	40641	16.42	0.99	0.10	12
	(12+13)-I-2	116487	591532	11.68	2022	40650	22.12	0.99	0.10	12
	(12+13)-I-3	116181	590549	11.69	2022	40543	22.06	0.99	0.10	12
	(12+13)-I-4	116207	610072	12.07	2722	40553	16.39	0.99	0.10	12
	(12+13)-II-1	116332	542755	10.73	4965	40596	8.99	0.92	0.10	12
	(12+13)-II-2	116420	543416	10.74	4618	40627	9.68	0.92	0.10	12
	(12+13)-II-3	116248	542515	10.73	4618	40567	9.66	0.92	0.10	12
	(12+13)-II-4	116336	542820	10.73	4965	40597	8.99	0.92	0.10	12
	(12+13)-III-1	116489	611856	12.08	2589	40651	17.27	1.00	0.10	12
	(12+13)-III-2	116458	590588	11.66	2087	40640	21.42	0.99	0.10	12
	(12+13)-III-3	116210	589639	11.67	2087	40553	21.37	0.99	0.10	12
	(12+13)-III-4	116178	611750	12.11	2589	40542	17.23	1.00	0.10	12
	(12+13)-IV-1	116429	546265	10.79	4659	40630	9.59	0.92	0.10	12
	(12+13)-IV-2	116323	545652	10.79	4401	40593	10.15	0.92	0.10	12
	(12+13)-IV-3	116345	544938	10.77	4401	40601	10.15	0.92	0.10	12
	(12+13)-IV-4	116239	546145	10.81	4659	40564	9.58	0.92	0.10	12
	(12+13)-V-1	116128	605032	11.98	3086	40525	14.44	0.99	0.10	12
	(12+13)-V-2	116154	584988	11.58	2516	40534	17.72	0.98	0.10	12
	(12+13)-V-3	116513	584442	11.54	2516	40659	17.78	0.98	0.10	12
	(12+13)-V-4	116539	605278	11.95	3086	40668	14.50	0.99	0.10	12
	(12+13)-VI-1	116232	542457	10.73	4978	40561	8.96	0.92	0.10	12
	(12+13)-VI-2	116320	542971	10.74	4646	40592	9.61	0.92	0.10	12
	(12+13)-VI-3	116347	542267	10.72	4646	40601	9.61	0.92	0.10	12
	(12+13)-VI-4	116435	542719	10.72	4978	40632	8.98	0.92	0.10	12
	(12+13)-VII-1	116157	606755	12.01	2950	40535	15.11	0.99	0.10	12
	(12+13)-VII-2	116125	583938	11.57	2590	40524	17.21	0.98	0.10	12
	(12+13)-VII-3	116542	583436	11.51	2590	40669	17.27	0.98	0.10	12
	(12+13)-VII-4	116510	606967	11.98	2950	40658	15.16	0.99	0.10	12
	(12+13)-VIII-1	116329	546100	10.80	4662	40595	9.58	0.92	0.10	12
	(12+13)-VIII-2	116223	545044	10.79	4442	40558	10.04	0.92	0.10	12
	(12+13)-VIII-3	116445	544524	10.76	4442	40635	10.06	0.92	0.10	12
	(12+13)-VIII-4	116338	546170	10.80	4662	40598	9.58	0.92	0.10	12
	Minimi coeff. sic.									
1	3			10.28						
1	(12+13)-VI-1						8.96			

Wmax=20mm,Wmin=11mm

Verifica a scorrimento globale delle fondazione

Comb. = Combinazione di verifica

N[kg] = Sforzo normale

Hd[kg] = Azione orizzontale depurata dalle azioni assorbite da pali e plinti su pali

R[kg] = Resistenza allo scorrimento $R = \text{Area} \cdot c + N \cdot \tan(\phi)$

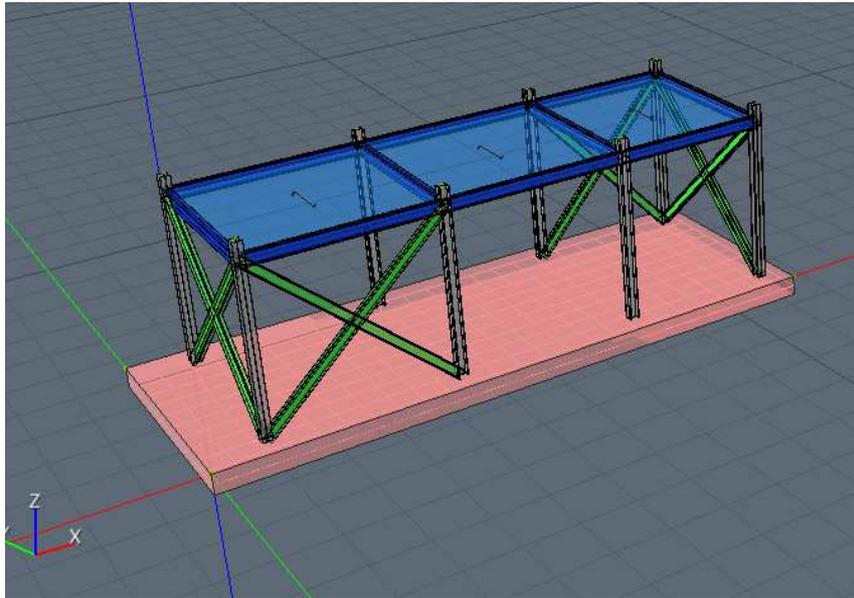
CS = R/Hd

CSd = Coefficiente di sicurezza di progetto

Area delle strutture di fondazione a contatto con il terreno **A=63.0200 m²**

Comb.	N	Hd	R	CS.	CSd	ver
	kg	kg	kg			
2	165085	0	63370	--	1.10	Si
3	165085	0	63370	--	1.10	Si
4	164056	0	62975	--	1.10	Si
5	164056	0	62975	--	1.10	Si
6	161655	0	62053	--	1.10	Si
7	161655	0	62053	--	1.10	Si
8	161655	0	62053	--	1.10	Si
9	161655	0	62053	--	1.10	Si
10	114047	0	43779	--	1.10	Si
11	114047	0	43779	--	1.10	Si
(12+13)-I-1	116460	0	44705	--	1.10	Si
(12+13)-I-2	116487	0	44715	--	1.10	Si
(12+13)-I-3	116181	0	44598	--	1.10	Si
(12+13)-I-4	116207	0	44608	--	1.10	Si
(12+13)-II-1	116332	0	44656	--	1.10	Si
(12+13)-II-2	116420	0	44689	--	1.10	Si
(12+13)-II-3	116248	0	44623	--	1.10	Si
(12+13)-II-4	116336	0	44657	--	1.10	Si
(12+13)-III-1	116489	0	44716	--	1.10	Si
(12+13)-III-2	116458	0	44704	--	1.10	Si
(12+13)-III-3	116210	0	44609	--	1.10	Si
(12+13)-III-4	116178	0	44597	--	1.10	Si
(12+13)-IV-1	116429	0	44693	--	1.10	Si
(12+13)-IV-2	116323	0	44652	--	1.10	Si
(12+13)-IV-3	116345	0	44661	--	1.10	Si
(12+13)-IV-4	116239	0	44620	--	1.10	Si
(12+13)-V-1	116128	0	44577	--	1.10	Si
(12+13)-V-2	116154	0	44587	--	1.10	Si
(12+13)-V-3	116513	0	44725	--	1.10	Si
(12+13)-V-4	116539	0	44735	--	1.10	Si
(12+13)-VI-1	116232	0	44617	--	1.10	Si
(12+13)-VI-2	116320	0	44651	--	1.10	Si
(12+13)-VI-3	116347	0	44662	--	1.10	Si
(12+13)-VI-4	116435	0	44695	--	1.10	Si
(12+13)-VII-1	116157	0	44589	--	1.10	Si
(12+13)-VII-2	116125	0	44576	--	1.10	Si
(12+13)-VII-3	116542	0	44736	--	1.10	Si
(12+13)-VII-4	116510	0	44724	--	1.10	Si
(12+13)-VIII-1	116329	0	44655	--	1.10	Si
(12+13)-VIII-2	116223	0	44614	--	1.10	Si
(12+13)-VIII-3	116445	0	44699	--	1.10	Si
(12+13)-VIII-4	116338	0	44658	--	1.10	Si

NUOVI MANUFATTI DI SERVIZIO IN ACCIAIO E ELEMENTI DI CHIUSURA PREFABRICATI



Normativa di riferimento

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

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

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

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

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

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

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

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

- D.M. 9 Gennaio 1996

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

- D.M. 16 Gennaio 1996

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

- D.M. 16 Gennaio 1996

Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche

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

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

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

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

- Norme Tecniche per le costruzioni D.M.14/01/2008.

Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 14 Gennaio 2008

Modello per il calcolo del carico limite

Il terreno di fondazione è considerato costituito da due strati uno superiore ed uno inferiore al piano di posa della fondazione. La presenza della falda è presa in considerazione in base alla sua profondità dal piano campagna. Per la verifica a carico limite si adotta l'approccio 2 con una unica combinazione di carico A1+M1+R3, in cui i coefficienti parziali di sicurezza per le resistenze sono unitari ed il coefficiente di sicurezza globale è 2.3 per il carico limite verticale e 1.1 per il coefficiente di sicurezza a carico orizzontale. L'effetto del sisma è portato in conto considerando che la forza applicata a causa del sisma non è nè centrata nè verticale cio' comporta l'applicazione di fattori correttivi per l'inclinazione e una riduzione delle dimensioni della fondazione in funzione dell'eccentricità. Di seguito si riporta il calcolo per le combinazioni più gravose; in calce è riportato un riepilogo per tutte le combinazioni.

Carico limite

Il calcolo del carico limite è valutato secondo la formula di Terzaghi-Meyerof

$$Q_{lim} = q \cdot N_q \cdot \zeta_q \cdot \xi_q \cdot \alpha_q \cdot \beta_q \cdot \psi_q + c \cdot N_c \cdot \zeta_c \cdot \xi_c \cdot \alpha_c \cdot \beta_c \cdot \psi_c + \gamma \cdot N_\gamma \cdot \frac{B}{2} \cdot \zeta_\gamma \cdot \xi_\gamma \cdot \alpha_\gamma \cdot \beta_\gamma \cdot \psi_\gamma$$

dove :

N_q, N_c, N_γ = Coefficienti di Terzaghi - Meyerof per la striscia indefinita

$\zeta_q, \zeta_c, \zeta_\gamma$ = coefficienti correttivi di forma funzione del rapporto B/L

ξ_q, ξ_c, ξ_γ = coefficienti correttivi di inclinazione del carico dipendente da H/V

$\alpha_q, \alpha_c, \alpha_\gamma$ = coefficienti correttivi di inclinazione del piano di posa

$\beta_q, \beta_c, \beta_\gamma$ = coefficienti correttivi di inclinazione del piano campagna

$\psi_q, \psi_c, \psi_\gamma$ = coefficienti sismimici per considerare l'effetto cinematico, considerati solo in presenza di sisma

$\psi_q, \psi_c, \psi_\gamma$ = coefficienti correttivi di punzonamento dipendenti da un indice di rigidezza del terreno, in particolare detto I_r l'indice di rigidezza del terreno (secondo la teoria di Vesic dipendente dal modulo tangenziale $G=0.5 E/(1+\nu)$ del terreno, dalla coesione c , dalla tensione effettiva alla profondità $B/2$ sotto il piano di posa, dall'angolo di attrito del terreno di fondazione) ed I_{rcrit} l'indice di rigidezza critico (dipendente dall'angolo di attrito del terreno e dal rapporto B/L) risulta che i coefficienti di punzonamento sono uguali alla unità quando $I_r \geq I_{rcrit}$, mentre sono minori dell'unità quando $I_r < I_{rcrit}$.

Oltre a queste correzioni un'altra deriva dalla eccentricità del carico riducendo le dimensioni della fondazione in modo che il carico risulti centrato rispetto alla fondazione ridotta, dette e_b ed e_l le eccentricità del carico nella direzione di B ed L il carico limite si calcola per una fondazione di dimensioni ridotte $B' = B - 2e_b$ e $L' = L - 2e_l$

Altra correzione deriva dalla presenza della falda inserendo i pesi del terreno immerso nel primo e terzo termine, in particolare, detta H_f la profondità della falda e D la profondità del piano di posa, si ha:

per $H_f < D$ si valuta la pressione effettiva sul piano di posa considerando che parte del terreno superiore è immerso, mentre nel terzo termine si userà il peso immerso

per $H_f > D$ ed $H_f < D+B$ il peso del terreno del terzo termine si interpola tra i valori immerso e secco secondo la formula:

$$\gamma = \gamma' + (\gamma - \gamma') \cdot D/B$$

per $H_f > D+B$ la falda è trascurata.

I coefficienti di Terzaghi - Meyerof per la striscia ed i coefficienti correttivi sono dati dalle relazioni:

$$N_q = \frac{1 + \sin(\varphi)}{1 - \sin(\varphi)} e^{\pi \tan(\varphi)}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot(\varphi)$$

Il coefficiente N_γ non è suscettibile di una espressione in forma analitica chiusa, ed è stato calcolato per via numerica da diversi Autori. I valori del coefficiente sono riportati nella seguente tabella in funzione dell'angolo ϕ :

ϕ°	0	1	2	3	4	5	6	7	8
N_γ	0	0.07	0.15	0.24	0.34	0.45	0.57	0.71	0.86
ϕ°	9	10	11	12	13	14	15	16	17
N_γ	1.03	1.22	1.44	1.69	1.97	2.29	2.65	3.06	3.53
ϕ°	18	19	20	21	22	23	24	25	26
N_γ	4.07	4.68	5.39	6.2	7.13	8.2	9.44	10.88	12.54
ϕ°	27	28	29	30	31	32	33	34	35
N_γ	14.47	16.72	19.34	22.4	25.99	30.22	35.19	41.06	48.03
ϕ°	36	37	38	39	40	41	42	43	44
N_γ	56.31	66.19	78.03	92.25	109.41	130.22	155.55	186.54	224.64
ϕ°	45	46	47	48	49	50			
N_γ	271.76	330.75	403.67	496.01	613.16	762.89			

$$\zeta_q = 1 + \frac{B}{L} \tan(\varphi)$$

$$\zeta_c = 1 + \frac{B}{L} \frac{N_q}{N_c}$$

$$\zeta_r = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

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

$$\xi_q = \left[1 - \frac{H \tan(\varphi)}{V \tan(\varphi) + BLc} \right]^m$$

$$\xi_c = \xi_q - \frac{1 - \xi_q}{N_c \tan(\varphi)}$$

$$\xi_r = \left[1 - \frac{H \tan(\varphi)}{V \tan(\varphi) + BLc} \right]^{m+1}$$

$$\psi_q = \exp \left(0.6 \frac{B}{L} - 4.4 \right) \tan(\varphi) + \frac{3.07 \sin(\varphi) \log_{10}(2I_r)}{1 + \sin(\varphi)}$$

$$\psi_c = \psi_q - \frac{1 - \psi_q}{N_q \tan(\varphi)} \text{ se } \varphi \neq 0; \quad \psi_c = 0.32 + 0.12 \frac{B}{L} + 0.6 \log_{10}(I_r) \text{ se } \varphi = 0$$

$$\psi_r = \psi_q$$

$$\alpha_q = \alpha_r = (1 - \varepsilon \tan(\varphi))^2$$

$$\alpha_c = \alpha_q - \frac{1 - \alpha_q}{N_c \tan(\varphi)}$$

$$\beta_q = (1 - \tan(\varphi))^2 \cos(\varphi)$$

$$\beta_c = \beta_\lambda - \frac{q - \beta_\lambda}{N_c \tan(\phi)}$$

$$\beta_c = \beta_\lambda - \frac{q - \beta_\lambda}{N_c \tan(\phi)}$$

$$\varepsilon < \pi/4; \quad \omega < \pi/4; \quad \omega < \varphi$$

$$zq = zc = 1$$

$$zg = (1 - kh / \tan(\phi))^{0.45}$$

$$kh = \beta \frac{\alpha_{\max}}{g} \cdot (\text{vedi } NT - 7.11.3)$$

Simbologia carico limite fondazione rettangolare:

B	Base
L	Lunghezza
eb	Eccentricità secondo B
el	Eccentricità secondo L
D	Profondità del piano di posa
ε	Inclinazione del piano di posa
ω	Inclinazione del piano campagna
ϕ	Angolo di attrito del terreno di fondazione
c	Coesione del terreno di fondazione
G	Modulo tangenziale del terreno di fondazione
γ_1	Peso specifico terreno superiore
γ	Peso specifico terreno di fondazione
$\gamma_{1\text{Sat}}$	Peso specifico terreno saturo superiore
γ_{Sat}	Peso specifico terreno saturo di fondazione
Hf	Profondità della falda
W0	Peso specifico acqua
Fv	Componente ortogonale dell'azione sulla fondazione
Fh	Componente tangenziale dell'azione sulla fondazione

Modello terreno coesivo per il calcolo dei cedimenti:

Il terreno è modellato come sequenza di strati di tipo coesivo la cui deformabilità è individuata attraverso il modulo edometrico ovvero in base alla curva edometrica dedotti da prove in sito. Il cedimento è calcolato in base alla teoria di Skempton e Bjerrum. Il cedimento complessivo si compone di un cedimento di consolidazione **Wc** e di un cedimento immediato **W0**. Il cedimento di consolidazione è valutato in funzione del cedimento edometrico secondo la relazione **Wc = β Wed** dove β è fornito dai seguenti diagrammi espressi in funzione del coefficiente A di Skempton, del rapporto H/B per la striscia ovvero di H/D per il quadrato o cerchio, per valori intermedi di interpola linearmente.

La precedente relazione è applicabile ad uno strato omogeneo di spessore H; nei casi reali di terreno stratificato la precedente non è applicabile, ma assumendo valida l'ipotesi di Steinbrenner possiamo porre il cedimento nella forma:

$$Wc = \sum_{i=1}^n \beta(A_i, z_i + \Delta_i, B, L) Wed(z_i + \Delta_i) - \beta(A_i, z_i, B, L) Wed(z_i)$$

dove:

i^m coefficiente di Skempton dello strato

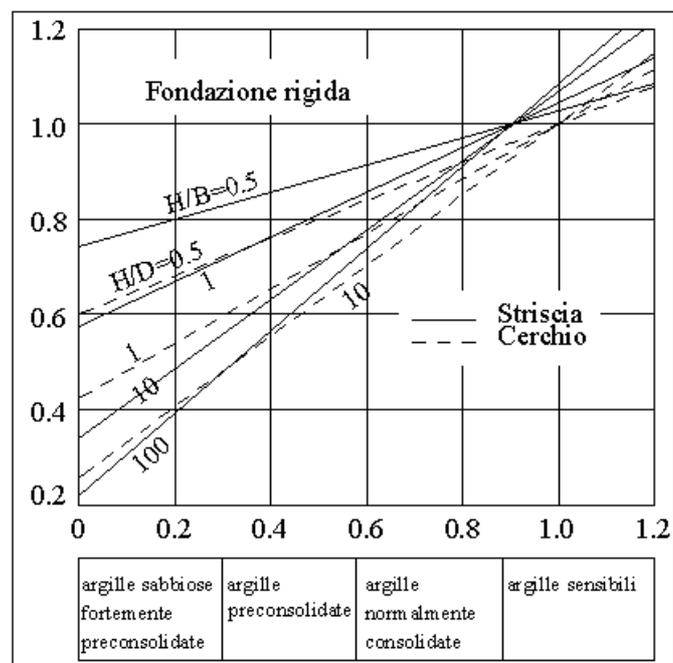
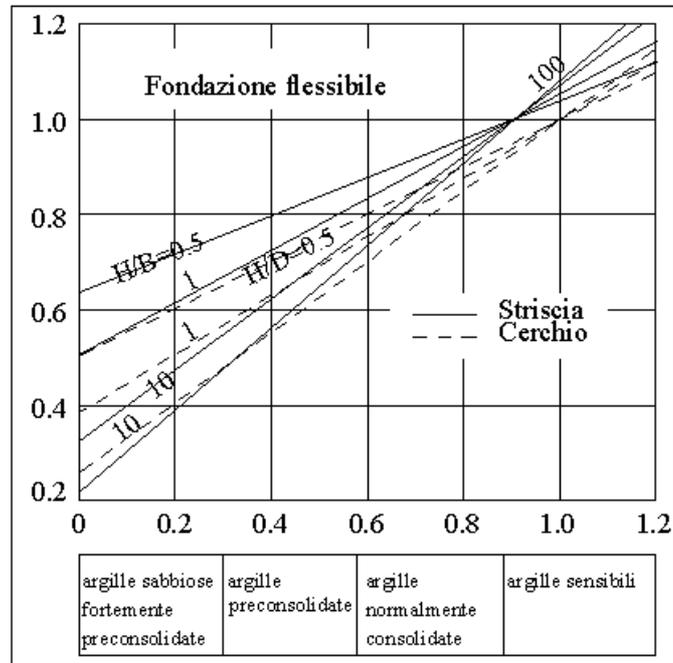
z_i quota superiore dello strato in considerazione

Δi spessore dello strato

$Wed(z_i)$ cedimento di uno strato ideale di spessore z_i e modulo edometrico Eed_{i-1}

$Wed(z_i + \Delta i)$ cedimento di uno strato ideale di spessore $z_i + \Delta i$ e modulo edometrico Eed_i

β è letto dai diagrammi assumendo come spessore dello strato z_i ovvero $z_i + \Delta i$



Platea 1-2

Dati della fondazione rettangolare

Falda assente

B	4.60 [m]
L	11.80 [m]
eb	0.00 [m]
el	0.05 [m]
D	0.50 [m]
ε	0.00 [°]
ω	0.00 [°]
ϕ	23.00 [°]
c	0.00 [kg/cmq]
G	7.80 [kg/cmq]
γ_1	1.60 [t/mc]
γ	1.60 [t/mc]
Fv	141480 [kg]
Fh	0 [kg]

Carico limite

N_q	N_c	N_γ
8.661	18.049	8.200
α_q	α_c	α_γ
1.000	1.000	1.000
β_q	β_c	β_γ
1.000	1.000	1.000
ξ_q	ξ_c	ξ_γ
1.000	1.000	1.000
Ψ_q	Ψ_c	Ψ_γ
0.890	0.860	0.890
ζ_q	ζ_c	ζ_γ
1.167	1.189	0.843
zq	zc	zg
1.000	1.000	1.000
N'_q	N'_c	N'_γ
8.992	18.443	6.149

Indice di rigidezza critico $I_{r_{crit}} = 56.002$

Indice di rigidezza $I_r = 41.003$

V = 141480 [kg]

H = 0 [kg]

eb = 0.00 [m]

$e_l = 0.05$ [m]
 $Q_{lim} = 8.992 * 0.08$ [kg/cmq] + $6.149 * 1.60$ [t/mc] * 4.60 [m] / $2 = 2.98$ [kg/cmq]
 $Q_d = 1.30$ [kg/cmq]
 $\eta_{vd} = 2.300$
 $H_{lim} = 60055$ [kg]
 $H_d = 54595$ [kg]
 $\eta_{hd} = 1.100$
 $V = 141480$ [kg] <= $V_d = 697511$ [kg]
 $H = 0$ [kg] <= $H_d = 54595$ [kg]

VERIFICATO
VERIFICATO

La fondazione è considerata infinitamente *rigida* rispetto al terreno. Il volume di terreno influenzato dalla costruzione è tale che il substrato rigido non influenza il comportamento della fondazione, pertanto l'ultimo strato viene esteso fino alla profondità per la quale sono significativi gli incrementi di tensione indotti dai carichi

N°	H[m]	A	NC	Eed[kg/cmq]	P-E	γ [t/mc]
1	30.00	0.6	Si	40.00	----	1.60

Profondità fondazione **Df = 0.50** [m]
 Carico netto **q_{eff} = 0.18** [kg/cmq]
 Valore medio di β **$\beta = 0.750$**
 Cedimento edometrico **W_{ed} = 32** [mm]
 Cedimento di consolidazione **W_c = 24** [mm]
 Cedimento immediato **W₀ = 0** [mm]
 Cedimento totale **W_t = 24** [mm]

Platea 1-3

Dati della fondazione rettangolare

Falda assente

B	4.60 [m]
L	11.80 [m]
eb	0.00 [m]
el	0.05 [m]
D	0.50 [m]
ε	0.00 [°]
ω	0.00 [°]
ϕ	23.00 [°]
c	0.00 [kg/cmq]
G	7.80 [kg/cmq]
γ_1	1.60 [t/mc]
γ	1.60 [t/mc]
Fv	141480 [kg]
Fh	0 [kg]

Carico limite

N_q	N_c	N_γ
8.661	18.049	8.200
α_q	α_c	α_γ
1.000	1.000	1.000
β_q	β_c	β_γ
1.000	1.000	1.000
ξ_q	ξ_c	ξ_γ
1.000	1.000	1.000
Ψ_q	Ψ_c	Ψ_γ
0.890	0.860	0.890
ζ_q	ζ_c	ζ_γ
1.167	1.189	0.843
zq	zc	zg
1.000	1.000	1.000
N'_q	N'_c	N'_γ
8.992	18.443	6.149

Indice di rigidezza critico $I_{r_{crit}} = 56.002$

Indice di rigidezza $I_r = 41.003$

V = 141480 [kg]

H = 0 [kg]

eb = 0.00 [m]

$e_l = 0.05$ [m]
 $Q_{lim} = 8.992 * 0.08$ [kg/cmq] + $6.149 * 1.60$ [t/mc] * 4.60 [m] / $2 = 2.98$ [kg/cmq]
 $Q_d = 1.30$ [kg/cmq]
 $\eta_{vd} = 2.300$
 $H_{lim} = 60055$ [kg]
 $H_d = 54595$ [kg]
 $\eta_{hd} = 1.100$
 $V = 141480$ [kg] <= $V_d = 697511$ [kg]
 $H = 0$ [kg] <= $H_d = 54595$ [kg]

VERIFICATO
VERIFICATO

La fondazione è considerata infinitamente *rigida* rispetto al terreno. Il volume di terreno influenzato dalla costruzione è tale che il substrato rigido non influenza il comportamento della fondazione, pertanto l'ultimo strato viene esteso fino alla profondità per la quale sono significativi gli incrementi di tensione indotti dai carichi

N°	H[m]	A	NC	Eed[kg/cmq]	P-E	γ [t/mc]
1	30.00	0.6	Si	40.00	----	1.60

Profondità fondazione **Df = 0.50** [m]
 Carico netto **q_{eff} = 0.18** [kg/cmq]
 Valore medio di β **$\beta = 0.750$**
 Cedimento edometrico **W_{ed} = 32** [mm]
 Cedimento di consolidazione **W_c = 24** [mm]
 Cedimento immediato **W₀ = 0** [mm]
 Cedimento totale **W_t = 24** [mm]

Platea 1-(12+13)-VIII-1

Dati della fondazione rettangolare

Falda assente

B	4.60 [m]
L	11.80 [m]
eb	0.12 [m]
el	0.11 [m]
D	0.50 [m]
ε	0.00 [°]
ω	0.00 [°]
ϕ	23.00 [°]
c	0.00 [kg/cmq]
G	7.80 [kg/cmq]
γ_1	1.60 [t/mc]
γ	1.60 [t/mc]
Fv	99909 [kg]
Fh	4031 [kg]

Carico limite

N_q	N_c	N_γ
8.661	18.049	8.200
α_q	α_c	α_γ
1.000	1.000	1.000
β_q	β_c	β_γ
1.000	1.000	1.000
ξ_q	ξ_c	ξ_γ
0.931	0.922	0.894
Ψ_q	Ψ_c	Ψ_γ
0.901	0.873	0.901
ζ_q	ζ_c	ζ_γ
1.160	1.181	0.849
zq	zc	zg
1.000	1.000	0.885
N'_q	N'_c	N'_γ
8.426	17.170	4.960

Coefficiente sismico Kh (effetto cinematico) = 0.101

Indice di rigidezza critico $I_{r_{crit}} = 56.630$ Indice di rigidezza $I_r = 42.820$

V = 99909 [kg]

H = 4031 [kg]

$e_b = 0.12$ [m]
 $e_l = 0.11$ [m]
 $Q_{lim} = 8.426 * 0.08$ [kg/cmq] + $4.960 * 1.60$ [t/mc] * 4.36 [m] / $2 = 2.40$ [kg/cmq]
 $Q_d = 1.05$ [kg/cmq]
 $\eta_{vd} = 2.300$
 $H_{lim} = 42409$ [kg]
 $H_d = 38553$ [kg]
 $\eta_{hd} = 1.100$
 $V = 99909$ [kg] <= $V_d = 527940$ [kg] **VERIFICATO**
 $H = 4031$ [kg] <= $H_d = 38553$ [kg] **VERIFICATO**

La fondazione è considerata infinitamente *rigida* rispetto al terreno. Il volume di terreno influenzato dalla costruzione è tale che il substrato rigido non influenza il comportamento della fondazione, pertanto l'ultimo strato viene esteso fino alla profondità per la quale sono significativi gli incrementi di tensione indotti dai carichi

N°	H[m]	A	NC	Eed[kg/cmq]	P-E	γ [t/mc]
1	30.00	0.6	Si	40.00	----	1.60

Profondità fondazione **Df = 0.50** [m]
 Carico netto **q_{eff} = 0.10** [kg/cmq]
 Valore medio di β **$\beta = 0.750$**
 Cedimento edometrico **W_{ed} = 19** [mm]
 Cedimento di consolidazione **W_c = 14** [mm]
 Cedimento immediato **W₀ = 0** [mm]
 Cedimento totale **W_t = 14** [mm]

Riepilogo risultati del calcolo

Elm.	Cmb	V [kg]	Vd [kg]	CsV	H [kg]	Hd [kg]	CsH	Qd [kg/cm q]	q _e [kg/c mq]	w [mm]
1	2	141480	697511	11.34	0	54595	>100	1.30	0.18	24
	3	141480	697511	11.34	0	54595	>100	1.30	0.18	24
	4	140653	697687	11.41	0	54276	>100	1.30	0.18	24
	5	140653	697687	11.41	0	54276	>100	1.30	0.18	24
	6	138725	698105	11.57	0	53532	>100	1.30	0.18	24
	7	138725	698105	11.57	0	53532	>100	1.30	0.18	24
	8	138725	698105	11.57	0	53532	>100	1.30	0.18	24
	9	138725	698105	11.57	0	53532	>100	1.30	0.18	24
	10	98099	698938	16.39	0	37855	>100	1.30	0.10	14
	11	98099	698938	16.39	0	37855	>100	1.30	0.10	14
	(12+13)-I-1	100085	569140	13.08	3114	38621	13.64	1.09	0.10	14
	(12+13)-I-2	100088	552813	12.70	3137	38623	13.54	1.08	0.10	14
	(12+13)-I-3	99783	561167	12.93	3137	38505	13.50	1.08	0.10	14
	(12+13)-I-4	99786	576833	13.30	3114	38506	13.60	1.09	0.10	14

Elm.	Cmb	V [kg]	Vd [kg]	CsV	H [kg]	Hd [kg]	CsH	Qd [kg/cm ^q]	qe [kg/cm ^q]	w [mm]
	(12+13)-II-1	99975	536531	12.34	3418	38579	12.41	1.06	0.10	14
	(12+13)-II-2	99987	534272	12.29	3439	38583	12.34	1.06	0.10	14
	(12+13)-II-3	99884	539586	12.42	3439	38544	12.33	1.06	0.10	14
	(12+13)-II-4	99896	543712	12.52	3418	38548	12.41	1.06	0.10	14
	(12+13)-III-1	100081	564173	12.97	3457	38620	12.29	1.08	0.10	14
	(12+13)-III-2	100092	557934	12.82	2780	38624	15.28	1.09	0.10	14
	(12+13)-III-3	99779	566383	13.06	2780	38503	15.23	1.09	0.10	14
	(12+13)-III-4	99790	571782	13.18	3457	38507	12.25	1.08	0.10	14
	(12+13)-IV-1	99963	530795	12.21	3824	38574	11.10	1.05	0.10	14
	(12+13)-IV-2	99999	537597	12.36	3226	38588	13.16	1.06	0.10	14
	(12+13)-IV-3	99872	542287	12.49	3226	38539	13.14	1.06	0.10	14
	(12+13)-IV-4	99908	537915	12.38	3824	38553	11.09	1.05	0.10	14
	(12+13)-V-1	99905	566296	13.04	3303	38552	12.84	1.09	0.10	14
	(12+13)-V-2	99909	559828	12.89	2662	38553	15.93	1.09	0.10	14
	(12+13)-V-3	99962	568586	13.08	2662	38574	15.94	1.09	0.10	14
	(12+13)-V-4	99966	574181	13.21	3303	38575	12.85	1.09	0.10	14
	(12+13)-VI-1	99921	532810	12.26	3688	38558	11.50	1.05	0.10	14
	(12+13)-VI-2	99933	538617	12.40	3126	38563	13.57	1.07	0.10	14
	(12+13)-VI-3	99938	543950	12.52	3126	38565	13.57	1.07	0.10	14
	(12+13)-VI-4	99950	540038	12.43	3688	38569	11.51	1.05	0.10	14
	(12+13)-VII-1	99902	562161	12.94	3587	38551	11.82	1.08	0.10	14
	(12+13)-VII-2	99912	565153	13.01	2294	38555	18.49	1.10	0.10	14
	(12+13)-VII-3	99958	573992	13.21	2294	38573	18.50	1.11	0.10	14
	(12+13)-VII-4	99969	569992	13.11	3587	38577	11.83	1.08	0.10	14
	(12+13)-VIII-1	99909	527940	12.15	4031	38553	10.52	1.05	0.10	14
	(12+13)-VIII-2	99945	541595	12.46	2940	38567	14.43	1.07	0.10	14
	(12+13)-VIII-3	99926	546292	12.57	2940	38560	14.43	1.07	0.10	14
	(12+13)-VIII-4	99962	535126	12.31	4031	38574	10.53	1.05	0.10	14
	Minimi coeff. sic.									
1	3			11.34						
1	(12+13)-VIII-1						10.52			

Wmax=24,Wmin=14

Verifica a scorrimento globale delle fondazione

Comb. = Combinazione di verifica

N[kg] = Sforzo normale

Hd[kg] = Azione orizzontale depurata dalle azioni assorbite da pali e plinti su pali

R[kg] = Resistenza allo scorrimento $R=Area*c+N*\tan(\phi)$

CS = R/Hd

CSd = Coefficiente di sicurezza di progetto

Area delle strutture di fondazione a contatto con il terreno **A=54.2800 m²**

Comb.	N	Hd	R	CS.	CSd	ver
	kg	kg	kg			
2	141480	0	60055	--	1.10	Si
3	141480	0	60055	--	1.10	Si
4	140653	0	59704	--	1.10	Si
5	140653	0	59704	--	1.10	Si
6	138725	0	58885	--	1.10	Si
7	138725	0	58885	--	1.10	Si
8	138725	0	58885	--	1.10	Si
9	138725	0	58885	--	1.10	Si
10	98099	0	41641	--	1.10	Si
11	98099	0	41641	--	1.10	Si
(12+13)-I-1	100085	3114	42483	13.64	1.10	Si
(12+13)-I-2	100088	3137	42485	13.54	1.10	Si
(12+13)-I-3	99783	3137	42355	13.50	1.10	Si
(12+13)-I-4	99786	3114	42357	13.60	1.10	Si
(12+13)-II-1	99975	3418	42437	12.41	1.10	Si
(12+13)-II-2	99987	3439	42442	12.34	1.10	Si
(12+13)-II-3	99884	3439	42398	12.33	1.10	Si
(12+13)-II-4	99896	3418	42403	12.41	1.10	Si
(12+13)-III-1	100081	3457	42482	12.29	1.10	Si
(12+13)-III-2	100092	2780	42486	15.28	1.10	Si
(12+13)-III-3	99779	2780	42354	15.23	1.10	Si
(12+13)-III-4	99790	3457	42358	12.25	1.10	Si
(12+13)-IV-1	99963	3824	42432	11.10	1.10	Si
(12+13)-IV-2	99999	3226	42447	13.16	1.10	Si
(12+13)-IV-3	99872	3226	42393	13.14	1.10	Si
(12+13)-IV-4	99908	3824	42408	11.09	1.10	Si
(12+13)-V-1	99905	3303	42407	12.84	1.10	Si
(12+13)-V-2	99909	2662	42409	15.93	1.10	Si
(12+13)-V-3	99962	2662	42431	15.94	1.10	Si
(12+13)-V-4	99966	3303	42433	12.85	1.10	Si
(12+13)-VI-1	99921	3688	42414	11.50	1.10	Si
(12+13)-VI-2	99933	3126	42419	13.57	1.10	Si
(12+13)-VI-3	99938	3126	42421	13.57	1.10	Si
(12+13)-VI-4	99950	3688	42426	11.51	1.10	Si
(12+13)-VII-1	99902	3587	42406	11.82	1.10	Si
(12+13)-VII-2	99912	2294	42410	18.49	1.10	Si
(12+13)-VII-3	99958	2294	42430	18.50	1.10	Si
(12+13)-VII-4	99969	3587	42434	11.83	1.10	Si
(12+13)-VIII-1	99909	4031	42409	10.52	1.10	Si
(12+13)-VIII-2	99945	2940	42424	14.43	1.10	Si
(12+13)-VIII-3	99926	2940	42416	14.43	1.10	Si
(12+13)-VIII-4	99962	4031	42431	10.53	1.10	Si

PARATIA PROVVISORIALE PER SCAVO REALIZZAZIONE NUCLEO SCALA

Analisi della paratia.

Alcune considerazioni preliminari.

Gli elementi che concorrono al calcolo di una paratia sono vari. Si coinvolgono infatti concetti legati alla flessibilità dei pali, al calcolo della spinta del terrapieno, alla rigidezza del terreno ecc. Si osservi la seguente figura:

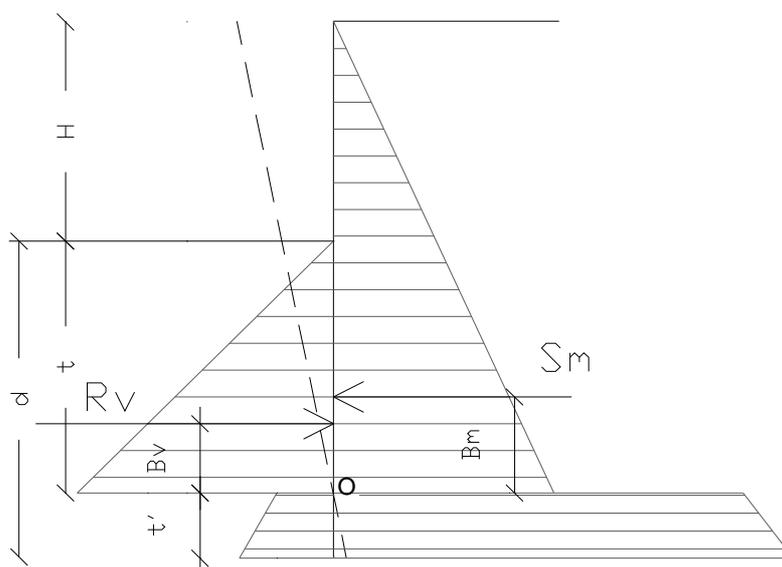


Figura 1: Schema delle pressioni agenti sulla paratia

Si vede che le pressioni laterali che sono chiamate a concorrere nell'equilibrio sono la pressione attiva sviluppata a tergo della paratia e la pressione passiva che si sviluppa nella parte anteriore della paratia (Parte di valle della paratia). Il calcolo, sia nell'ambito dei metodi semplificati che nell'ambito di metodi numerici, della spinta a tergo ed a valle della paratia viene solitamente condotto sia con il metodo di Rankine che con il metodo di Coulomb. Si rileva però che il metodo di Coulomb fornisce risultati più accurati in quanto essendo la paratia un'opera solitamente flessibile, e manifestando quindi spostamenti maggiori si generano fenomeni di attrito all'interfaccia paratia-terreno che possono essere tenuti in conto solo attraverso i coefficienti di spinta di Coulomb. Nell'utilizzo del metodo degli elementi finiti si deve calcolare anche un coefficiente di reazione del terreno k_s , oltre che la spinta attiva e passiva del terreno. Se si parla di analisi in condizioni non drenate è inoltre necessario conoscere il valore della coesione non drenata. È inoltre opportuno considerare che se si vuole tenere debitamente in conto l'attrito tra terreno e opera si deve essere a conoscenza dell'angolo di attrito tra terreno

e opera (appunto). In conclusione i parametri (in termini di proprietà del terreno) di cui si deve disporre per effettuare l'analisi sono i seguenti:

- Angolo di attrito interno del terreno;
- Coesione del terreno;
- Peso dell'unità di volume del terreno;
- Angolo di attrito tra il terreno ed il materiale che costituisce l'opera.

Calcolo delle spinte.

Come accennato in uno dei paragrafi precedenti, deve in ogni caso essere effettuato il calcolo della spinta attiva e passiva. Si espone quindi in questa sezione il calcolo delle spinte con il metodo di Coulomb.

Calcolo della spinta attiva.

La spinta attiva può essere calcolata con il metodo di Coulomb o alternativamente utilizzando la Teoria di Caquot.

Metodo di Coulomb.

Il metodo di Coulomb è capace di tenere in conto le variabili più significative, soprattutto con riguardo al fenomeno attritivo che si genera all'interfaccia paratia-terreno. Per terreno omogeneo ed asciutto il diagramma delle pressioni si presenta lineare con distribuzione (valutata alla profondità z):

$$\sigma_h(z) = k_a \cdot \gamma_t \cdot z$$

La spinta totale, che è l'integrale della relazione precedente su tutta l'altezza, è applicata ad $1/3$ di H e si calcola con la seguente espressione:

$$S_t(z) = \frac{1}{2} k_a \cdot \gamma_t \cdot H^2$$

Avendo indicato con k_a il valore del coefficiente di pressione attiva, determinabile con la seguente relazione:

$$\left\{ \begin{array}{l} k_a = \frac{\sin^2(\phi + \beta)}{\sin^2 \beta \times \sin(\beta - \delta) \times \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \times \sin(\phi - \varepsilon)}{\sin(\beta - \delta) \times \sin(\beta + \varepsilon)}} \right]^2} \\ \text{con } \delta < (\beta - \phi - \varepsilon) \text{ secondo Muller - Breslau} \end{array} \right.$$

γ_t = Peso unità di volume del terreno;

β = Inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede;

ϕ = Angolo di resistenza al taglio del terreno;

δ = Angolo di attrito terreno-paratia positivo se antiorario;

ε = Inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale positiva se antioraria;

Metodo di Caquot.

Il metodo di Coulomb risulta essere un metodo sufficientemente accurato per la valutazione dei coefficienti di pressione allo stato limite. Tuttavia soffre dell'ipotesi riguardante la planarità della superficie di scorrimento. Tale ipotesi è rimossa applicando la teoria di Caquot la quale si basa sull'utilizzo di una superficie di scorrimento a forma di spirale logaritmica. Secondo questa teoria il coefficiente di pressione attiva si determina utilizzando la seguente formula:

$$K_a = \rho \cdot K_a^{Coulomb}$$

Dove i simboli hanno il seguente significato:

- $K_a^{Coulomb}$ è il coefficiente di pressione attiva calcolato con la teoria di Coulomb;
- ρ è un coefficiente moltiplicativo calcolato con la seguente formula:

$$\rho = \left([1 - 0.9 \cdot \lambda^2 - 0.1 \cdot \lambda] \cdot [1 - 0.3 \cdot \lambda^3] \right)^{-n}$$

Dove i simboli sono calcolati con le seguenti formule:

$$\lambda = \frac{\Delta + \beta - \Gamma}{4 \cdot \varphi - 2 \cdot \pi \cdot (\Delta + \beta - \Gamma)}$$
$$\Delta = 2 \cdot \tan^{-1} \left(\frac{|\cot(\delta)| - \sqrt{\cot^2(\delta) - \cot^2(\varphi)}}{1 + \cos ec(\varphi)} \right)$$
$$\Gamma = \sin^{-1} \left(\frac{\sin(\beta)}{\sin(\varphi)} \right)$$

Dove i simboli hanno il seguente significato (vedere anche figura seguente):

- β è l'inclinazione del profilo di monte misurata rispetto all'orizzontale;
- φ è l'angolo di attrito interno del terreno spingente;
- δ è l'angolo di attrito all'interfaccia opera-terreno;

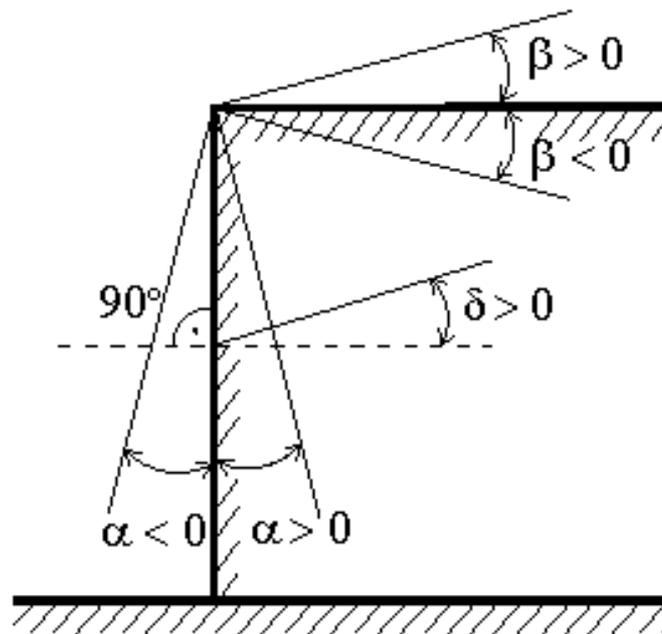


Figura: Convenzione utilizzata per il calcolo del coefficiente di pressione secondo la teoria di Caquot

Carico uniforme sul terrapieno

Un carico Q , uniformemente distribuito sul piano campagna induce delle pressioni costanti pari:

$$\sigma_q(z) = k_a \cdot Q \cdot \frac{\sin(\beta)}{\sin(\beta + \varepsilon)}$$

Integrando la tensione riportata alla formula precedente si ottiene la spinta totale dovuta al sovraccarico:

$$S_q = k_a \cdot Q \cdot \frac{\sin(\beta)}{\sin(\beta + \varepsilon)} \cdot H$$

Con punto di applicazione ad $H/2$ (essendo la distribuzione delle tensioni costante). Nelle precedenti formule i simboli hanno il seguente significato:

β = Inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede

ε = Inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale positiva se antioraria

K_a = Coefficiente di pressione attiva calcolato al paragrafo precedente

Striscia di carico su pc inclinato

Il carico agente viene decomposto in un carico ortogonale ed in uno tangenziale al terrapieno, le pressioni indotte sulla parete saranno calcolate come illustrato nei due paragrafi che seguono.

Striscia di carico ortogonale al piano di azione

Un carico ripartito in modo parziale di ascissa iniziale x_1 ed ascissa finale x_2 genera un diagramma di pressioni sulla parete i cui valori sono stati determinati secondo la formulazione di Terzaghi, che esprime la pressione alla generica profondità z come segue:

$$\sigma_q(z) = \frac{Q}{2\pi \times (2\Delta\theta + A)}$$

$$\tau_{xz} = -\frac{Q}{2\pi B}$$

Con:

$$\Delta\theta = \theta_1 - \theta_2;$$

$$A = \sin(2\theta_1) - \sin(2\theta_2)$$

$$B = \cos(2\theta_1) - \cos(2\theta_2)$$

$$\theta_1 = \arctg(z/x_1)$$

$$\theta_2 = \arctg(z/x_2)$$

Per integrazione si otterrà la risultante ed il relativo braccio.

Striscia di carico tangenziale al p.c.

$$\sigma_x = \frac{t}{2\pi \times (D - 2E)}$$

T = Intensità del carico [F/L²]

D = 4 × log[senθ₁/senθ₂]

E = sen²θ₁ - sen²θ₂

Linee di carico sul terrapieno

Le linee di carico generano un incremento di pressioni sulla parete che secondo BOUSSINESQ, alla profondità z, possono essere espresse come segue:

$$\sigma_x(x, z) = \frac{2V}{\pi \cdot x^2 \cdot z \cdot (x^2 + z^2)^2}$$

$$\tau_{xz}(x, z) = \frac{2V}{\pi \cdot x \cdot z^2 \cdot (x^2 + z^2)^2}$$

Dove i simboli hanno il seguente significato:

V = Intensità del carico espressa in [F/L];

X = Distanza, in proiezione orizzontale, del punto di applicazione del carico dalla parete;

Se il piano di azione è inclinato di ε □ viene ruotato il sistema di riferimento xz in XZ, attraverso la seguente trasformazione:

$$\begin{cases} X = x \cdot \cos(\varepsilon) - z \cdot \sin(\varepsilon) \\ Z = z \cdot \cos(\varepsilon) + x \cdot \sin(\varepsilon) \end{cases}$$

Spinta in presenza di falda acquifera

La falda con superficie distante H_w dalla base della struttura, induce delle pressioni idrostatiche normali alla parete che, alla profondità z sono espresse come segue:

$$u(z) = \gamma_w \cdot z$$

La spinta idrostatica totale si ottiene per integrazione su tutta l'altezza della relazione precedente:

$$S_w = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot H^2$$

Avendo indicato con H l'altezza totale di spinta e con γ_w il peso dell'unità di volume dell'acqua. La spinta del terreno immerso si ottiene sostituendo γ_t con $\gamma't$ ($\gamma't = \gamma_{\text{saturato}} - \gamma_w$), peso specifico del materiale immerso in acqua. In condizioni sismiche la sovraspinta esercitata dall'acqua viene valutata nel seguente modo:

$$\Delta S_w = \frac{7}{12} \gamma_w \cdot H_w^2 \cdot C$$

applicata a 2/3 dell'altezza della falda H_w [Matsuo O'Hara (1960) Geotecnica, R. Lancellotta]

Effetto dovuto alla presenza di coesione

La coesione induce delle pressioni negative costanti pari a:

$$P_c = -\frac{2 \cdot c}{\sqrt{k_a}}$$

Non essendo possibile stabilire a priori quale sia il decremento indotto della spinta per effetto della coesione. E' stata calcolata l'altezza critica Z_c come segue:

$$Z_c = \frac{2c}{\gamma_t \times \sqrt{K_a}} - \left\{ \frac{\left[\frac{Q \times \sin \beta}{\sin(\beta + \varepsilon)} \right]}{\gamma_t} \right\}$$

Dove i simboli hanno il seguente significato

Q = Carico agente sul terrapieno eventualmente presente.

γ_t = Peso unità di volume del terreno

β = Inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede

ε = Inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale positiva se antioraria

C = Coesione del materiale

K_a = Coefficiente di pressione attiva, come calcolato ai passi precedenti

Nel caso in cui si verifichi la circostanza che la Z_c , calcolata con la formula precedente, sia minore di zero è possibile sovrapporre direttamente gli effetti dei diagrammi, imponendo un decremento al diagramma di spinta originario valutato come segue:

$$S_c = P_c \cdot H$$

Dove si è indicata con il simbolo H l'altezza totale di spinta.

Sisma

Spinta attiva in condizioni sismiche

In presenza di sisma la forza di calcolo esercitata dal terrapieno sulla parete è data da:

$$E_d = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm k_v) K H^2 + E_{ws} + E_{wd}$$

Dove i simboli hanno il seguente significato:

H = altezza di scavo

K_v = coefficiente sismico verticale

γ = peso per unità di volume del terreno

K = coefficienti di spinta attiva totale (statico + dinamico) (vedi Mononobe & Okabe)

E_{ws} = spinta idrostatica dell'acqua

E_{wd} = spinta idrodinamica.

Per terreni impermeabili la spinta idrodinamica $E_{wd} = 0$, ma viene effettuata una correzione sulla valutazione dell'angolo β della formula di Mononobe & Okabe così come di seguito:

$$\operatorname{tg} \vartheta = \frac{\gamma_{\text{sat}}}{\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \mp k_v}$$

Nei terreni ad elevata permeabilità in condizioni dinamiche continua a valere la correzione di cui sopra, ma la spinta idrodinamica assume la seguente espressione:

$$E_{wd} = \frac{7}{12} k_h \gamma_w H^2$$

Con H' altezza del livello di falda (riportata nella sezione relativa al calcolo della spinta idrostatica).

Resistenza passiva

Anche per il calcolo della resistenza passiva si possono utilizzare i due metodi usati nel calcolo della pressione allo stato limite attivo (metodo di Coulomb e metodo di Caquot).

Metodo di Coulomb

Per terreno omogeneo il diagramma delle pressioni in condizioni di stato limite passivo risulta lineare con legge del tipo del tipo:

$$\sigma_p(z) = k_p \gamma_t z$$

Ancora una volta integrando la precedente relazione sull'altezza di spinta (che per le paratie deve essere valutata attentamente) si ottiene la spinta passiva totale:

$$S_t = \frac{1}{2} k_p \cdot \gamma_t \cdot H^2$$

Avendo indicato al solito con H l'altezza di spinta, γ_t il peso dell'unità di volume di terreno e con k_p il coefficiente di pressione passiva (in condizioni di stato limite passivo). Il valore di questo coefficiente è determinato con la seguente formula:

$$k_p = \frac{\sin^2(\beta - \phi)}{\sin^2 \beta \times \sin(\beta + \delta) \times \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \times \sin(\phi + \varepsilon)}{\sin(\beta + \delta) \times \sin(\beta + \varepsilon)}} \right]^2}$$

con $\delta < \beta - \phi - \varepsilon$ secondo Muller - Breslau

con valori limite pari a: $\delta < \beta - \phi - \varepsilon$ (Muller-Breslau).

Metodo di Caquot

Il metodo di Caquot differisce dal metodo di Coulomb per il calcolo del coefficiente di pressione allo stato limite passivo. Il coefficiente di pressione passiva viene calcolato, con questo metodo, interpolando i valori della seguente tabella:

Coefficient of passive earth pressure K_p for $\delta = -\phi$											
α [°]	ϕ [°]	K_p when $\beta = \alpha$									
		0	5	10	15	20	25	30	35	40	45
	10	1,17	1,41	1,53							
	15	1,30	1,70	1,92	2,08						
	20	1,71	2,08	2,42	2,71	2,92					
	25	2,14	2,81	2,98	3,88	4,22	4,43				
-30	30	2,78	3,42	4,18	5,01	5,98	8,94	7,40			
	35	3,75	4,73	5,87	7,21	8,78	10,80	12,50	13,80		
	40	5,31	8,87	8,77	11,00	13,70	17,20	24,80	25,40	28,40	
	45	8,05	10,70	14,20	18,40	23,80	90,60	38,90	49,10	60,70	69,10
	10	1,36	1,58	1,70							
	15	1,68	1,97	2,20	2,38						
	20	2,13	2,52	2,92	3,22	3,51					
	25	2,78	3,34	3,99	4,80	5,29	5,57				
-20	30	3,78	4,81	8,58	8,81	7,84	9,12	9,77			
	35	5,38	8,89	8,28	10,10	12,20	14,80	17,40	19,00		
	40	8,07	10,40	12,00	18,50	20,00	25,50	38,50	37,80	42,20	
	45	13,2	17,50	22,90	29,80	38,30	48,90	82,30	78,80	97,30	111,04
	10	1,52	1,72	1,83							
	15	1,95	2,23	2,57	2,88						
	20	2,57	2,98	3,42	3,75	4,09					

	25	3,50	4,14	4,90	5,82	8,45	8,81				
-10	30	4,98	8,01	7,19	8,51	10,10	11,70	12,80			
	35	7,47	9,24	11,30	13,80	18,70	20,10	23,70	26,00		
	40	12,0	15,40	19,40	24,10	29,80	37,10	53,20	55,10	61,80	
	45	21,2	27,90	38,50	47,20	80,80	77,30	908,20	124,00	153,00	178,00
	10	1,84	1,81	1,93							
	15	2,19	2,46	2,73	2,91						
	20	3,01	3,44	3,91	4,42	4,66					
	25	4,28	5,02	5,81	8,72	7,71	8,16				
0	30	8,42	7,69	9,19	10,80	12,70	14,80	15,90			
	35	10,2	12,60	15,30	18,80	22,30	28,90	31,70	34,90		
	40	17,5	22,30	28,00	34,80	42,90	53,30	78,40	79,10	88,70	
	45	33,5	44,10	57,40	74,10	94,70	120,00	153,00	174,00	240,00	275,00
	10	1,73	1,87	1,98							
	15	2,40	2,65	2,93	3,12						
	20	3,45	3,90	4,40	4,96	5,23					
10	25	5,17	5,99	6,90	7,95	9,11	9,67				
	30	8,17	9,69	11,40	13,50	15,90	18,50	19,90			
	35	13,8	16,90	20,50	24,80	29,80	35,80	42,30	46,60		
	40	25,5	32,20	40,40	49,90	61,70	76,40	110,00	113,00	127,00	
	45	52,9	69,40	90,90	116,00	148,00	188,00	239,00	303,00	375,00	431,00
	10	1,78	1,89 I	2,01							
	15	2,58	2,821	3,11	3,30						
	20	3,90	4,38	4,92	5,53	5,83					
20	25	6,18	7,12	8,17	9,39	10,70	11,40				
	30	10,4	12,30	14,40	16,90	20,00	23,20	25,00			
	35	18,7	22,80	27,60	33,30	40,00	48,00	56,80	62,50		
	40	37,2	46,90	58,60	72,50	89,30	111,00	158,00	164,00	185,00	
	45	84,0	110,00	143,00	184,00	234,00	297,00	378,00	478,00	592,00	680,00

Tabella: Valutazione del coefficiente di pressione passiva con la teoria di Caquot

Carico uniforme sul terrapieno

La resistenza indotta da un carico uniformemente distribuito S_q vale:

$$S_q = k_p \cdot Q \cdot H \cdot \frac{\text{sen}\beta}{\text{sen}(\beta + \varepsilon)}$$

Con punto di applicazione pari a $H/2$ (essendo il diagramma delle tensioni orizzontali costante per tutta l'altezza). Nella precedente formula k_p è il coefficiente di spinta passiva valutato al paragrafo precedente.

Coesione

La coesione determina un incremento di resistenza pari a:

$$Pc = 2c \times \sqrt{k_p}$$

Tale incremento va a sommarsi direttamente al diagramma principale di spinta.

Metodo dell'equilibrio limite (LEM)

Il metodo dell'equilibrio limite consiste nel ricercare soluzioni, al problema di verifica o di progetto, che siano compatibili con il solo aspetto statico del problema. In sostanza si ragiona in termini di equilibrio di un corpo rigido, senza preoccuparsi della congruenza cinematica degli spostamenti. I principali schemi di calcolo cui si farà riferimento sono i seguenti:

- Paratia a sbalzo;
- Paratia tirantata ad estremo libero;
- Paratia tirantata ad estremo fisso;

Paratia a sbalzo: calcolo della profondità d'infissione limite

Per paratia non tirantata, la stabilità è assicurata dalla resistenza passiva del terreno che si trova a valle della stessa; dall'equilibrio dei momenti rispetto al centro di rotazione si ottiene:

$$S_m \cdot B_m - R_v \cdot B_v = 0$$

Dove i simboli hanno il seguente significato:

S_m = componente orizzontale della spinta attiva;

B_m = braccio di S_m rispetto ad O centro di rotazione;

R_v = componente orizzontale della resistenza passiva;

B_v = braccio di R_v rispetto ad O centro di rotazione;

ogni termine risulta funzione di t dove t è la profondità del centro di rotazione rispetto al piano di riferimento di valle (piano campagna a valle). La lunghezza necessaria per assicurare l'equilibrio alla traslazione orizzontale si ottiene aumentando t come segue:

$$t' = a \cdot t \quad d = t \cdot (1 + a) \quad \text{dove } a = 0.2 \quad (\text{Metodo di Blum})$$

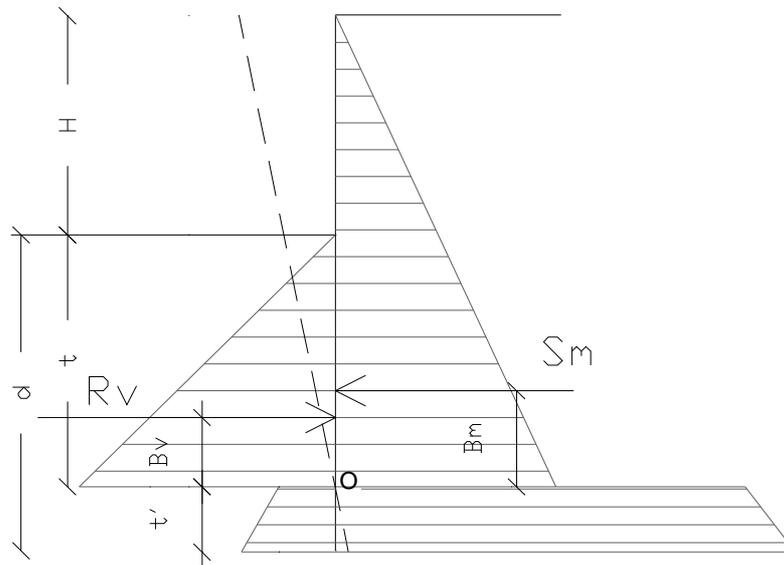


Figura 2: Schema di riferimento per il calcolo dell'equilibrio della paratia

Coefficiente di sicurezza sulla resistenza passiva

La lunghezza d'infissione d come sopra determinata è relativa alla condizione limite di incipiente collasso, tramite un coefficiente F . È possibile introdurre un margine di sicurezza sulle resistenze passive; la riduzione si effettua come segue:

$$S_m \cdot B_m - \frac{R_v}{F} \cdot B_v = 0$$

Paratia tirantata ad estremo libero: calcolo della profondità d'infissione limite

La stabilità dell'opera è assicurata anche dai tiranti ancorati sulla paratia. Per utilizzare lo schema di calcolo ad estremo libero, la paratia deve essere sufficientemente corta e rigida. La lunghezza di infissione, sarà determinata imponendo l'equilibrio alla rotazione sull'origine del tirante indicato B_1

$$S_m \cdot (H + t - B_m - t_m) - R_v \cdot (H + t - B_v - t_m) = 0$$

Dove i simboli hanno il seguente significato:

S_m = componente orizzontale spinta attiva;

H = altezza terreno da sostenere;

t = profondità di infissione calcolata;

B_m = braccio di S_m rispetto alla base della paratia;

P_m = ordinata del punto di applicazione del tirante a monte;

R_v = componente orizzontale della resistenza passiva;

B_v = braccio di R_v .

Noto t , si determinano S_m ed R_v ed il relativo sforzo del tirante.

Coefficiente di sicurezza F sulle resistenze passive

La lunghezza d'infissione sarà ulteriormente aumentata per avere margine di sicurezza in condizioni di esercizio tramite il coefficiente di sicurezza F:

$$S_m \cdot (H + t - B_m - t_m) - \frac{R_v}{F} \cdot (H + t - B_v - t_m) = 0$$

Paratia tirantata ad estremo fisso: calcolo della profondità d'infissione limite

Se la sezione più profonda della paratia non trasla e non ruota può essere assimilata ad un incastro, in tal caso la paratia si definisce ad estremo fisso. Un procedimento elaborato da BLUM consente di ricavare la profondità d'infissione ($t+t'$), imponendo le condizioni cinematiche di spostamenti nulli alla base dell'opera ed all'origine del tirante (B1), e le condizioni statiche di momento e taglio nullo alla base della paratia. Si perviene ad una equazione di 5° grado in ($t+t'$) che può essere risolta in modo agevole.

Coefficiente di sicurezza F sulle resistenze

Per aumentare il fattore di sicurezza sono stati introdotti negli sviluppi numerici, valori delle resistenze passive ridotte.

Metodo degli elementi finiti (FEM)

Il metodo degli elementi finiti è il metodo che più di tutti si fonda su basi teoriche solide e razionali. Di fatti tutto il metodo presuppone che il problema sia affrontato tenendo in conto sia l'aspetto statico (e quindi l'equilibrio del problema, sia l'aspetto cinematica (e quindi la congruenza degli spostamenti o meglio delle deformazioni). In questo approccio la paratia è modellata come un insieme di travi, con vincolo di continuità tra loro (elementi beam) vincolati al terreno mediante molle elastiche, la cui rigidezza è valutata in funzione delle proprietà elastiche del terreno. Nella figura che segue è mostrato schematicamente il modello utilizzato per l'analisi ad elementi finiti:

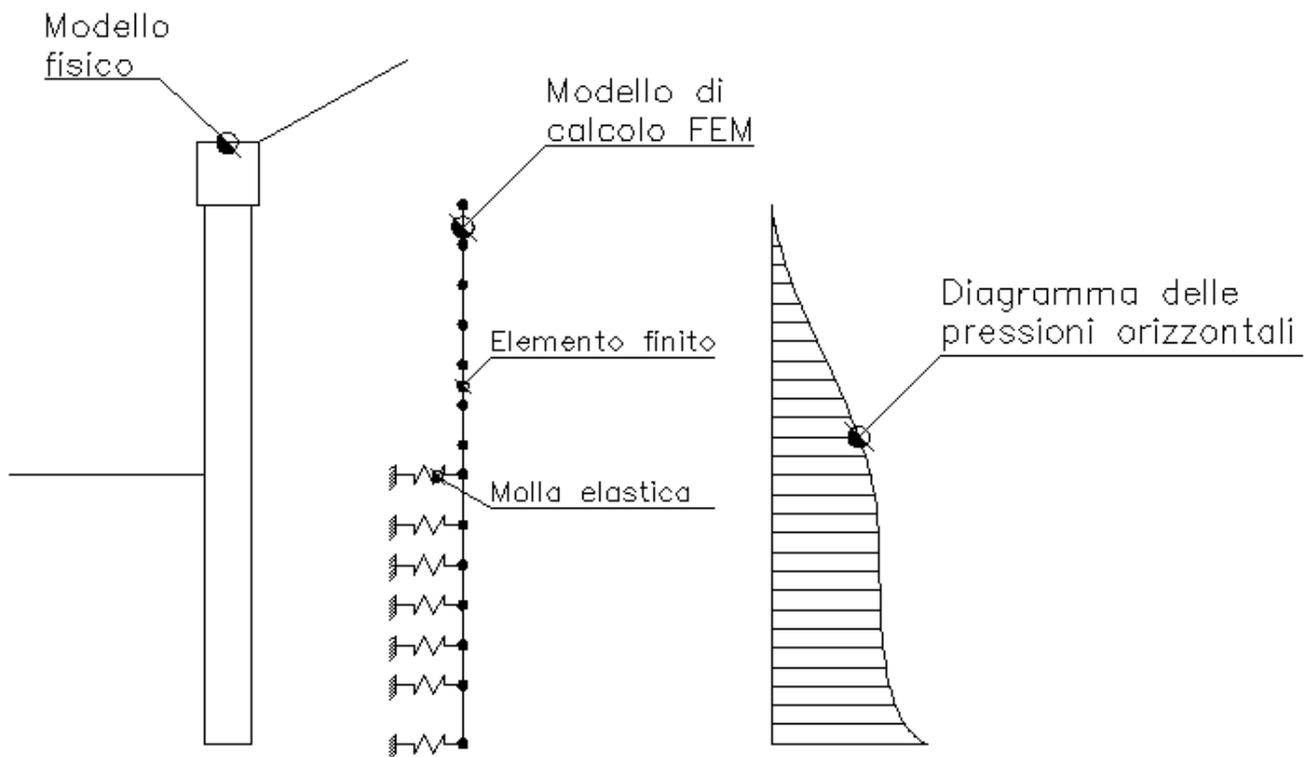


Figura 3: Schematizzazione della paratia ad elementi finiti

Vari aspetti hanno importanza centrale in questo metodo di calcolo. Si riportano nel seguito gli aspetti essenziali.

Calcolo del modulo di rigidezza K_s del terreno

Come già detto in precedenza, il terreno viene schematizzato con delle molle di rigidezza K_s applicate sui nodi dei conci compresi tra il nodo di fondo scavo e l'estremità di infissione. La stima della rigidezza K_s è stata effettuata sulla base della capacità portante delle fondazioni secondo la seguente formula:

$$k_s = A_s + B_s \cdot z^n$$

Dove i simboli hanno il seguente significato:

A_s = costante, calcolata come segue $A_s = C \times (c \times N_c + 0.5 \times G \times B \times N_g)$

B_s = coefficiente funzione della profondità $B_s = C \times G \times N_q$

Z = Profondità in esame
 C = 40 nel sistema internazionale SI
 n = $\pi \times \tan \phi$
 N_q = $\exp[n \times (\tan^2(45^\circ + \phi/2))]$
 N_c = $(N_q - 1) \times \cot \phi$
 N_g = $1.5 \times (N_q - 1) \times \tan \phi$

Tiranti

I tiranti vengono schematizzati come elementi elastici, con sezione trasversale di area pari ad A modulo di elasticità E e lunghezza L . Per un tratto di paratia di larghezza unitaria, l'azione dei tiranti inclinati di un angolo β vale:

$$F = \frac{A \cdot E}{S \cdot L} \cdot \cos(\beta)$$

Sifonamento

Il sifonamento è un fenomeno che in una fase iniziale si localizza al piede della paratia, e poi rapidamente si estende nell'intorno del volume resistente. Si verifica quando, per una elevata pressione idrodinamica o di infiltrazione, si annullano le pressioni passive efficaci, con la conseguente perdita di resistenza del terreno. Si assume di norma un fattore di sicurezza $F_{sif} = 3.5 - 4$ Indicando con:

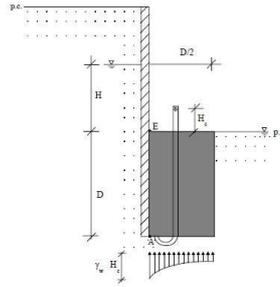
i_c = Gradiente Idraulico critico;

i_e = Gradiente Idraulico in condizioni di esercizio;

Il margine di sicurezza è definito come rapporto tra i_c ed i_e , se $i_e < i_c$ la paratie è stabile.

Verifica di sollevamento del fondo scavo.

Nel caso di un diaframma infisso nel terreno, la presenza della falda in posizioni tali da innescare un moto di filtrazione comporta l'instaurarsi di una forza di filtrazione che, se diretta verso l'alto, può annullare il peso del terreno il quale, in assenza di coesione, può essere trascinato dal flusso dell'acqua e compromettere la stabilità dell'opera. Il fenomeno della stabilità del fondo scavo, analogo a quello del sifonamento, è stato affrontato per la prima volta da Terzaghi (1943). A differenza del sifonamento, che è un fenomeno localizzato nel punto di sbocco della prima linea di flusso, quello del sollevamento del fondo scavo si estende per una profondità pari a quella d'infissione della paratia per una larghezza pari a metà di tale infissione.



Per semplificare il problema della determinazione dell'effettivo andamento della pressione interstiziale nel punto A, si assume che il valore della sovrappressione al piede del diaframma sia costante sulla lunghezza $D/2$ e pari a $\gamma_w \times H_c$. Per determinare H_c si ricorre all'espressione del gradiente di efflusso i_E :

$$i_E = \frac{H_c}{D} = \frac{H}{H + 2D}$$

Da cui si ottiene:

$$H_c = \frac{H \times D}{H + 2D}$$

La forza di filtrazione S_w che tende a sollevare il blocco di terreno coinvolto è pari a:

$$S_w = H_c \times \gamma_w \times \frac{D}{2}$$

Le condizioni limite di stabilità vengono raggiunte quando S_w uguaglia il peso efficace del blocco, pertanto il fattore di sicurezza a sollevamento del fondo scavo si definisce come il rapporto tra il peso efficace del blocco e la forza di filtrazione:

$$F_s = \frac{W'}{S_w} = \frac{\gamma' \times D^2 / 2}{H_c \times \gamma_w \times \frac{D}{2}} = \frac{\gamma' \times D}{H_c \times \gamma_w}$$

Verifica delle sezioni e calcolo armature

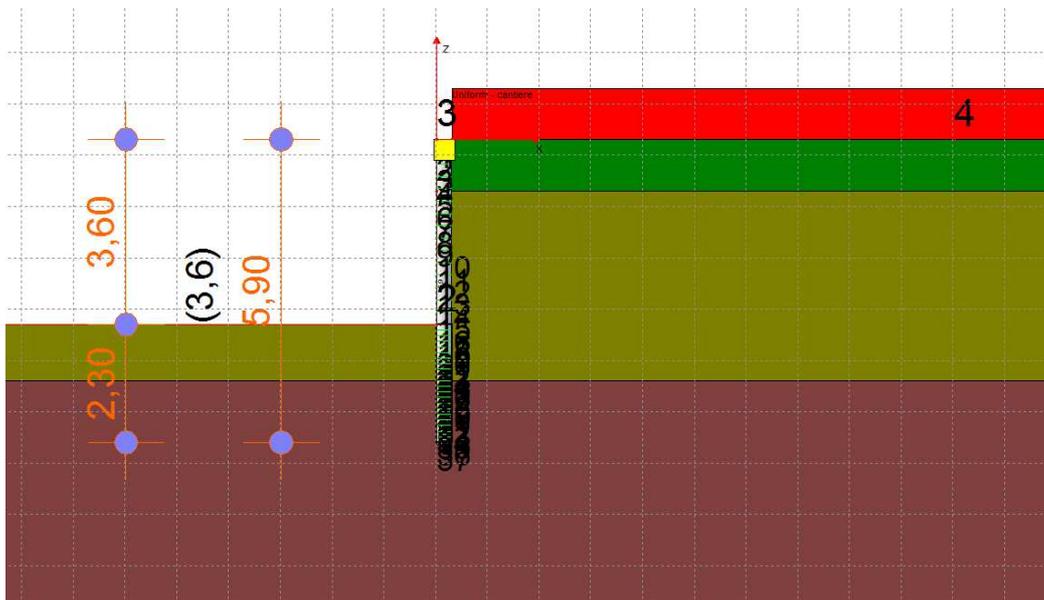
Il calcolo delle armature e le verifiche a presso-flessione e taglio della paratia soggetta alle sollecitazioni N, M e T , si effettuano sulla sezione maggiormente sollecitata. Le sollecitazioni di calcolo sono ottenute come prodotto tra le sollecitazioni ottenute con un calcolo a metro lineare e l'interasse tra i pali (o larghezza dei setti se la paratia è costituita da setto):

$$N_d = N' \cdot i; M_d = M' \cdot i; T_d = T' \cdot i$$

Dove M', M', T' rappresentano il momento il taglio e lo sforzo normale relativi ad una striscia unitaria di calcolo mentre i è l'interasse tra i pali per paratia costituita da pali o micropali (o larghezza setti per paratia costituita da setti).

GEOMETRIA SEZIONE

Sezione	Circolare Barre
Calcestruzzo	C28/35
Acciaio	B450C
Nome	CIR 0.3/I=0.4
Diametro	0,3 m
Disposizione	Singola fila
Interasse Iy	0,4 m



Dati generali FEM

Massimo spostamento lineare terreno	1,5 cm
Fattore tolleranza spostamento	0,03 cm
Tipo analisi	Lineare
Massimo numero di iterazioni	10
Fattore riduzione molla fondo scavo	1
Profondità infissione iniziale	2,3 m
Incremento profondità infissione	0 m
Numero di elementi	36
Numero nodo di fondo scavo	16

Stratigrafia

Fase: 1

Nr.	Peso specifico [kN/m ³]	Peso specifico saturo [kN/m ³]	Coesione [kN/m ²]	Angolo attrito [°]	O.C.R.	Modulo edometrico [kN/m ²]	Attrito terra muro monte [°]	Attrito terra muro valle [°]	Spessore [m]	Inclinazione [°]	Descrizione

1	12,8	16,0	0,0	23,0	0,0	400,0	23,0	0,0	1,0	0,0	
2	12,8	17,6	4,0	23,0	0,0	490,0	23,0	0,0	3,7	0,0	
3	15,1	19,6	11,0	31,0	0,0	1000,0	31,0	0,0	20,0	0,0	

Calcolo coefficienti sismici

Dati generali

Descrizione zona

Latitudine

40,9147 [°]

Longitudine

14,7921 [°]

Dati opera

Tipo opera

Opere ordinarie

Classe d'uso

III

Vita nominale

100 [anni]

Vita di riferimento

150 [anni]

Parametri sismici su un sito di riferimento

Categoria sottosuolo

C

Categoria topografica

T1

SL	Tr [Anni]	ag [m/sec ²]	F0 [-]	TS* [sec]
SLO	90	0,910	2,340	0,330
SLD	151	1,170	2,350	0,350
SLV	1424	2,760	2,460	0,390
SLC	2475	3,260	2,500	0,400

Coefficienti sismici orizzontale e verticale

Opera: Paratia

Altezza paratia

5,500[m]

Spostamento ammissibile

0,020[m]

SL	Amax [m/sec ²]	beta [-]	kh [-]	kv [-]
SLO	1,365	0,600	0,084	0,042
SLD	1,755	0,600	0,107	0,054
SLV	3,545	0,600	0,217	0,108
SLC	3,916	0,600	0,240	0,120

Carichi

Fase: 1

Descrizione	Tipo	Xi [m]	Xf [m]	Yi [m]	Yf [m]	Profondità [m]	Valore [kN]-[kPa]
-------------	------	-----------	-----------	-----------	-----------	-------------------	----------------------

Uniformi - cantiere	Uniformi	0,3	20	0	0	0	5
---------------------	----------	-----	----	---	---	---	---

Analisi Paratia Metodo calcolo: FEM

Profondità massima di infissione

Fase: 1 Analisi geotecnica Fase: 1 - Combinazione: 1

Altezza scavo 3,6 [m]
Tipo: S.L.U. [STR]
Nome: A1+M1+R1
Coefficienti sismici: Kh = 0,2396 , Kv = 0,1198

Coefficienti parziali azioni

Nr.	Azioni	Fattori combinazione
1	Peso proprio	1
2	Spinta terreno	1,3
3	Spinta falda	1,5
4	Spinta sismica x	1,5
5	Spinta sismica y	1
6	Uniformi - cantiere	1,5

Coefficienti parziali terreno

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali
1	Tangente angolo resistenza taglio	1
2	Coesione efficace	1
3	Resistenza non drenata	1
4	Peso unità volume	1
5	Angolo di attrito terra parete	1

Coefficienti resistenze capacità portante verticale

Nr.	Capacità portante	Coefficienti resistenze
1	Punta	1
2	Laterale compressione	1
3	Totale	1
4	Laterale trazione	1
5	Orizzontale	1

Profondità di infissione 2,30 [m]
Pressione massima terreno 371,51 [kPa]
Momento massimo 164,10 [kNm/m]
Taglio massimo 139,04 [KN/m]

Sollecitazioni

Z [m]	Pressioni totali terreno [kPa]	Sforzo normale [kN/m]	Momento [kNm/m]	Taglio [kN/m]	Spostamento [cm]	Modulo reazione [kN/m³]
-------	--------------------------------	-----------------------	-----------------	---------------	------------------	-------------------------

0,24	21,01	4,96	-0,61	-7,70	11,9181	--
0,48	21,77	7,00	-2,42	-13,27	11,2425	--
0,72	22,53	8,04	-5,57	-18,26	10,5674	--
0,96	23,29	10,08	-9,96	-24,01	9,8933	--
1,20	23,73	12,12	-15,74	-29,41	9,2211	--
1,44	24,10	15,16	-22,78	-34,94	8,5517	--
1,68	24,48	17,20	-31,18	-41,01	7,8864	--
1,92	24,86	20,24	-41,01	-47,14	7,2268	--
2,16	25,23	23,28	-52,31	-53,36	6,5746	--
2,40	25,61	25,32	-65,13	-59,50	5,9318	--
2,64	25,94	28,36	-79,42	-65,78	5,3007	--
2,88	26,03	30,40	-95,21	-71,95	4,6840	--
3,12	26,13	33,44	-112,49	-78,11	4,0843	--
3,36	26,23	35,48	-131,25	-78,33	3,5049	--
3,60	26,32	38,52	-150,04	-68,00	2,9490	8571,07
3,71	--	39,99	-157,51	-41,79	2,7041	8571,07
3,82	-211,28	40,47	-162,07	-18,48	2,4650	8571,07
3,93	-191,30	41,94	-164,10	3,31	2,2320	8571,07
4,04	-171,86	43,42	-163,70	22,00	2,0051	8571,07
4,15	-152,93	44,89	-161,27	39,15	1,7843	8571,07
4,26	-134,52	45,37	-156,97	54,71	1,5695	8571,07
4,37	-116,61	46,84	-150,99	67,82	1,3605	8571,07
4,48	-99,18	48,32	-143,59	79,25	1,1572	8571,07
4,59	-82,22	49,79	-134,93	88,39	0,9592	8571,07
4,70	-65,68	50,26	-125,25	97,33	0,7663	8571,07
4,80	-186,02	50,74	-114,58	116,30	0,5781	32179,59
4,91	-126,82	51,21	-101,85	130,24	0,3941	32179,59
5,02	-68,84	51,69	-87,58	137,73	0,2139	32179,59
5,13	-11,90	52,16	-72,50	139,04	0,0370	32179,59
5,24	44,15	52,64	-57,27	134,21	-0,1372	32179,59
5,35	99,53	53,11	-42,57	123,38	-0,3093	32179,59
5,46	154,38	53,59	-29,06	106,48	-0,4797	32179,59
5,57	208,88	54,06	-17,39	83,53	-0,6491	32179,59
5,68	263,17	54,54	-8,24	55,00	-0,8178	32179,59
5,79	317,36	55,01	-2,23	20,34	-0,9862	32179,59

Fase: 1 - Combinazione: 2

Altezza scavo

Tipo:

Nome:

Coefficienti sismici:

0,1198

3,6 [m]

S.L.U. [GEO]

A2+M2+R1

Kh = 0,2396 , Kv =

Coefficienti parziali azioni

Nr.	Azioni	Fattori combinazione
1	Peso proprio	1
2	Spinta terreno	1,3
3	Spinta falda	1,3
4	Spinta sismica x	1,3
5	Spinta sismica y	1
6	Uniformi - cantiere	1

Coefficienti parziali terreno

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali
1	Tangente angolo resistenza taglio	1,25
2	Coesione efficace	1,25
3	Resistenza non drenata	1,4
4	Peso unità volume	1
5	Angolo di attrito terra parete	1

Coefficienti resistenze capacità portante verticale

Nr.	Capacità portante	Coefficienti resistenze
1	Punta	1
2	Laterale compressione	1
3	Totale	1
4	Laterale trazione	1
5	Orizzontale	1

Profondità di infissione	2,30 [m]
Pressione massima terreno	407,74 [kPa]
Momento massimo	179,78 [kNm/m]
Taglio massimo	152,30 [KN/m]

Sollecitazioni

Z [m]	Pressioni totali terreno [kPa]	Sforzo normale [kN/m]	Momento [kNm/m]	Taglio [kN/m]	Spostamento [cm]	Modulo reazione [kN/m³]
0,24	23,30	4,96	-0,71	-8,42	21,8018	--
0,48	24,00	7,00	-2,89	-13,94	20,6344	--
0,72	24,70	8,04	-6,27	-20,43	19,4676	--
0,96	25,41	10,08	-11,23	-26,18	18,3019	--
1,20	25,83	12,12	-17,49	-32,67	17,1382	--
1,44	26,20	15,16	-25,28	-38,30	15,9778	--
1,68	26,57	18,20	-34,47	-44,78	14,8219	--
1,92	26,94	21,24	-45,21	-51,78	13,6723	--
2,16	27,30	24,28	-57,62	-58,33	12,5308	--
2,40	27,67	26,32	-71,69	-64,93	11,3997	--
2,64	28,01	29,36	-87,27	-72,20	10,2816	--
2,88	28,17	32,40	-104,58	-78,74	9,1791	--
3,12	28,33	35,44	-123,46	-85,25	8,0954	--
3,36	28,50	37,48	-143,92	-84,94	7,0340	--
3,60	28,66	40,52	-164,41	-74,03	5,9983	4900,40
3,71	--	41,99	-172,50	-46,25	5,5353	4900,40
3,82	-248,87	43,47	-177,59	-20,02	5,0787	4900,40
3,93	-226,82	44,94	-179,78	2,20	4,6286	4900,40
4,04	-205,10	45,42	-179,56	23,86	4,1853	4900,40
4,15	-183,70	46,89	-176,99	43,71	3,7487	4900,40
4,26	-162,63	48,37	-172,23	59,77	3,3187	4900,40
4,37	-141,87	49,84	-165,67	73,90	2,8951	4900,40
4,48	-121,42	51,32	-157,61	86,74	2,4777	4900,40
4,59	-101,25	51,79	-148,13	97,15	2,0662	4900,40
4,70	-81,36	53,26	-137,51	107,26	1,6602	4900,40
4,80	-198,65	53,74	-125,75	127,73	1,2593	15774,57
4,91	-136,15	54,21	-111,77	142,79	0,8631	15774,57
5,02	-74,31	54,69	-96,14	150,89	0,4711	15774,57
5,13	-13,04	55,16	-79,61	152,30	0,0827	15774,57
5,24	47,77	55,64	-62,92	147,05	-0,3028	15774,57
5,35	108,20	56,11	-46,80	135,18	-0,6859	15774,57
5,46	168,36	56,59	-32,00	116,92	-1,0673	15774,57
5,57	228,32	57,06	-19,19	91,89	-1,4474	15774,57
5,68	288,17	57,54	-9,13	60,79	-1,8268	15774,57
5,79	347,97	58,01	-2,43	22,20	-2,2059	15774,57

Risultati analisi struttural e

Fase: 1 Risultati analisi struttural e

Fase: 1 - Combinazione: 1

Z	Nome sezione	N	M	T	Nr.Barre	Nu	Mu	Cond.	Ver.
---	--------------	---	---	---	----------	----	----	-------	------

[m]		[kN]	[kNm]	[kN]	Diametro	[kN]	[kNm]	Verifica Flessione	Flessione
0,24	CIR 0.3/I=0.4	1,98	-0,24	-3,08	12Ø16	1,98	-81,67	336,00	Verificata
0,48	CIR 0.3/I=0.4	2,80	-0,97	-5,31	12Ø16	2,80	-81,71	84,30	Verificata
0,72	CIR 0.3/I=0.4	3,22	-2,23	-7,30	12Ø16	3,21	-81,72	36,65	Verificata
0,96	CIR 0.3/I=0.4	4,03	-3,98	-9,61	12Ø16	4,03	-81,76	20,52	Verificata
1,20	CIR 0.3/I=0.4	4,85	-6,29	-11,76	12Ø16	4,86	-81,79	12,99	Verificata
1,44	CIR 0.3/I=0.4	6,06	-9,11	-13,98	12Ø16	6,07	-81,85	8,98	Verificata
1,68	CIR 0.3/I=0.4	6,88	-12,47	-16,40	12Ø16	6,88	-81,88	6,57	Verificata
1,92	CIR 0.3/I=0.4	8,10	-16,40	-18,86	12Ø16	8,09	-81,93	5,00	Verificata
2,16	CIR 0.3/I=0.4	9,31	-20,92	-21,35	12Ø16	9,32	-81,99	3,92	Verificata
2,40	CIR 0.3/I=0.4	10,13	-26,05	-23,80	12Ø16	10,13	-82,02	3,15	Verificata
2,64	CIR 0.3/I=0.4	11,34	-31,77	-26,31	12Ø16	11,34	-82,07	2,58	Verificata
2,88	CIR 0.3/I=0.4	12,16	-38,08	-28,78	12Ø16	12,17	-82,11	2,16	Verificata
3,12	CIR 0.3/I=0.4	13,38	-45,00	-31,24	12Ø16	13,37	-82,16	1,83	Verificata
3,36	CIR 0.3/I=0.4	14,19	-52,50	-31,33	12Ø16	14,20	-82,20	1,57	Verificata
3,60	CIR 0.3/I=0.4	15,41	-60,02	-27,20	12Ø16	15,40	-82,25	1,37	Verificata
3,71	CIR 0.3/I=0.4	16,00	-63,00	-16,72	12Ø16	16,00	-82,27	1,31	Verificata
3,82	CIR 0.3/I=0.4	16,19	-64,83	-7,39	12Ø16	16,19	-82,28	1,27	Verificata
3,93	CIR 0.3/I=0.4	16,78	-65,64	1,32	12Ø16	16,78	-82,31	1,25	Verificata
4,04	CIR 0.3/I=0.4	17,37	-65,48	8,80	12Ø16	17,36	-82,33	1,26	Verificata
4,15	CIR 0.3/I=0.4	17,96	-64,51	15,66	12Ø16	17,95	-82,36	1,28	Verificata
4,26	CIR 0.3/I=0.4	18,15	-62,79	21,88	12Ø16	18,14	-82,37	1,31	Verificata
4,37	CIR 0.3/I=0.4	18,74	-60,39	27,13	12Ø16	18,74	-82,39	1,36	Verificata
4,48	CIR 0.3/I=0.4	19,33	-57,44	31,70	12Ø16	19,33	-82,42	1,43	Verificata
4,59	CIR 0.3/I=0.4	19,92	-53,97	35,36	12Ø16	19,92	-82,44	1,53	Verificata
4,70	CIR 0.3/I=0.4	20,11	-50,10	38,93	12Ø16	20,10	-82,45	1,65	Verificata
4,80	CIR 0.3/I=0.4	20,30	-45,83	46,52	12Ø16	20,29	-82,46	1,80	Verificata
4,91	CIR 0.3/I=0.4	20,49	-40,74	52,10	12Ø16	20,49	-82,47	2,02	Verificata
5,02	CIR 0.3/I=0.4	20,68	-35,03	55,09	12Ø16	20,67	-82,47	2,35	Verificata
5,13	CIR 0.3/I=0.4	20,87	-29,00	55,62	12Ø16	20,86	-82,48	2,84	Verificata
5,24	CIR 0.3/I=0.4	21,05	-22,91	53,69	12Ø16	21,06	-82,49	3,60	Verificata
5,35	CIR 0.3/I=0.4	21,24	-17,03	49,35	12Ø16	21,24	-82,50	4,85	Verificata
5,46	CIR 0.3/I=0.4	21,43	-11,62	42,59	12Ø16	21,44	-82,51	7,10	Verificata
5,57	CIR 0.3/I=0.4	21,62	-6,95	33,41	12Ø16	21,63	-82,52	11,86	Verificata
5,68	CIR 0.3/I=0.4	21,81	-3,30	22,00	12Ø16	21,81	-82,52	25,04	Verificata
5,79	CIR 0.3/I=0.4	22,00	-0,89	8,13	12Ø16	21,99	-82,53	92,49	Verificata

Z [m]	Def.Max calcestruzzo	Def.Max acciaio	Asse neutro [cm]	Passo staffe [cm]	Resistenza taglio kN	Misura sicurezza taglioOK<=1	Verifica a taglio	Angolo inclinazione puntoni [°]
0,24	3,50E-03	-5,07E-03	-4,39	19,1Ø8	Calcestruzzo=144,10 Staffe=101,14	1,00	Verificata	21,80
0,48	3,50E-03	-5,07E-03	-4,38	19,1Ø8	Calcestruzzo=144,10 Staffe=101,14	1,00	Verificata	21,80
0,72	3,50E-03	-5,07E-03	-4,38	19,1Ø8	Calcestruzzo=144,10 Staffe=101,14	1,00	Verificata	21,80
0,96	3,50E-03	-5,06E-03	-4,37	19,1Ø8	Calcestruzzo=144,10 Staffe=101,14	1,00	Verificata	21,80
1,20	3,50E-03	-5,05E-03	-4,36	19,1Ø8	Calcestruzzo=144,10 Staffe=101,14	1,00	Verificata	21,80
1,44	3,50E-03	-5,04E-03	-4,35	19,1Ø8	Calcestruzzo=144,10 Staffe=101,14	1,00	Verificata	21,80
1,68	3,50E-03	-5,04E-03	-4,34	19,1Ø8	Calcestruzzo=144,10 Staffe=101,14	1,00	Verificata	21,80
1,92	3,50E-03	-5,03E-03	-4,33	19,1Ø8	Calcestruzzo=144,10 Staffe=101,14	1,00	Verificata	21,80
2,16	3,50E-03	-5,02E-03	-4,32	19,1Ø8	Calcestruzzo=144,10 Staffe=101,14	1,00	Verificata	21,80
2,40	3,50E-03	-5,01E-03	-4,31	19,1Ø8	Calcestruzzo=145,40 Staffe=101,14	1,00	Verificata	21,80
2,64	3,50E-03	-5,00E-03	-4,30	19,1Ø8	Calcestruzzo=145,55 Staffe=101,14	1,00	Verificata	21,80

2,88	3,50E-03	-5,00E-03	-4,29	19,108	Calcestruzzo=1 45,66 Staffe=101,14	1,00	Verificata	21,80
3,12	3,50E-03	-4,99E-03	-4,28	19,108	Calcestruzzo=1 45,82 Staffe=101,14	1,00	Verificata	21,80
3,36	3,50E-03	-4,98E-03	-4,27	19,108	Calcestruzzo=1 45,92 Staffe=101,14	1,00	Verificata	21,80
3,60	3,50E-03	-4,97E-03	-4,26	19,108	Calcestruzzo=1 46,08 Staffe=101,14	1,00	Verificata	21,80
3,71	3,50E-03	-4,97E-03	-4,26	19,108	Calcestruzzo=1 46,15 Staffe=101,14	1,00	Verificata	21,80
3,82	3,50E-03	-4,97E-03	-4,25	19,108	Calcestruzzo=1 46,18 Staffe=101,14	1,00	Verificata	21,80
3,93	3,50E-03	-4,96E-03	-4,25	19,108	Calcestruzzo=1 46,25 Staffe=101,14	0,99	Verificata	21,80
4,04	3,50E-03	-4,96E-03	-4,24	19,108	Calcestruzzo=1 46,33 Staffe=101,14	1,00	Verificata	21,80
4,15	3,50E-03	-4,96E-03	-4,24	19,108	Calcestruzzo=1 46,40 Staffe=101,14	1,00	Verificata	21,80
4,26	3,50E-03	-4,95E-03	-4,24	19,108	Calcestruzzo=1 46,43 Staffe=101,14	1,00	Verificata	21,80
4,37	3,50E-03	-4,95E-03	-4,23	19,108	Calcestruzzo=1 46,50 Staffe=101,14	1,00	Verificata	21,80
4,48	3,50E-03	-4,95E-03	-4,23	19,108	Calcestruzzo=1 46,58 Staffe=101,14	1,00	Verificata	21,80
4,59	3,50E-03	-4,94E-03	-4,22	19,108	Calcestruzzo=1 46,66 Staffe=101,14	1,00	Verificata	21,80
4,70	3,50E-03	-4,94E-03	-4,22	19,108	Calcestruzzo=1 46,68 Staffe=101,14	1,00	Verificata	21,80
4,80	3,50E-03	-4,94E-03	-4,22	19,108	Calcestruzzo=1 46,71 Staffe=101,14	1,00	Verificata	21,80
4,91	3,50E-03	-4,94E-03	-4,21	19,108	Calcestruzzo=1 46,73 Staffe=101,14	1,00	Verificata	21,80
5,02	3,50E-03	-4,94E-03	-4,21	19,108	Calcestruzzo=1 46,75 Staffe=101,14	1,00	Verificata	21,80
5,13	3,50E-03	-4,93E-03	-4,21	19,108	Calcestruzzo=1 46,78 Staffe=101,14	1,00	Verificata	21,80
5,24	3,50E-03	-4,93E-03	-4,21	19,108	Calcestruzzo=1 46,80 Staffe=101,14	1,00	Verificata	21,80
5,35	3,50E-03	-4,93E-03	-4,21	19,108	Calcestruzzo=1 46,83 Staffe=101,14	1,00	Verificata	21,80
5,46	3,50E-03	-4,93E-03	-4,21	19,108	Calcestruzzo=1 46,85 Staffe=101,14	1,00	Verificata	21,80
5,57	3,50E-03	-4,93E-03	-4,20	19,108	Calcestruzzo=1 46,88 Staffe=101,14	1,00	Verificata	21,80
5,68	3,50E-03	-4,93E-03	-4,20	19,108	Calcestruzzo=1 46,90 Staffe=101,14	1,00	Verificata	21,80
5,79	3,50E-03	-4,93E-03	-4,20	19,108	Calcestruzzo=1 46,92 Staffe=101,14	1,00	Verificata	21,80

Analisi di stabilità dei pendii con: BISHOP (1955)

Normativa	NTC 2008
Numero di strati	3,0
Numero dei conci	10,0
Grado di sicurezza ritenuto accettabile	1,1
Parametri geotecnici da usare. Angolo di attrito:	Picco
Analisi	Condizione drenata
Superficie di forma circolare	

Maglia dei Centri

Ascissa vertice sinistro inferiore xi	45,0 m
Ordinata vertice sinistro inferiore yi	52,0 m
Ascissa vertice destro superiore xs	55,0 m
Ordinata vertice destro superiore ys	62,0 m
Passo di ricerca	10,0
Numero di celle lungo x	10,0
Numero di celle lungo y	10,0
Coefficiente azione sismica orizzontale	0,2396
Coefficiente azione sismica verticale	0,1198

Vertici profilo

Nr	X (m)	y (m)
1	40,0	46,4
2	50,0	46,4
3	50,0	50,0
4	60,0	50,0
5	70,0	50,0

Vertici strato1

N	X (m)	y (m)
1	40,0	46,4
2	50,0	46,4
3	50,0	49,0
4	70,0	49,0

Vertici strato2

N	X (m)	y (m)
1	40,0	45,3
2	70,0	45,3

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Tangente angolo di resistenza al taglio	1,0
Coazione efficace	1,0
Coazione non drenata	1,0
Riduzione parametri geotecnici terreno	Si

Stratigrafia

Strato	Coazione (kg/cm ²)	Coazione non drenata (kg/cm ²)	Angolo resistenza al taglio	Peso unità di volume (Kg/m ³)	Peso saturo (Kg/m ³)	Litologia	

			(°)				
1	0		23	1280	1600		
2	0,04		23	1280	1760		
3	0,11		31	1510	1960		

Carichi distribuiti

N°	xi (m)	yi (m)	xf (m)	yf (m)	Carico esterno (kg/cm ²)
1	50,3	50	70	50	0,050985

Risultati analisi pendio [A2+M2+R2]

Fs minimo individuato	1,52
Ascissa centro superficie	49,5 m
Ordinata centro superficie	52,5 m
Raggio superficie	8,48 m

B: Larghezza del concio; Alfa: Angolo di inclinazione della base del concio; Li: Lunghezza della base del concio; Wi: Peso del concio; Ui: Forze derivanti dalle pressioni neutre; Ni: forze agenti normalmente alla direzione di scivolamento; Ti: forze agenti parallelamente alla superficie di scivolamento; Fi: Angolo di attrito; c: coesione.

xc = 49,50 yc = 52,50 Rc = 8,48 Fs=1,52

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)	Kh•Wi (Kg)	Kv•Wi (Kg)	c (kg/cm ²)	Fi (°)	Ui (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)
1	1,4	-38,0	1,78	1084,74	259,9	129,95	0,04	23,0	0,0	2227,4	1089,5
2	1,4	-26,7	1,57	2784,42	667,15	333,57	0,11	31,0	0,0	4600,3	2952,6
3	1,4	-16,4	1,46	3947,73	945,88	472,94	0,11	31,0	0,0	5013,3	3038,4
4	1,4	-6,7	1,41	4552,39	1090,75	545,38	0,11	31,0	0,0	4935,7	2971,6
5	0,84	0,9	0,84	2816,2	674,76	337,38	0,11	31,0	0,0	2790,5	1713,8
6	1,96	10,5	1,99	16005,21	3834,85	1917,42	0,11	31,0	0,0	14921,4	7339,2
7	1,4	22,3	1,51	10508,39	2517,81	1258,91	0,11	31,0	0,0	9386,6	4806,2
8	1,4	33,1	1,67	8991,2	2154,29	1077,15	0,04	23,0	0,0	8836,0	2907,6
9	1,4	45,5	2,0	6962,59	1668,24	834,12	0,04	23,0	0,0	7317,3	2569,2
10	1,4	62,5	3,04	3591,69	860,57	430,28	0,04	23,0	0,0	4066,4	1934,8