



COMMISSARIO DI GOVERNO

PER IL CONTRASTO DEL DISSESTO IDROGEOLOGICO
NELLA REGIONE PUGLIA



INTERVENTO 16IR847/G1 "MITIGAZIONE DEL RISCHIO IDRAULICO NELL'ABITATO DI SECLÌ - COMPLETAMENTO"

CUP: B27H21004930001
CIG 9101884848

RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO

Dott. Ing. Raffaele SANNICANDRO

RTP INCARICATO

Capogruppo Mandatario



Dott. Ing.
Michele DE MARCO

Mandanti

Dott. Arch. Giampiero PORTULANO

Dott. Geol. Rita AMATI

CONSULENTI SPECIALISTICI

Dott. Agr. Saverio INTERNÒ

Dott. Patrizia GUASTELLA

PROGETTO DEFINITIVO

ELABORATO N

R03

TITOLO ELABORATO

RELAZIONE GEOTECNICA
E DI CALCOLO STATICO

0	EMISSIONE	Dicembre 2023
Rev.	Descrizione	Data



INDICE

1. PREMESSA	2
2. DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI	3
2.1 Interventi principali	3
2.2 Interventi complementari	4
3. MODELLO GEOLOGICO E GEOTECNICO	6
3.1 Caratterizzazione geotecnica	6
3.2 Caratterizzazione sismica	7
4. ANALISI DI STABILITÀ DELLA VASCA	10
4.1 Verifica agli stati limiti ultimi	10
4.2 Verifica di stabilità	11
5. CAPACITÀ PORTANTE DELLA BRIGLIA IN GABBIONI	22
5.1 Carico limite del terreno di fondazione	22
5.2 Verifica a carico limite delle fondazione (SLU)	32
5.3 Cedimenti edometrici	33
5.4 Risultati di calcolo	34
6. CLASSE DI RESISTENZA DEI PREFABBRICATI	43
6.1 Manufatti prefabbricati previsti in progetto	43
6.2 Caratteristiche dei materiali	43
6.3 Analisi dei carichi	45
6.4 Determinazione della classe di resistenza minima	45
7. CALCOLO DELLA PASSERELLA IN ACCIAIO	47
7.1 Verifica geotecnica della fondazione	47
7.1.1 Carico limite di fondazioni superficiali su terreni	47
7.1.2 Verifica a rottura per scorrimento di fondazioni superficiali	51
7.1.3 Determinazione delle tensioni indotte nel terreno	51
7.1.4 Calcolo dei cedimenti della fondazione	52
7.1.5 Simbologia adottata nei tabulati di calcolo	53
7.1.6 Parametri di calcolo	55
7.1.7 Dati geometrici degli elementi costituenti le fondazioni superficiali	56
7.1.8 Valori di calcolo della portanza per fondazioni superficiali	56
7.2 Progetto e verifica degli elementi strutturali	59
7.2.1 Descrizione generale dell'opera	59
7.2.2 Modellazione	60
7.2.3 Caratteristiche materiali utilizzati	60
7.2.4 Azione sismica	61
7.2.5 Schematizzazione dei casi di carico	64
7.2.6 Definizione delle combinazioni	65
7.2.7 Sintesi delle verifiche di sicurezza	67



1. PREMESSA

La presente relazione corredata, ai sensi dell'art. 225, comma 9, del D.Lgs 36/2023 e dell'art. 23 del previgente D.Lgs 50/2023, il Progetto Definitivo affidato allo scrivente R.T.P. con Decreto Commissariale n. 113 del 15/02/2022 e relativo agli interventi di "mitigazione del rischio idraulico nell'abitato di Seclì - Completamento" (Codice ReNDIS 16IR847/G1).

In particolare la presente descrive le metodologie adottate e le analisi svolte per **la verifica di stabilità** della vasca di laminazione, la **capacità portante** del terreno di fondazione della briglia in gabbioni, il **dimensionamento e la verifica** della passerella in acciaio e la determinazione della **classe di resistenza** dello tubazione scatolare sotto via Convento.

Il calcolo è stato effettuato in riferimento alle norme vigenti al momento:

- D.M. 17.01.2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni";
- Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018
- D.M. 26.06.2014 "Norme Tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)"
- Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica. Parte 1: Regole generali;
- Eurocodice 8 – Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture. Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici;
- Norme UNI, CNR, EN e Linee Guida varie.

L'analisi di stabilità delle sponde della vasca di laminazione è stata eseguita utilizzando gli usuali metodi dell'equilibrio limite mediante il modulo **SLOPE** della GeoStru srl. Le verifiche condotte restituiscono coefficienti di sicurezza sempre maggiori di 1.

La verifica della **capacità portante** del terreno di fondazione della briglia in gabbioni è stata svolta attraverso l'uso del codice di calcolo **LOADCAP** prodotto anch'esso dalla GeoStru s.r.l.

Per il dimensionamento e per la verifica della passerella in acciaio è stato utilizzato il programma di calcolo **PRO_SAP** prodotto dalla **Software e Servizi per l'Ingegneria S.r.l.**

Per quanto riguarda il rifacimento dello tubazione scatolare sotto via Convento (tratto interno della SP. n. 363) si è optato per un **manufatto prefabbricato** che dovrà essere dotato di Marcatura "CE" con riferimento alla UNI EN 1917:04. Con tale marcatura CE, si considerano assolti i requisiti procedurali di cui al deposito ai sensi dell'art. 58 del DPR 6 giugno 2001, n. 380 (art.9 della Legge 05/11/71 n.1086) ed alla certificazione di idoneità di cui agli artt. 1 e 7 della Legge 02/02/74 n.64. Per il corretto dimensionamento dello stesso si riporta la determinazione della **classe di resistenza** minima (espressa in $[KN/m^2]$) e della resistenza verticale minima (espressa in $[KN]$).

2. DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI

2.1 Interventi principali

L'intervento principale è costituito dalla realizzazione di una **vasca di laminazione** comprensiva di tutte le opere accessorie necessarie alla corretta gestione e manutenzione della stessa.

La vasca, ha un'estensione di circa 2,1 ettari, al netto degli spazi di accesso, manovra e camminamento perimetrale, per un totale lordo di circa 2,4 ettari. Il volume di scavo necessario alla realizzazione della vasca è di 89.800 m³ per sviluppare alla quota di 65.5 m s.l.m.m. (quota del franco di sicurezza idraulico pari ad 1m rispetto al ciglio più depresso) circa 68.500 m³ di invaso utile.

La vasca sarà realizzata in terra con scarpate di pendenza 2/3 e rivestita con **geogriglia antierosione** dal ciglio superiore a quello inferiore. Il fondo della vasca presenta una pendenza media dell'1% verso il centro della stessa dove è previsto il sistema drenaggio delle acque. Quest'ultimo è formato da tre **pozzi anidri** ubicati una posizione baricentrica rispetto alle sponde.

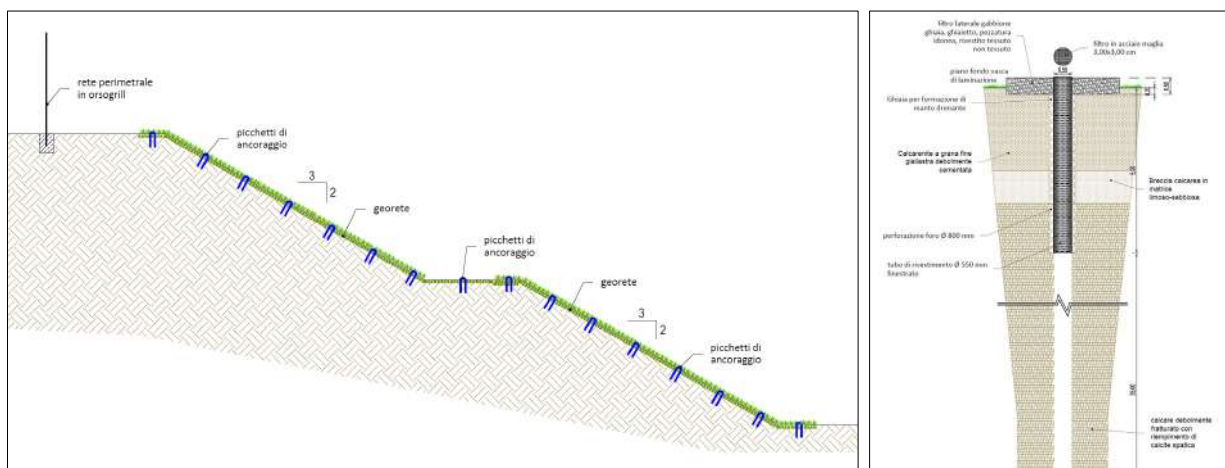


Figura 1 – Rivestimento con geogriglia antierosione a sinistra e pozzo anidro a destra

I pozzi saranno realizzati dal fondo della vasca fino alla profondità di 40 metri; tale profondità garantisce uno spessore di circa 20 metri di roccia fra il fondo del pozzo e il livello medio della falda profonda, contenuta nei calcari cretaci. I pozzi sono costituiti da due tratti con diametro del foro differenti; il primo tratto è compreso fra il piano campagna e la profondità di circa 5 metri mentre il secondo caratterizza il foro fino alla massima profondità raggiunta. Il primo tratto è rivestito con tubazione metallica mentre il secondo è libero (open-hole).

La vora "Le Rose" nella sua configurazione attuale sarà utilizzata unicamente come scarico di troppo pieno della vasca di laminazione. Attualmente lo scarico della vasca di calma è costituito da un fosso trapezoidale delle dimensioni di circa 60 cm alla base e 2.20 m in sommità. Il fosso è rivestito con materasso in pietrame prima del tratto terminale ove da fosso trapezoidale in terra diventa canaletta rettangolare in cemento armato. Con l'allargamento della vasca, in corrispondenza dell'attacco col suddetto fosso verrà realizzata, in analogia alla situazione esistente, una piccola **soglia di controllo** per la portata smaltibile in vora. La suddetta soglia, il fosso in uscita, e la sponda della vasca corrispondente saranno rivestiti in materassi di tipo "Reno".

PROGETTO DEFINITIVO

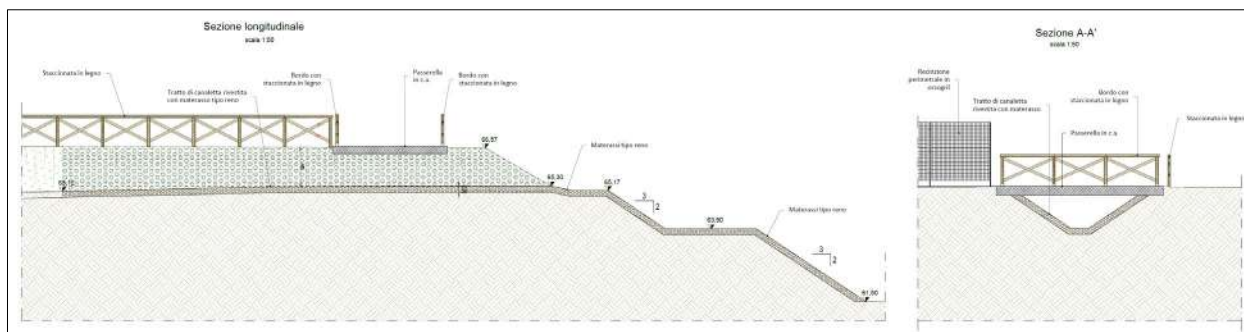


Figura 2 – soglia di controllo dello scarico in vasca

All'arrivo del canale in vasca è stato progettato un manufatto in "gabbioni metallici" per stabilizzare il canale in prossimità dell'immissione e evitare l'erosione al piede della stessa. La struttura in gabbioni è assimilabile a una "briglia con parete di valle a gradoni" che consente, una dissipazione progressiva del carico totale mediante una serie di piccoli salti. La fondazione della **briglia in gabbioni** si attesta sullo strato calcarenitico che ne conferisce una discreta capacità portante (vedi Relazione Geotecnica).

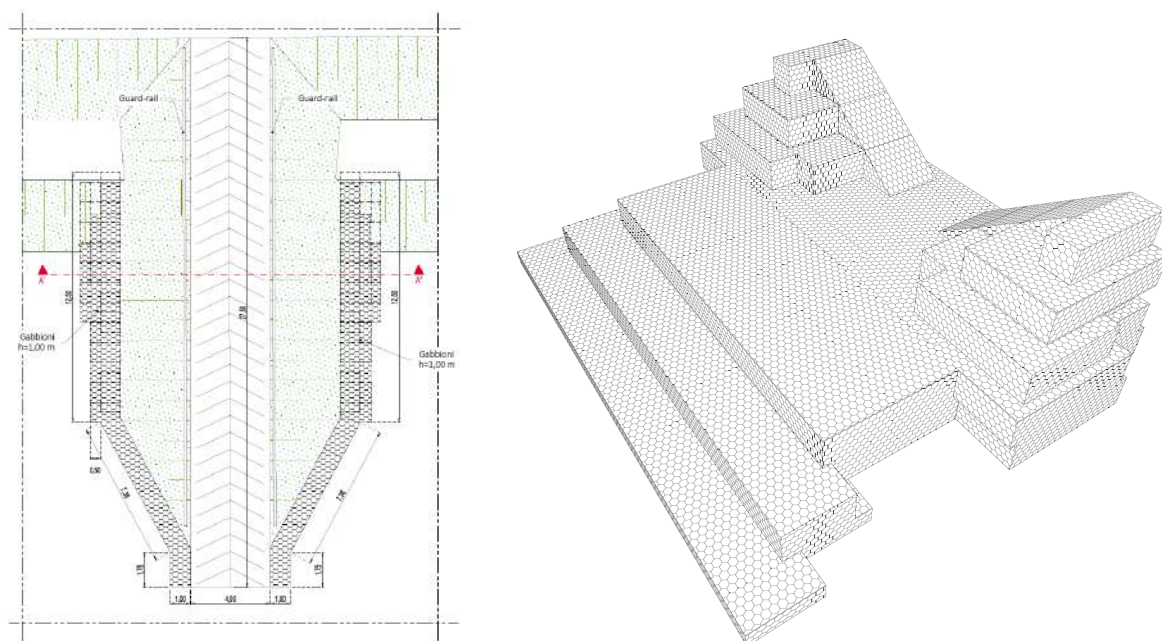


Figura 3 –rampa di servizio a sinistra e briglia in gabbioni a destra

Per la discesa sul fondo della vasca è stata prevista una **rampa di servizio** con una pendenza del 20%. La rampa ha una larghezza di 4 m e è pavimentata con uno spessore di 30 cm di pietrame misto a pietrisco. La scarpa di contenimento laterale, a protezione della quale è prevista l'installazione di guard-rail, ha una pendenza 3/1, ed rinforzata al piede da un muro in gabbioni metallici ad altezza variabile.

Su tutta l'area è prevista una **recinzione metallica** in orso-grill compreso un piazzale di servizio alla vasca. La recinzione è dello stesso tipo di quella già realizzata per la vasca di calma e pertanto se ne prevede lo smontaggio e il riutilizzo di quella esistente.

2.2 Interventi complementari

A seguito di diverse segnalazioni dell'amministrazione comunale e dei sopralluoghi effettuati lungo il tracciato del canale "Coltura" sono state rilevate le seguenti criticità:

- interferenza irrisolta nel I stralcio del tombino stradale di via Convento (tratto interno della strada provinciale n. 363), ove confluiscono i tubi di scarico del troppo pieno della vasca di accumulo con tubazioni relative ai sottoservizi esistenti (condotta idrica, gas,...);

PROGETTO DEFINITIVO

- interferenza irrisolta nel I stralcio in corrispondenza della sez. 25 del canale "Coltura" con tubazioni irrigue;

Per quanto riguarda la risoluzione dell'interferenza del tombino stradale di via Convento con i sottoservizi esistenti si procederà con la demolizione dell'attuale scatolare presente in c.a. e con la posa in opera di uno scatolare prefabbricato di dimensioni 180 x 100 ad una quota inferiore rispetto allo scorrimento dei sottoservizi stessi al fine di non interferire in alcun modo con essi. L'elemento scatolare e tutti i suoi componenti accessori per essere impiegati dovranno essere dimensionati con carichi stradali di 1° Categoria e prodotti in conformità alla normativa UNI EN 14844:2006+A1:2008 Certificato N. 1305CPR-0878.

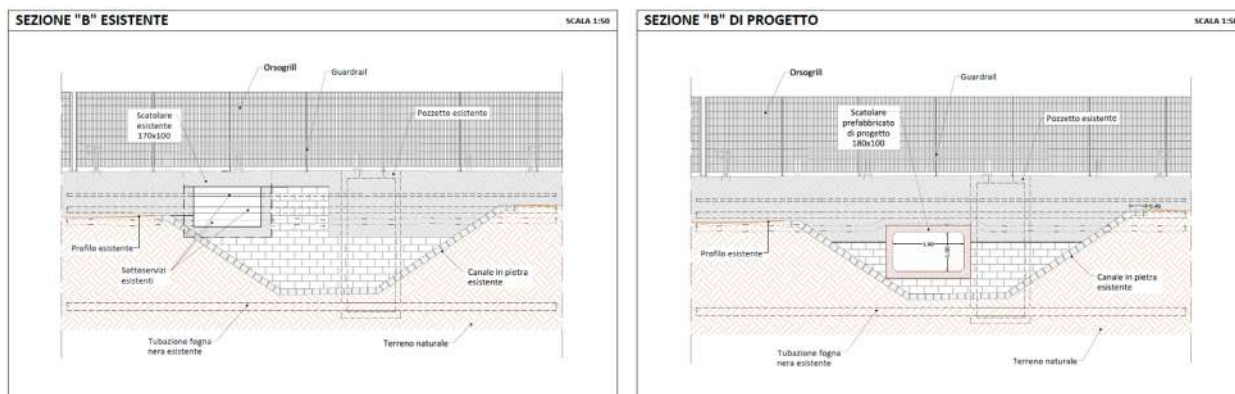


Figura 4 – Risoluzione delle interferenze con i sottoservizi esistenti in via Convento

L'intervento si rende necessario altresì, in luogo delle segnalazioni del comune di Seclì in merito al pericolo alla pubblica incolumità degli utenti della strada con nota prot. n. 300 del 30/01/2018 e acquisita dalla Provincia di Lecce, settore Lavori Pubblici, con nota prot. n. 6755 del 01.02.2018.

Per quanto riguarda l'interferenza del canale "Coltura" con la tubazione irrigua, si procederà all'installazione di una passerella pedonale di tipo Orsogrill con struttura portante costituita da travi IPE 450 e 200 in acciaio alla quali saranno ammorsate le tubazioni irrigue. A protezione del camminamento sarà installata una staccionata in legno dello stesso tipo prevista per il canale.

Sempre su segnalazione dell'amministrazione comunale saranno eseguiti i seguenti interventi di manutenzione straordinaria sulle opere del I Stralcio:

- Ripristino della funzionalità idraulica di un pozzo anidro nella vasca di laminazione esistente;
- Rivestimento antierosione delle aree a nord e a ovest della vasca esistente;
- Ripristino della staccionata esistente e trattamento con vernici ignifughe e intumescenti della stessa;

Potenziamento del sistema di caditoie in via Martiri della Resistenza ang. Via della Repubblica..



PROGETTO DEFINITIVO

3. MODELLO GEOLOGICO E GEOTECNICO

3.1 Caratterizzazione geotecnica

Sulla base delle indagini geognostiche svolte e di quelle derivanti da studi pregressi (vedi "Relazione sulle indagini geognostiche") è stato possibile ricostruire la stratigrafia geologica che caratterizza il sottosuolo in corrispondenza dell'intervento:

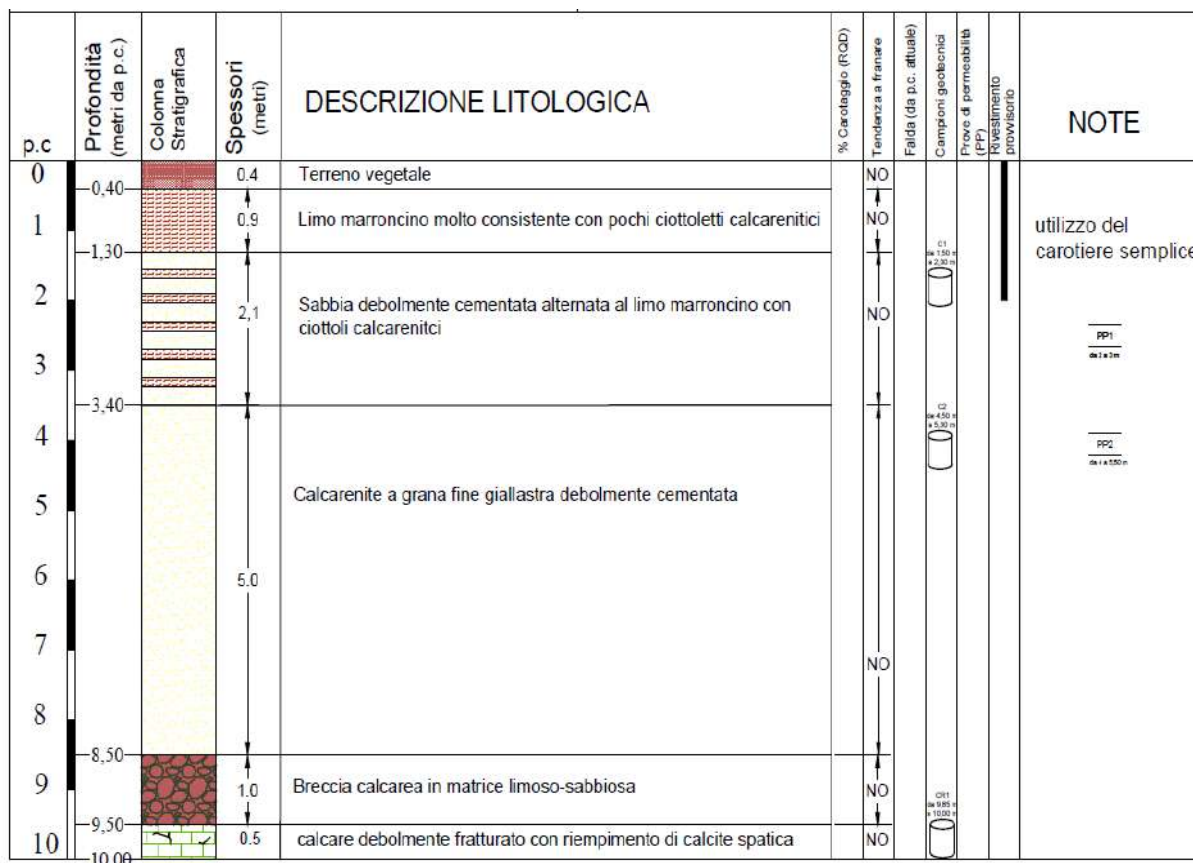


Figura 5 – Stratigrafia di riferimento zona La rosa Seclì (Le)

Le indagini geognostiche esperite e le prove geotecniche di laboratorio sui campioni correlati con la stratigrafia di cui sopra hanno permesso di costruire il modello geologico nel quale è possibile riconoscere le seguenti "Unità Litotecniche":

- UNITÀ LITOTECNICA 0 terreno vegetale
- UNITÀ LITOTECNICA 1 distinta in:
 - unità 1 A: limo marroncino molto consistente con pochi ciottolotti calcarenitici
 - unità 1 B: Sabbia debolmente cementata alternata al limo marroncino con ciottoli calcarenitici
- UNITÀ LITOTECNICA 2 distinta in:
 - unità 2 A: Calcarenite a grana fine giallastra debolmente cementata
 - unità 2 B: Breccia calcarea in matrice limoso-sabbiosa
- UNITÀ LITOTECNICA 3- Calcare debolmente fratturato con riempimento di calcite spatica

Qui di seguito si riportano in sintesi i parametri geotecnici determinati ed interpretati, quali valori medi, e parametri di letteratura geologica su i litotipi più profondi utili alla progettazione e alle verifiche geotecniche:



PROGETTO DEFINITIVO

Unità litotecnica 0: terreno vegetale

Peso naturale	$\gamma = 1,78-1,9 \text{ g/cm}^3$
Peso saturo	$\gamma = 1,92 \text{ g/cm}^3$
Angolo di attrito	$\phi = 27^\circ-32^\circ$
Coesione	$c' = 0,1 \text{ kg/cm}^2$
Coeff. poisson	$n = 0,35$

Unità litotecnica 1: limo sabbioso con ciottolotti calcarenitici millimetrici

Peso naturale	$\gamma = 1,45 \text{ g/cm}^3$
Peso saturo	$\gamma = 1,8 \text{ g/cm}^3$
Angolo di attrito	$\phi = 34,4^\circ$
Coesione efficace	$c' = 0,228 \text{ kg/cm}^2$
Coesione non drenata	$c_u = 2,21 \text{ kg/cm}^2$
Coeff. poisson	$\nu = 0,35$
Modulo di Young	$E = 346-538 \text{ MPa}$
Modulo edometrico	$M = 1700-2577 \text{ KPa}$

Unità litotecnica 2: calcarenite, debolmente cementata

Peso naturale	$\gamma = 1,54- 1,90 \text{ g/cm}^3$
Peso saturo	$\gamma = 18,6-2,01 \text{ g/cm}^3$
Angolo di attrito	$\phi = 36,6^\circ$
Coesione	$c' = 0,125- 0,36 \text{ kg/cm}^2$
Modulo di Poisson	$\nu = 0,35$
Modulo di Young	$E = 1372 \text{ MPa}$
Resistenza a compressione	$\sigma_c = 2,5 \div 5,0 \text{ kg/cm}^2$

Unità litotecnica 3: calcare fratturato

Peso naturale	$\gamma = 2,65 \text{ g/cm}^3$
Angolo di attrito (ammasso roccioso)	$\phi = 31^\circ$
Coesione (ammasso roccioso)	$c' = 3,0 \text{ kg/cm}^2$
Modulo di Poisson	$\nu = 0,30$
Modulo di Young	$E = 1640- 6809 \text{ MPa}$
Resistenza a compressione	$\sigma_c = 28,23 \text{ MPa}$

3.2 Caratterizzazione sismica

Per quanto attiene la classificazione e amplificazione sismica si fa riferimento a quanto riportato nella Relazione geologica e sismica parte integrante della presente progettazione..

Data la tipologia strutturale dell'intervento e data situazione lito-stratigrafica, è stata utilizzata la procedura semplificata indicata nel DM/18.

L'azione sismica sulle costruzioni è valutata a partire dalla "pericolosità sismica di base", in condizioni ideali di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale.

L'azione sismica viene definita in relazione ad un periodo di riferimento V_r che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale per il coefficiente d'uso. Fissato il periodo di riferimento V_r e la probabilità di superamento P_{ver} associata a ciascuno degli stati limite considerati, si ottiene il periodo di ritorno T_r e i relativi parametri di pericolosità sismica:

ag: accelerazione orizzontale massima del terreno;

Fo: valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;



PROGETTO DEFINITIVO

T*c: periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

Classe d'uso	Vita V_n [anni]	Coeff. Uso	Tipo di suolo	Categoria topografica
II	50.0	1	B	T1

Individuati su reticolo di riferimento i parametri di pericolosità sismica si valutano i parametri spettrali riportati in tabella:

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente $S = S_s \cdot S_t$

Fo è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale

Fv è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima verticale, in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno ag su sito di riferimento rigido orizzontale

Tb è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante.

Tc è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a velocità costante.

Td è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a spostamento costante.

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente orizzontale del moto sismico, S_e , è definito dalle seguenti espressioni:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

Dove per sottosuolo di categoria A i coefficienti S_s e C_c valgono 1; mentre per le categorie di sottosuolo B, C, D, E i coefficienti S_s e C_c vengono calcolati mediante le espressioni riportate nella seguente Tabella

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Per tenere conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, si utilizzano i valori del coefficiente topografico S_T riportati nella seguente Tabella

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4



PROGETTO DEFINITIVO

Considerando la Vita nominale, il coeff. d'uso e il periodo di riferimento suindicati per i vari stati limite si ottiene:

Stati Limite	Tr [anni]	Ag [g]	Fo [-]	Tc* [s]
SLO	30.0	0.147	2.388	0.160
SLD	50	0.196	2.388	0.221
SLV	475	0.520	2.412	0.515
SLC	975	0.667	2.525	0.548

Coefficienti sismici Stabilità dei pendii e fondazione:

Stati Limite	kh	kv	A _{max} [m/s ²]	b
SLO	0.0036	0.0018	0.1764	0.2
SLD	0.0048	0.0024	0.2352	0.2
SLV	0.0127	0.0064	0.624	0.2
SLC	0.0163	0.0082	0.8004	0.2

Dove

$$A_{max} (g) = a_g \cdot S_s \cdot S_t$$



4. ANALISI DI STABILITÀ DELLA VASCA

4.1 Verifica agli stati limite ultimi

In accordo con quanto stabilito dal D.M. 17/01/2018, per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione

$$E_d = E \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad \text{ovvero} \quad E_d = \gamma_E \cdot E \left[F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

con $\gamma_E = \gamma_F$, e dove R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

Effetto delle azioni e resistenza sono espresse in funzione delle azioni di progetto $\gamma F F_k$, dei parametri di progetto X_k/γ_M e della geometria di progetto a_d . Il coefficiente parziale di sicurezza γ_R opera direttamente sulla resistenza del sistema. L'effetto delle azioni può anche essere valutato direttamente con i valori caratteristici delle azioni, imponendo $\gamma_E = \gamma_F$.

In accordo a quanto stabilito al §2.6.1 delle NTC 2018, la verifica della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3). I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

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

Nel secondo approccio progettuale (Approccio 2) è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche.

Nelle verifiche agli stati limite ultimi per il dimensionamento geotecnico delle fondazioni (GEO), si considera lo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno interagente con le fondazioni. L'analisi può essere condotta:

con l'Approccio 1 attraverso la Combinazione 2 (A2+M2+R2), nella quale i parametri di resistenza del terreno sono ridotti tramite i coefficienti del gruppo M2 e la resistenza globale del sistema tramite i coefficienti γ_R del gruppo R2. Nell'uso di questa combinazione, le azioni di progetto in fondazione derivano da analisi strutturali che devono essere svolte impiegando i coefficienti parziali del gruppo A2;

con l'Approccio 2 attraverso la Combinazione unica (A1+M1+R3), nella quale i coefficienti parziali sui parametri di resistenza del terreno (M1) sono unitari e la resistenza globale del sistema è ridotta tramite i coefficienti γ_R del gruppo R3. Tali coefficienti si applicano solo alla resistenza globale del terreno, che è costituita, a seconda dello stato limite considerato, dalla forza normale alla fondazione che produce il collasso per carico limite, o dalla forza parallela al piano di scorrimento della fondazione che ne produce il collasso per scorrimento.

La verifica agli stati limite ultimi (SLU) sarà effettuata tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e di cui al D.M. 17/01/2018, così come nel seguito:



PROGETTO DEFINITIVO

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

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

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

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

4.2 Verifica di stabilità

La verifica è stata sviluppata applicando il metodo dell'equilibrio limite, secondo una delle classiche procedure ormai consolidate nella pratica tecnica, potendo stimare, lungo un determinato piano di scorrimento interno del terreno, gli sforzi di taglio di mobilitazione e la relativa resistenza media, quindi, un fattore di sicurezza, FS, dato dal rapporto tra la risultante delle azioni resistenti e quella delle azioni di rottura. La metodologia di calcolo è stata sviluppata con riferimento ai pendii.

In terra, ritenendo valido il criterio di rottura di Mohr-Coulomb, seguendo il metodo agli stati limite imposto dalla normativa vigente e modellando i fenomeni sismici attraverso l'analisi pseudo-statica.



PROGETTO DEFINITIVO

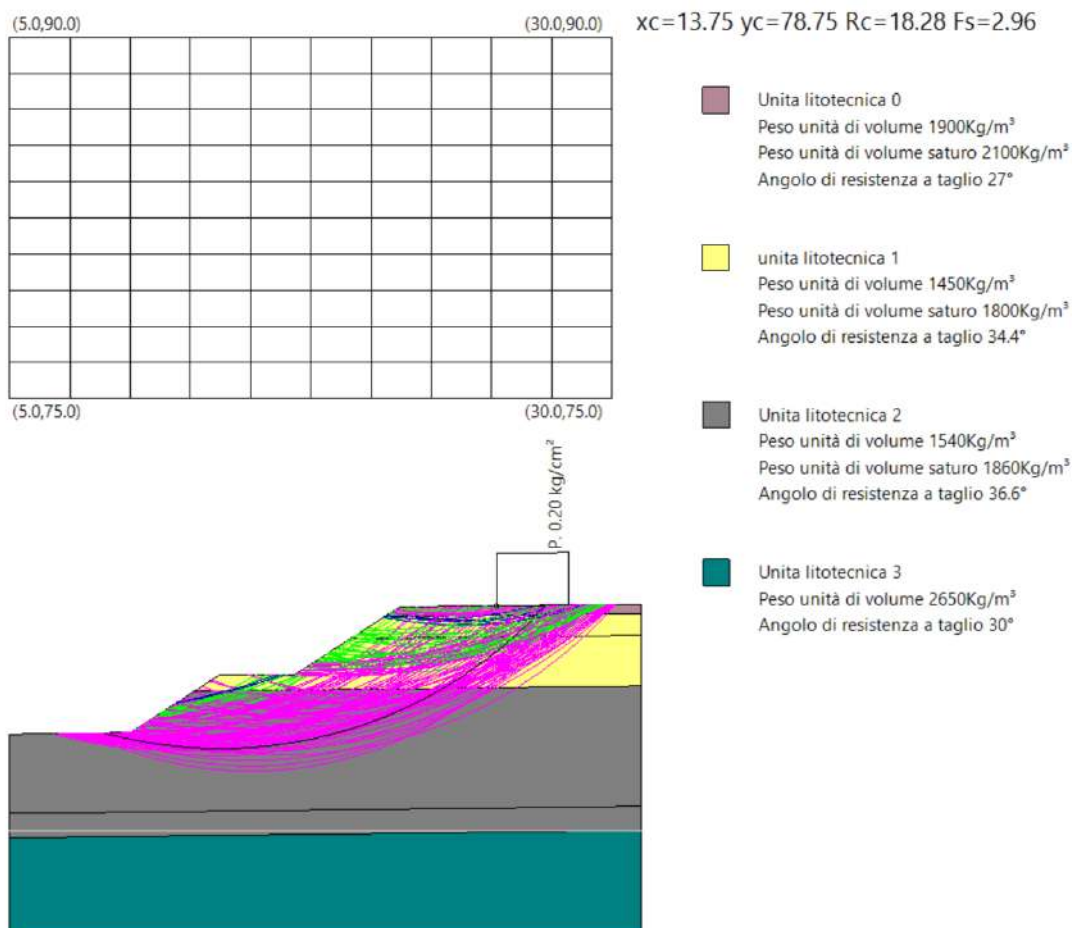


Figura 6 - Schema di calcolo con individuazione delle superfici di scorrimento maggiormente critiche

Definizione

Per pendio s'intende una porzione di versante naturale il cui profilo originario è stato modificato da interventi artificiali rilevanti rispetto alla stabilità. Per frana s'intende una situazione di instabilità che interessa versanti naturali e coinvolgono volumi considerevoli di terreno.

Metodo equilibrio limite (LEM)

Il metodo dell'equilibrio limite consiste nello studiare l'equilibrio di un corpo rigido, costituito dal pendio e da una superficie di scorrimento di forma qualsiasi (linea retta, arco di cerchio, spirale logaritmica); da tale equilibrio vengono calcolate le tensioni da taglio (τ) e confrontate con la resistenza disponibile (τ_f), valutata secondo il criterio di rottura di Coulomb, da tale confronto ne scaturisce la prima indicazione sulla stabilità attraverso il coefficiente di sicurezza:

$$F = \tau_f / \tau$$

Tra i metodi dell'equilibrio limite alcuni considerano l'equilibrio globale del corpo rigido (Culman), altri a causa della non omogeneità dividono il corpo in conci considerando l'equilibrio di ciascuno (Fellenius, Bishop, Janbu ecc.).

Di seguito vengono discussi i metodi dell'equilibrio limite dei conci.

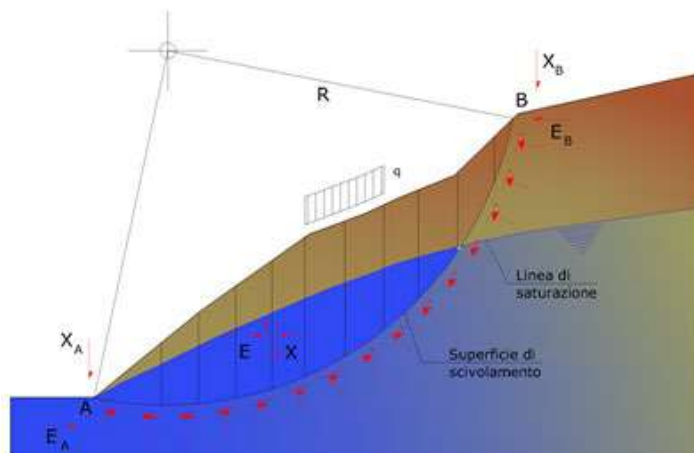


Figura 7 - Metodo dei concio

La massa interessata dallo scivolamento viene suddivisa in un numero conveniente di concio. Se il numero dei concio è pari a n , il problema presenta le seguenti incognite:

- n valori delle forze normali N_i agenti sulla base di ciascun concio;
- n valori delle forze di taglio alla base del concio T_i ;
- $(n-1)$ forze normali E_i agenti sull'interfaccia dei concio;
- $(n-1)$ forze tangenziali X_i agenti sull'interfaccia dei concio;
- n valori della coordinata a che individua il punto di applicazione delle E_i ;
- $(n-1)$ valori della coordinata che individua il punto di applicazione delle X_i ;
- una incognita costituita dal fattore di sicurezza F .

Complessivamente le incognite sono $(6n-2)$.

Mentre le equazioni a disposizione sono:

- equazioni di equilibrio dei momenti n ;
- equazioni di equilibrio alla traslazione verticale n ;
- equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale n ;

equazioni relative al criterio di rottura n .

Totale numero di equazioni $4n$.

Il problema è staticamente indeterminato ed il grado di indeterminazione è pari a:

$$i = (6n - 2) - (4n) = 2n - 2$$

Il grado di indeterminazione si riduce ulteriormente a $(n-2)$ in quanto si fa l'assunzione che N_i sia applicato nel punto medio della striscia. Ciò equivale ad ipotizzare che le tensioni normali totali siano uniformemente distribuite.

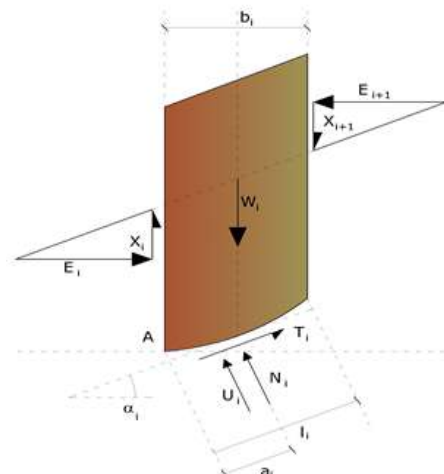
I diversi metodi che si basano sulla teoria dell'equilibrio limite si differenziano per il modo in cui vengono eliminate le $(n-2)$ indeterminazioni.

Metodo di Bishop (1955)

Con tale metodo non viene trascurato nessun contributo di forze agenti sui blocchi e fu il primo a descrivere i problemi legati ai metodi convenzionali. Le equazioni usate per risolvere il problema sono:

$$\sum F_y = 0, \quad \sum M_0 = 0 \quad \text{Criterio di rottura}$$

$$F = \frac{\sum \{ c_i \times b_i + (W_i - u_i \times b_i + \Delta X_i) \times \tan \varphi_i \} \times \frac{\sec \alpha_i}{1 + \tan \alpha_i \times \tan \varphi_i} / F}{\sum W_i \times \sin \alpha_i}$$



I valori di F e di ΔX per ogni elemento che soddisfano questa equazione danno una soluzione rigorosa al problema. Come prima approssimazione conviene porre $\Delta X = 0$ ed iterare per il calcolo del fattore di sicurezza, tale procedimento è noto come metodo di Bishop ordinario, gli errori commessi rispetto al metodo completo sono di circa 1 %.

Ricerca della superficie di scorrimento critica

In presenza di mezzi omogenei non si hanno a disposizione metodi per individuare la superficie di scorrimento critica ed occorre esaminare un numero elevato di potenziali superfici.

Nel caso vengano ipotizzate superfici di forma circolare, la ricerca diventa più semplice, in quanto dopo aver posizionato una maglia dei centri costituita da m righe e n colonne saranno esaminate tutte le superfici aventi per centro il generico nodo della maglia m x n e raggio variabile in un determinato range di valori tale da esaminare superfici cinematicamente ammissibili.

Risultati di calcolo

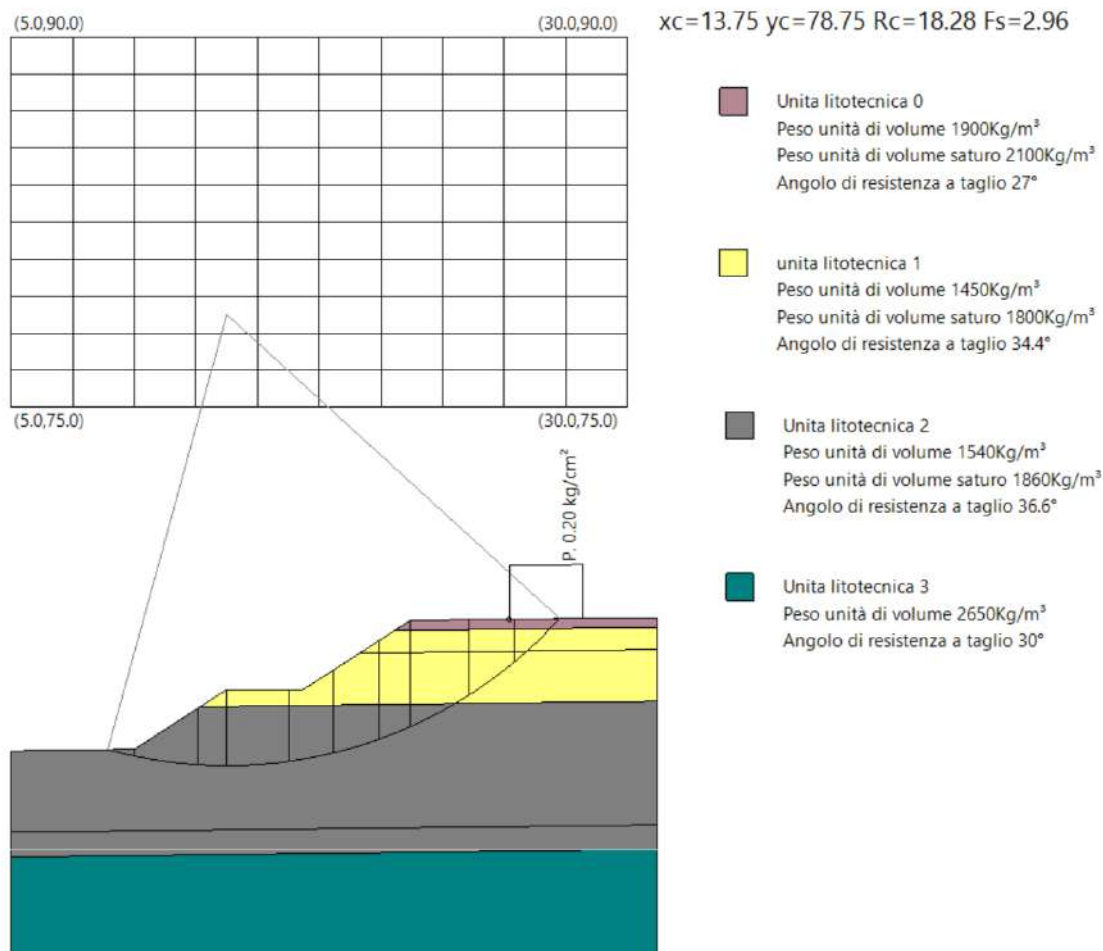


Figura 8 - Superficie di scorrimento in corrispondenza dell'ubicazione dell'intervento:



PROGETTO DEFINITIVO

Analisi di stabilità dei pendii con : BISHOP (1955)

Lat./Long.	40.14425/18.08233 °
Calcolo eseguito secondo	NTC 2018
Numero di strati	6.0
Numero dei conci	10.0
Grado di sicurezza ritenuto accettabile	1.3
Coefficiente parziale resistenza	1.0
Analisi	Condizione drenata
Superficie di forma circolare	

Maglia dei Centri

Ascissa vertice sinistro inferiore xi	5.0 m
Ordinata vertice sinistro inferiore yi	75.0 m
Ascissa vertice destro superiore xs	30.0 m
Ordinata vertice destro superiore ys	90.0 m
Passo di ricerca	10.0
Numero di celle lungo x	10.0
Numero di celle lungo y	10.0

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale:	50.0 [anni]
Vita di riferimento:	50.0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	B
Categoria topografica:	T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30.0	0.147	2.388	0.16
S.L.D.	50.0	0.196	2.388	0.221
S.L.V.	475.0	0.52	2.412	0.515
S.L.C.	975.0	0.667	2.525	0.548

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera:	Stabilità dei pendii e Fondazioni
--------	-----------------------------------

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0.1764	0.2	0.0036	0.0018
S.L.D.	0.2352	0.2	0.0048	0.0024



PROGETTO DEFINITIVO

S.L.V.	0.624	0.2	0.0127	0.0064
S.L.C.	0.8004	0.2	0.0163	0.0082

Coefficiente azione sismica orizzontale 0.0036

Coefficiente azione sismica verticale 0.0018

Vertici profilo

Nr	X (m)	y (m)
1	5.0	61.07
2	10.0	61.13
3	13.72	63.53
4	16.82	63.53
5	21.2	66.36
6	31.2	66.47

Vertici strato1

N	X (m)	y (m)
1	5.0	61.07
2	10.0	61.13
3	13.72	63.53
4	16.82	63.53
5	20.57	65.95
6	28.54	66.04
7	31.2	66.07

Vertici strato2

N	X (m)	y (m)
1	5.0	61.07
2	10.0	61.13
3	13.72	63.53
4	16.82	63.53
5	19.14	65.03
6	28.55	65.14
7	31.2	65.17

Vertici strato3

N	X (m)	y (m)
1	5.0	61.07
2	10.0	61.13
3	12.67	62.86
4	23.6	62.99
5	31.2	63.07

Vertici strato4

N	X (m)	y (m)
1	5.0	57.77
2	23.66	57.99
3	31.2	58.07



PROGETTO DEFINITIVO

Vertici strato5

N	X (m)	y (m)
1	5.0	56.77
2	23.67	56.99
3	31.2	57.07

Coefficienti parziali azioni

Sfavorevoli: Permanenti, variabili	1.0	1.3
Favorevoli: Permanenti, variabili	1.0	1.0

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Tangente angolo di resistenza al taglio	1.25
Coesione efficace	1.25
Coesione non drenata	1.4
Riduzione parametri geotecnici terreno	Si

Stratigrafia

Strato	Coesione (kg/cm ²)	Coesione non drenata (kg/cm ²)	Angolo resistenza al taglio (°)	Peso unità di volume (Kg/m ³)	Peso unità di volume saturato (Kg/m ³)	Litologia	
1	0	0	27	1900	2100	Unita litotecnica 0	
2	0.22	0	34.4	1450	1800	unita litotecnica 1	
3	0.22	0	34.4	1450	1800	Unita litotecnica 1	
4	0.12	0	36.6	1540	1860	Unita litotecnica 2	
5	0.12	0	36.6	1540	1860	Unita litotecnica 2	
6	1.5	0	30	2650		Unita litotecnica 3	

Carichi distribuiti

N°	xi (m)	yi (m)	xf (m)	yf (m)	Carico esterno (kg/cm ²)
1	25.2	66.4	28.2	66.43494	0.2

Risultati analisi pendio

Fs minimo individuato	2.96
Ascissa centro superficie	13.75 m
Ordinata centro superficie	78.75 m

Relazione geotecnica e calcoli statici

Pag. 18 di 69

RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO

Dott. Ing. Raffaele SANNICANDRO

RTP INCARICATO

Capogruppo Mandatario
Dott. Ing. Michele DE MARCO

Mandanti
Dott. Arch. Giampiero PORTULANO
Dott. Geol. Rita AMATI

CONSULENTI SPECIALISTICI

Dott. Agr. Saverio INTERNÒ
Dott. Patrizia GUASTELLA



PROGETTO DEFINITIVO

Raggio superficie 18.28 m

Numero di superfici esaminate....(142)

N°	Xo	Yo	Ro	Fs
1	8.8	75.8	14.0	6.77
2	10.0	75.0	13.6	5.95
3	11.3	75.8	15.3	3.25
4	12.5	75.0	14.4	3.11
5	13.8	75.8	15.6	3.02
6	15.0	75.0	15.5	3.02
7	16.3	75.8	15.0	3.16
8	17.5	75.0	13.6	3.41
9	18.8	75.8	13.9	3.79
10	20.0	75.0	12.5	4.00
11	21.3	75.8	12.1	5.27
12	22.5	75.0	10.7	6.42
13	23.8	75.8	9.8	6.76
14	7.5	76.5	15.1	6.64
15	8.8	77.3	16.1	6.06
16	10.0	76.5	15.6	3.97
17	11.3	77.3	16.1	3.38
18	12.5	76.5	15.8	3.13
19	13.8	77.3	16.9	2.98
20	15.0	76.5	16.8	3.02
21	16.3	77.3	16.8	3.22
22	17.5	76.5	14.5	3.45
23	18.8	77.3	14.9	3.90
24	20.0	76.5	12.8	4.28
25	21.3	77.3	13.2	5.33
26	22.5	76.5	11.8	6.98
27	23.8	77.3	11.7	9.81
28	25.0	76.5	11.1	20.00
29	7.5	78.0	16.6	6.45
30	8.8	78.8	17.5	5.73
31	10.0	78.0	17.1	3.79
32	11.3	78.8	18.1	3.32
33	12.5	78.0	17.2	3.18
34	13.8	78.8	18.3	2.96
35	15.0	78.0	18.0	3.09
36	16.3	78.8	18.5	3.33
37	17.5	78.0	16.3	3.59
38	18.8	78.8	15.3	3.98
39	20.0	78.0	15.3	4.59
40	21.3	78.8	14.4	5.77
41	22.5	78.0	13.0	7.59
42	23.8	78.8	13.0	12.17
43	25.0	78.0	12.4	16.76
44	10.0	79.5	18.5	3.64



PROGETTO DEFINITIVO

45	11.3	80.3	19.6	3.33
46	12.5	79.5	18.6	3.20
47	13.8	80.3	19.7	2.99
48	15.0	79.5	19.2	3.11
49	16.3	80.3	18.8	3.43
50	17.5	79.5	17.4	3.73
51	18.8	80.3	17.8	4.25
52	20.0	79.5	15.7	4.68
53	21.3	80.3	16.3	6.01
54	22.5	79.5	14.3	8.21
55	23.8	80.3	14.2	4.00
56	7.5	81.0	19.6	6.42
57	8.8	81.8	20.5	4.61
58	10.0	81.0	20.0	3.56
59	11.3	81.8	21.0	3.29
60	12.5	81.0	20.6	3.02
61	13.8	81.8	21.0	3.05
62	15.0	81.0	20.2	3.18
63	16.3	81.8	19.9	3.61
64	17.5	81.0	19.2	3.84
65	18.8	81.8	18.3	4.24
66	20.0	81.0	16.9	5.03
67	21.3	81.8	17.5	6.48
68	22.5	81.0	16.2	8.77
69	8.8	83.3	21.4	6.43
70	10.0	82.5	20.9	4.29
71	11.3	83.3	22.4	3.21
72	12.5	82.5	22.1	3.01
73	13.8	83.3	22.4	3.07
74	15.0	82.5	22.0	3.27
75	16.3	83.3	21.0	3.73
76	17.5	82.5	18.9	4.12
77	18.8	83.3	19.5	4.55
78	20.0	82.5	18.1	5.41
79	21.3	83.3	18.8	7.01
80	22.5	82.5	17.5	9.52
81	23.8	83.3	17.6	14.39
82	7.5	84.0	22.5	7.87
83	8.8	84.8	23.4	4.13
84	10.0	84.0	22.3	4.20
85	11.3	84.8	23.9	3.18
86	12.5	84.0	23.5	3.01
87	13.8	84.8	23.8	3.16
88	15.0	84.0	23.1	3.38
89	16.3	84.8	22.9	3.86
90	17.5	84.0	20.1	4.55
91	18.8	84.8	20.7	4.86
92	20.0	84.0	20.1	5.58
93	21.3	84.8	18.7	6.05
94	22.5	84.0	18.1	11.47
95	23.8	84.8	19.0	14.42



PROGETTO DEFINITIVO

96	6.3	86.3	24.7	8.68
97	8.8	86.3	24.9	4.04
98	10.0	85.5	24.4	3.52
99	11.3	86.3	25.4	3.17
100	12.5	85.5	24.9	3.05
101	13.8	86.3	24.9	3.27
102	15.0	85.5	24.3	3.50
103	16.3	86.3	22.7	4.29
104	17.5	85.5	22.0	4.39
105	18.8	86.3	22.7	4.98
106	20.0	85.5	21.4	5.97
107	21.3	86.3	21.4	8.11
108	22.5	85.5	19.5	4.10
109	6.3	87.8	26.2	8.53
110	7.5	87.0	25.0	11.48
111	8.8	87.8	26.4	3.97
112	10.0	87.0	25.3	4.12
113	11.3	87.8	26.8	3.17
114	12.5	87.0	26.3	3.18
115	13.8	87.8	26.1	3.47
116	15.0	87.0	24.7	3.78
117	16.3	87.8	23.9	4.73
118	17.5	87.0	23.3	4.47
119	18.8	87.8	23.9	5.30
120	20.0	87.0	22.7	6.39
121	21.3	87.8	22.8	8.70
122	22.5	87.0	20.8	6.17
123	6.3	89.3	27.7	8.45
124	7.5	88.5	26.5	11.47
125	8.8	89.3	27.9	3.94
126	10.0	88.5	27.3	3.36
127	11.3	89.3	28.3	3.18
128	12.5	88.5	27.8	3.24
129	13.8	89.3	28.0	3.46
130	15.0	88.5	26.6	3.82
131	16.3	89.3	26.5	4.54
132	17.5	88.5	24.5	4.76
133	18.8	89.3	25.2	5.64
134	20.0	88.5	23.3	7.65
135	21.3	89.3	24.1	9.29
136	23.8	89.3	23.2	4.83
137	7.5	90.0	28.5	4.91
138	10.0	90.0	28.8	3.32
139	12.5	90.0	28.5	3.37
140	15.0	90.0	27.9	4.02
141	17.5	90.0	25.8	5.20
142	20.0	90.0	24.6	8.89

5. CAPACITÀ PORTANTE DELLA BRIGLIA IN GABBIONI

5.1 Carico limite del terreno di fondazione

Il **carico limite del terreno di fondazione della briglia in gabbioni** può essere definito con riferimento a quel valore massimo del carico per il quale in nessun punto del sottosuolo si raggiunge la condizione di rottura (metodo di Frolich), oppure con riferimento a quel valore del carico, maggiore del precedente, per il quale il fenomeno di rottura si è esteso ad un ampio volume del suolo (metodo di Prandtl e successivi).

Prandtl ha studiato il problema della rottura di un semispazio elastico per effetto di un carico applicato sulla sua superficie con riferimento all'acciaio, caratterizzando la resistenza a rottura con una legge del tipo:

$$\tau = c + \sigma \times \operatorname{tg} \phi \quad \text{valida anche per i terreni.}$$

Le ipotesi e le condizioni introdotte dal Prandtl sono le seguenti:

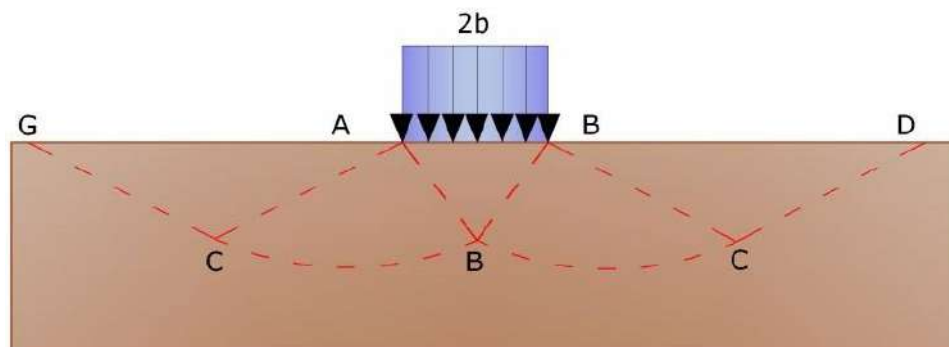
- Materiale privo di peso e quindi $\gamma=0$
- Comportamento rigido - plastico
- Resistenza a rottura del materiale esprimibile con la relazione $\tau = c + \sigma \times \operatorname{tg} \phi$
- Carico uniforme, verticale ed applicato su una striscia di lunghezza infinita e di larghezza $2b$ (stato di deformazione piana)
- Tensioni tangenziali nulle al contatto fra la striscia di carico e la superficie limite del semispazio.

All'atto della rottura si verifica la plasticizzazione del materiale racchiuso fra la superficie limite del semispazio e la superficie *GFBCD*.

Nel triangolo *AEB* la rottura avviene secondo due famiglie di segmenti rettilinei ed inclinati di $45^\circ + \phi/2$ rispetto all'orizzontale.

Nelle zone *ABF* e *EBC* la rottura si produce lungo due famiglie di linee, l'una costituita da segmenti rettilinei passanti rispettivamente per i punti *A* ed *E* e l'altra da archi di due famiglie di spirali logaritmiche.

I poli di queste sono i punti *A* ed *E*. Nei triangoli *AFG* e *ECD* la rottura avviene su segmenti inclinati di $\pm(45^\circ + \phi/2)$ rispetto alla verticale.



Meccanismo di rottura di Prandtl

Individuato così il volume di terreno portato a rottura dal carico limite, questo può essere calcolato scrivendo la condizione di equilibrio fra le forze agenti su qualsiasi volume di terreno delimitato in basso da una qualunque delle superfici di scorrimento.

Si arriva quindi ad una equazione $q = B \times c$, dove il coefficiente *B* dipende soltanto dall'angolo di attrito ϕ del terreno.

$$B = \cot g \phi \left[e^{\pi \operatorname{tg} \phi} \operatorname{tg}^2 (45^\circ + \phi/2) - 1 \right]$$

Per $\phi = 0$ il coefficiente *B* risulta pari a 5.14, quindi $q = 5.14 \times c$.



PROGETTO DEFINITIVO

Nell'altro caso particolare di terreno privo di coesione ($c=0$, $\gamma \neq 0$) risulta $q=0$, secondo la teoria di **Prandtl**, non sarebbe dunque possibile applicare nessun carico sulla superficie limite di un terreno incoerente.

Da questa teoria, anche se non applicabile praticamente, hanno preso le mosse tutte le ricerche ed i metodi di calcolo successivi.

Infatti **Caquot** si pose nelle stesse condizioni di Prandtl ad eccezione del fatto che la striscia di carico non è più applicata sulla superficie limite del semispazio, ma a una profondità h , con $h \leq 2b$; il terreno compreso tra la superficie e la profondità h ha le seguenti caratteristiche: $\gamma \neq 0$, $\phi=0$, $c=0$ e cioè sia un mezzo dotato di peso ma privo di resistenza.

Risolvendo le equazioni di equilibrio si arriva all'espressione:

$$q = A \times \gamma l + B \times c$$

che è sicuramente un passo avanti rispetto a Prandtl, ma che ancora non rispecchia la realtà.

Metodo di Terzaghi (1955)

Terzaghi, proseguendo lo studio di Caquot, ha apportato alcune modifiche per tenere conto delle effettive caratteristiche dell'insieme opera di fondazione-terreno.

Sotto l'azione del carico trasmesso dalla fondazione il terreno che si trova a contatto con la fondazione stessa tende a sfuggire lateralmente, ma ne è impedito dalle resistenze tangenziali che si sviluppano fra la fondazione ed il terreno. Ciò comporta una modifica dello stato tensionale nel terreno posto direttamente al di sotto della fondazione; per tenerne conto **Terzaghi** assegna ai lati AB ed EB del cuneo di Prandtl una inclinazione ψ rispetto all'orizzontale, scegliendo il valore di ψ in funzione delle caratteristiche meccaniche del terreno al contatto terreno-opera di fondazione.

L'ipotesi $\gamma_2 = 0$ per il terreno sotto la fondazione viene così superata ammettendo che le superfici di rottura restino inalterate, l'espressione del carico limite è quindi:

$$q = A \times \gamma \times h + B \times c + C \times \gamma \times b$$

in cui C è un coefficiente che risulta funzione dell'angolo di attrito ϕ del terreno posto al di sotto del piano di posa e dell'angolo ϕ prima definito; b è la semilarghezza della striscia.

Inoltre, basandosi su dati sperimentali, **Terzaghi** passa dal problema piano al problema spaziale introducendo dei fattori di forma.

Un ulteriore contributo è stato apportato da **Terzaghi** sull'effettivo comportamento del terreno.

Nel metodo di Prandtl si ipotizza un comportamento del terreno rigido-plastico, **Terzaghi** invece ammette questo comportamento nei terreni molto compatti.

In essi, infatti, la curva carichi-cedimenti presenta un primo tratto rettilineo, seguito da un breve tratto curvilineo (comportamento elasto-plastico); la rottura è istantanea ed il valore del carico limite risulta chiaramente individuato (rottura generale).

In un terreno molto sciolto invece la relazione carichi-cedimenti presenta un tratto curvilineo accentuato fin dai carichi più bassi per effetto di una rottura progressiva del terreno (rottura locale); di conseguenza l'individuazione del carico limite non è così chiara ed evidente come nel caso dei terreni compatti.

Per i terreni molto sciolti, Terzaghi consiglia di prendere in considerazione il carico limite il valore che si calcola con la formula precedente introducendo però dei valori ridotti delle caratteristiche meccaniche del terreno e precisamente:

$$tg\phi_{rid} = 2/3 \times tg\phi \text{ e } c_{rid} = 2/3 \times c$$

Esplicitando i coefficienti della formula precedente, la formula di Terzaghi può essere scritta:



PROGETTO DEFINITIVO

$$q_{ult} = c \times N_c \times s_c + \gamma \times D \times N_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times s_\gamma$$

dove:

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2(45 + \varphi/2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \varphi/2) \tan \varphi}$$

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

$$N_\gamma = \frac{\tan \varphi}{2} \left(\frac{K_p \gamma}{\cos^2 \varphi} - 1 \right)$$

Formula di Meyerhof (1963)

Meyerhof propose una formula per il calcolo del carico limite simile a quella di Terzaghi.; le differenze consistono nell'introduzione di ulteriori coefficienti di forma.

Egli introdusse un coefficiente s_q che moltiplica il fattore N_q , fattori di profondità d_i e di pendenza i_i per il caso in cui il carico trasmesso alla fondazione è inclinato sulla verticale.

I valori dei coefficienti N furono ottenuti da Meyerhof ipotizzando vari archi di prova BF (v. meccanismo Prandtl), mentre il taglio lungo i piani AF aveva dei valori approssimati.

I fattori di forma tratti da Meyerhof sono di seguito riportati, insieme all'espressione della formula.

$$\begin{aligned} \text{Carico verticale} \quad q_{ult} &= c \times N_c \times s_c \times d_c + \gamma \times D \times N_q \times s_q \times d_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times s_\gamma \times d_\gamma \\ \text{Carico inclinato} \quad q_{ult} &= c \times N_c \times i_c \times d_c + \gamma \times D \times N_q \times i_q \times d_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times i_\gamma \times d_\gamma \end{aligned}$$

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi} \tan^2(45 + \varphi/2)$$

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

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\varphi)$$

fattore di forma:

$$s_c = 1 + 0.2k_p \frac{B}{L} \quad \text{per } \varphi > 10$$

$$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1k_p \frac{B}{L} \quad \text{per } \varphi = 0$$

fattore di profondità:

$$d_c = 1 + 0.2\sqrt{k_p} \frac{D}{B}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1\sqrt{k_p} \frac{D}{B} \quad \text{per } \varphi > 10$$

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

inclinazione:



PROGETTO DEFINITIVO

$$i_c = i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{90}\right)^2$$

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

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

dove :

$$K_p = \tan^2(45^\circ + \phi/2)$$

θ = Inclinazione della risultante sulla verticale.

Formula di Hansen (1970)

E' una ulteriore estensione della formula di *Meyerhof*; le estensioni consistono nell'introduzione di bi che tiene conto della eventuale inclinazione sull'orizzontale del piano di posa e un fattore gi per terreno in pendenza.

La formula di Hansen vale per qualsiasi rapporto D/B , quindi sia per fondazioni superficiali che profonde, ma lo stesso autore introdusse dei coefficienti per meglio interpretare il comportamento reale della fondazione, senza di essi, infatti, si avrebbe un aumento troppo forte del carico limite con la profondità.

Per valori di $D/B < 1$

$$d_c = 1 + 0.4 \frac{D}{B}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi) \frac{D}{B}$$

Per valori $D/B > 1$:

$$d_c = 1 + 0.4 \tan^{-1} \frac{D}{B}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi) \tan^{-1} \frac{D}{B}$$

Nel caso $\phi = 0$

D/B	0	1	1.1	2	5	10	20	100
d'_c	0	0.40	0.33	0.44	0.55	0.59	0.61	0.62

Nei fattori seguenti le espressioni con apici (') valgono quando $\phi=0$.

Fattore di forma:

$$s'_c = 0.2 \frac{B}{L}$$

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

$$s_c = 1 \quad \text{per fondazioni nastriformi}$$

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

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

Fattori di inclinazione del carico



PROGETTO DEFINITIVO

$$i'_c = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A_f c_a}}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$i_q = \left(1 - \frac{0.5H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{0.7H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5 \quad (\eta = 0)$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{(0.7 - \eta / 450)H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5 \quad (\eta > 0)$$

Fattori di inclinazione del terreno (fondazione su pendio):

$$g'_c = \frac{\beta}{147}$$

$$g_c = 1 - \frac{\beta}{147}$$

$$g_q = g_\gamma = (1 - 0.5 \tan \beta)^5$$

Fattori di inclinazione del piano di fondazione (base inclinata)

$$b'_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_q = \exp(-2\eta \tan \varphi)$$

Formula di Vesic (1975)

La formula di Vesic è analoga alla formula di Hansen, con N_q ed N_c come per la formula di Meyerhof ed N_γ come

sotto riportato:

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \times \tan(\phi)$$

I fattori di forma e di profondità che compaiono nelle formule del calcolo della capacità portante sono uguali a quelli proposti da Hansen; alcune differenze sono invece riportate nei fattori di inclinazione del carico, del terreno (fondazione su pendio) e del piano di fondazione (base inclinata).

Formula Brich-Hansen (EC 7 – EC 8)

Affinché una fondazione possa resistere il carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale, per tutte le combinazioni di carico relative allo SLU (stato limite ultimo), deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$V_d \leq R_d$$



PROGETTO DEFINITIVO

Dove V_d è il carico di progetto allo SLU, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso della fondazione stessa; mentre R_d è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici.

Nella valutazione analitica del carico limite di progetto R_d si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine nei terreni a grana fine.

Il carico limite di progetto in condizioni non drenate si calcola come:

$$R/A' = (2 + \pi) c_u s_c i_c + q$$

Dove:

$A' = B' L'$ area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico.

c_u Coesione non drenata.

q pressione litostatica totale sul piano di posa.

s_c Fattore di forma

$s_c = 1 + 0,2 (B'/L')$ per fondazioni rettangolari

$s_c = 1,2$ Per fondazioni quadrate o circolari.

i_c Fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico H .

$$i_c = 0,5 \left(1 + \sqrt{1 - H/A' c_u} \right)$$

Per le condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue.

$$R/A' = c' N_c s_c i_c + q' N_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

Dove:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2 (45 + \phi' / 2)$$

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

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \tan \phi'$$

Fattori di forma

$s_q = 1 + (B' / L') \cdot \tan \phi'$ per forma rettangolare

$s_q = 1 + \tan \phi'$ per forma quadrata o circolare

$s_\gamma = 1 - 0,3 (B' / L')$ per forma rettangolare

$s_\gamma = 0,7$ per forma quadrata o circolare

$s_c = (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$ per forma rettangolare, quadrata o circolare.

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H

$$i_q = [1 - H / (V + A' \cdot c' \cdot \cot \phi')]^m$$

$$i_\gamma = [1 - H / (V + A' \cdot c' \cdot \cot \phi')]^{m+1}$$

$$i_c = (i_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$$

Dove:



$$m = m_B = \frac{\left[2 + \left(\frac{B'}{L'} \right) \right]}{\left[1 + \left(\frac{B'}{L'} \right) \right]} \quad \text{con } H//B'$$

$$m = m_L = \frac{\left[2 + \left(\frac{L'}{B'} \right) \right]}{\left[1 + \left(\frac{L'}{B'} \right) \right]} \quad \text{con } H//L'$$

Se H forma un angolo θ con la direzione di L' , l'esponente "m" viene calcolato con la seguente espressione:

$$m = m_\theta = m_L \cos^2 \theta + m_B \sin^2 \theta$$

Oltre ai fattori correttivi di cui sopra sono considerati quelli complementari della profondità del piano di posa e dell'inclinazione del piano di posa e del piano campagna (Hansen).

Meyerhof e Hanna (1978)

Tutta l'analisi teorica sviluppata per la determinazione del carico limite è stata basata sull'ipotesi che il terreno sia isotropico ed omogeneo fino a notevole profondità.

Tale ipotesi però non rispecchia la realtà perché il terreno è generalmente non omogeneo con miscele di sabbia, limo e argilla in proporzioni diverse.

Le relazioni per la stima del carico limite, ricavate dall'ipotesi di terreno omogeneo risultano essere molto approssimative se il terreno è stratificato, soprattutto se le superfici di rottura interferiscono con i limiti degli strati del terreno.

Si consideri un sistema costituito da due strati di terreno distinti ed una fondazione posizionata sullo strato superiore a una profondità D dal piano campagna, le superfici di rottura a carico limite possono svilupparsi completamente sullo strato superiore oppure coinvolgere anche il secondo strato. Può accadere che lo strato superiore sia più resistente rispetto allo strato inferiore o viceversa.

In entrambi i casi verrà presentata un'analisi generale per ($c = 0$) e si dimostrerà sarà valida anche nel caso di terreni sabbiosi o argillosi.

Lo studio della capacità portante di un sistema a strati è stato affrontato da diversi autori: Button (1953), Vesic (1975), Meyerhof (1974), Meyerhof e Hanna (1978)

Meyerhof (1974) ha analizzato un sistema a due strati composto da sabbia densa su argilla morbida e sabbia sciolta su argilla rigida e ha supportato il suo studio con alcuni test su modello. Successivamente Meyerhof e Hanna (1978) hanno integrato lo studio di Meyerhof (1974) includendo nelle analisi il terreno privo di coesione.

Si riporta la trattazione di Meyerhof (1974) e Meyerhof e Hanna (1978).

Nella figura 12.16 (a) è rappresentata una fondazione di larghezza B approfondita D in uno strato di terreno resistente (strato 1). Lo strato debole si trova a distanza H dal piano di posa della fondazione.

Se la distanza H non è sufficiente oppure in condizioni di carico eccezionali una parte di esso verrà trasferito oltre il livello mn. Questa condizione indurrà il formarsi di superfici di rottura anche nello strato più debole (strato 2). Se la distanza H è relativamente grande, le superfici di rottura si svilupperanno completamente nello strato 1 come evidenziato in Figura 12.16b.

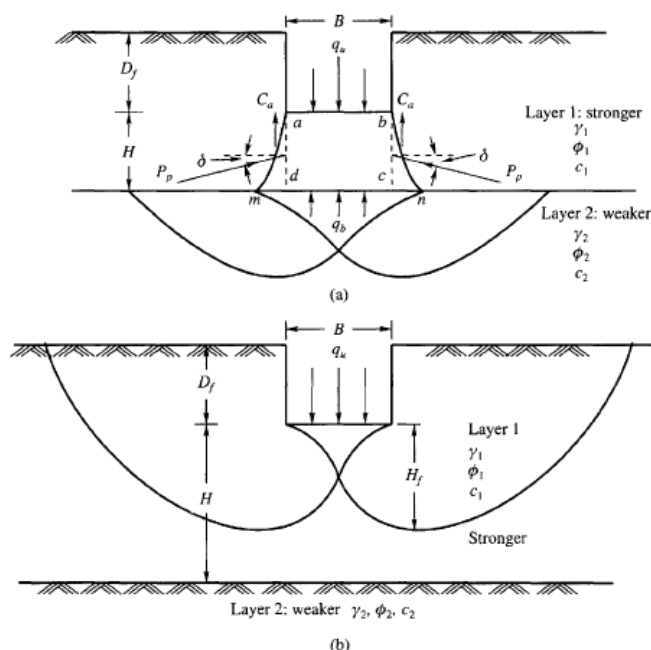


Figure 12.16 Failure of soil below strip footing under vertical load on strong layer overlying weak deposit (after Meyerhof and Hanna, 1978)

Il carico limite negli strati 1 e 2 può essere espresso dalle seguenti relazioni:

Strato 1

$$q_1 = c_1 \cdot N_{c1} + \frac{1}{2} \gamma_1 \cdot B \cdot N_{\gamma1}$$

Strato 2

$$q_2 = c_2 \cdot N_{c2} + \frac{1}{2} \gamma_2 \cdot B \cdot N_{\gamma2}$$

Dove:

$N_{c1}, N_{\gamma1}$ = fattori di capacità portante dello strato 1 con angolo di resistenza a taglio ϕ_1

$N_{c2}, N_{\gamma2}$ = fattori di capacità portante dello strato 2 con angolo di resistenza a taglio ϕ_2

Se il piano di posa della fondazione si trova ad una distanza D_f rispetto al piano campagna e la distanza H è relativamente grande l'espressione del carico limite è la seguente:

$$q_u = q_t = c_1 \cdot N_{c1} + q'_0 \cdot N_{q1} + \frac{1}{2} \gamma_1 \cdot B \cdot N_{\gamma1}$$

Se q_1 è molto maggiore di q_2 e se la distanza H non è sufficiente a formare una condizione di plasticizzazione completa nello strato 1, allora la rottura è legata alla spinta del terreno che si sviluppa dallo strato più debole allo strato più resistente. La formulazione per la stima del carico limite diventa:

$$q_u = q_b + \frac{2 \cdot (C_a + P_p \sin \delta)}{B} - \gamma_1 \cdot H$$

Dove:



PROGETTO DEFINITIVO

q_b = carico limite nello strato 2

P_p = spinta passiva

C_a = adesione

δ =inclinazione della spinta passiva rispetto all'orizzontale

$$P_p = \frac{\gamma_1 \cdot H^2}{2 \cos \delta} \left(1 + \frac{2D_f}{H} \right) K_p$$

Metodo di Richards et. Al.

Richards, Helm e Budhu (1993) hanno sviluppato una procedura che consente, in condizioni sismiche, di valutare sia il carico limite sia i cedimenti indotti, e quindi di procedere alle verifiche di entrambi gli stati limite (ultimo e di danno). La valutazione del carico limite viene perseguita mediante una semplice estensione del problema del carico limite al caso della presenza di forze di inerzia nel terreno di fondazione dovute al sisma, mentre la stima dei cedimenti viene ottenuta mediante un approccio alla Newmark (cfr. Appendice H di "Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica" – Associazione Geotecnica Italiana). Gli autori hanno esteso la classica formula trinomia del carico limite:

$$q_L = N_q \cdot q + N_c \cdot c + 0.5 N_\gamma \cdot \gamma \cdot B$$

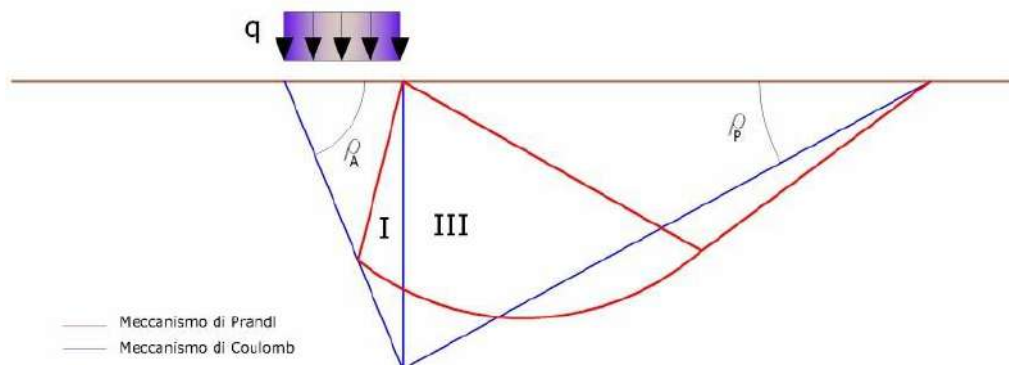
Dove i fattori di capacità portante vengono calcolati con le seguenti formule:

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

$$N_q = \frac{K_{pE}}{K_{AE}}$$

$$N_\gamma = \left(\frac{K_{pE}}{K_{AE}} - 1 \right) \cdot \tan(\rho_{AE})$$

Esaminando con un approccio da equilibrio limite, un meccanismo alla Coulomb e portando in conto le forze d'inerzia agenti sul volume di terreno a rottura. In campo statico, il classico meccanismo di Prandtl può essere infatti approssimato come mostrato nella figura che segue, eliminando la zona di transizione (ventaglio di Prandtl) ridotta alla sola linea AC, che viene riguardata come una parete ideale in equilibrio sotto l'azione della spinta attiva e della spinta passiva che riceve dai cunei I e III:



Schema di calcolo del carico limite (q_L)



PROGETTO DEFINITIVO

Gli autori hanno ricavato le espressioni degli angoli ρ_A e ρ_P che definiscono le zone di spinta attiva e passiva, e dei coefficienti di spinta attiva e passiva K_A e K_P in funzione dell'angolo di attrito interno φ del terreno e dell'angolo di attrito δ terreno – parete ideale:

$$\rho_A = \varphi + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{\tan(\varphi) \cdot (\tan(\varphi) \cdot \cot(\varphi)) \cdot (1 + \tan(\delta) \cdot \cot(\varphi))} - \tan(\varphi)}{1 + \tan(\delta) \cdot (\tan(\varphi) + \cot(\varphi))} \right\}$$

$$\rho_P = -\varphi + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{\tan(\varphi) \cdot (\tan(\varphi) \cdot \cot(\varphi)) \cdot (1 + \tan(\delta) \cdot \cot(\varphi))} + \tan(\varphi)}{1 + \tan(\delta) \cdot (\tan(\varphi) + \cot(\varphi))} \right\}$$

$$K_A = \frac{\cos^2(\varphi)}{\cos(\delta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi)}{\cos(\delta)}} \right\}^2}$$

$$K_P = \frac{\cos^2(\varphi)}{\cos(\delta) \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi)}{\cos(\delta)}} \right\}^2}$$

E' comunque da osservare che l'impiego delle precedenti formule assumendo $\phi=0.5\delta$, conduce a valore dei coefficienti di carico limite molto prossimi a quelli basati su un'analisi alla Prandtl. Richards et. Al. hanno quindi esteso l'applicazione del meccanismo di Coulomb al caso sismico, portando in conto le forze d'inerzia agenti sul volume di terreno a rottura. Tali forze di massa, dovute ad accelerazioni $k_h g$ e $k_v g$, agenti rispettivamente in direzione orizzontale e verticale, sono a loro volta pari a $k_h \gamma$ e $k_v \gamma$. Sono state così ottenute le estensioni delle espressioni di ρ_a e ρ_p , nonché di K_A e K_P , rispettivamente indicate come ρ_{AE} e ρ_{PE} e come K_{AE} e K_{PE} per denotare le condizioni sismiche:

$$\rho_{AE} = (\varphi - \vartheta) + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{(1 + \tan^2(\varphi - \vartheta)) \cdot [1 + \tan(\delta + \vartheta) \cdot \cot(\varphi - \vartheta)]} - \tan(\varphi - \vartheta)}{1 + \tan(\delta + \vartheta) \cdot (\tan(\varphi - \vartheta) + \cot(\varphi - \vartheta))} \right\}$$

$$\rho_{PE} = -(\varphi - \vartheta) + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{(1 + \tan^2(\varphi - \vartheta)) \cdot [1 + \tan(\delta + \vartheta) \cdot \cot(\varphi - \vartheta)]} - \tan(\varphi - \vartheta)}{1 + \tan(\delta + \vartheta) \cdot (\tan(\varphi - \vartheta) + \cot(\varphi - \vartheta))} \right\}$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi - \vartheta)}{\cos(\vartheta) \cdot \cos(\delta + \vartheta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \vartheta)}{\cos(\delta + \vartheta)}} \right\}^2}$$

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\varphi - \vartheta)}{\cos(\vartheta) \cdot \cos(\delta + \vartheta) \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \vartheta)}{\cos(\delta + \vartheta)}} \right\}^2}$$



PROGETTO DEFINITIVO

I valori di N_q e N_γ sono determinabili ancora avvalendosi delle formule precedenti, impiegando naturalmente le espressioni degli angoli ρ_{AE} e ρ_{PE} e dei coefficienti K_{AE} e K_{PE} relative al caso sismico. In tali espressioni compare l'angolo θ definito come:

$$\tan(\theta) = \frac{k_h}{1 - k_v}$$

Nella tabella che segue sono mostrati i fattori di capacità portante calcolati per i seguenti valori dei parametri:

– $\phi = 30^\circ \quad \delta = 15^\circ$

Per diversi valori dei coefficienti di spinta sismica:

$k_h/(1-k_v)$	N_q	N_γ	N_c
0	16.51037	23.75643	26.86476
0.087	13.11944	15.88906	20.9915
0.176	9.851541	9.465466	15.33132
0.268	7.297657	5.357472	10.90786
0.364	5.122904	2.604404	7.141079
0.466	3.216145	0.879102	3.838476
0.577	1.066982	1.103E-03	0.1160159

Tabella dei fattori di capacità portante per $\phi=30^\circ$

5.2 Verifica a carico limite delle fondazione (SLU)

La verifica a carico limite delle fondazioni secondo l'approccio SLU si esegue con la seguente disequaglianza:

$$E_d \leq \frac{R_d}{\gamma_{RV}}$$

Dove:

E_d -pressioni agenti alla base della fondazione

R_d -capacità portante di calcolo

γ_{RV} -coefficiente riduttivo della capacità portante verticale

Le pressioni agenti alla base della fondazione si calcolano con dalla seguente espressione:

$$E_d = \frac{N_d}{A_{ef}}$$

Dove:

N_d -azione normale di progetto

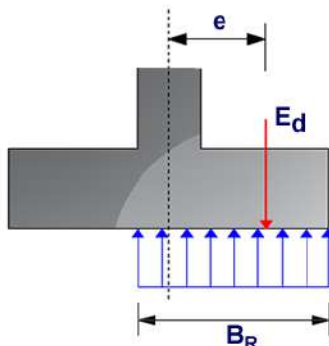
$A_{ef} = B \cdot L'$ -area ridotta

Fondazioni quadrate o rettangolari

L'area ridotta risulta $A_{ef} = B' \times L'$

$$L' = L - 2e_x; B' = B - e_y; e_x = \frac{M_x}{N}; e_y = \frac{M_y}{N}$$

Per le verifiche a carico limite allo SLU è lecito considerare la "plasticizzazione" del terreno, in tal caso si può assumere una distribuzione uniforme delle pressioni agenti sul piano di posa.
 Come evidenziato nella seguente immagine, la distribuzione delle pressioni si considera estesa sulla base "ridotta" $B_R = B - 2e$.



Dove:

$e = N_d / M_d$ - eccentricità dei carichi

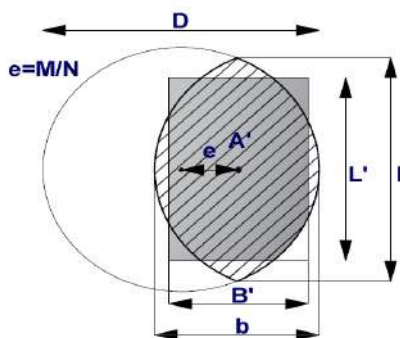
Fondazioni circolari

Una fondazione circolare sottoposta ad un carico verticale applicato con un'eccentricità $e = M_d / N_d$ può essere considerata equivalente ad una fondazione fittizia con un carico applicato centralmente (Figura seguente), come suggerito da Meyerhof (1953) e Vesic (1973). In questo caso, l'area della fondazione fittizia, A' , può essere calcolata con questa espressione:

$$A' = \frac{D^2}{2} \left(\arccos \frac{2e}{D} - \frac{2e}{D} \sqrt{1 - \left(\frac{2e}{D} \right)^2} \right)$$

Il rapporto delle lunghezze dei lati della fondazione rettangolare equivalente può essere approssimato al rapporto tra le lunghezze b ed l , si ricava da:

$$\frac{B}{L'} = \frac{b}{l} = \sqrt{\frac{D - 2e}{D + 2e}}$$



Metodo di calcolo delle dimensioni equivalenti di una fondazione circolare soggetta a carico non baricentrico

5.3 Cedimenti edometrici

Il calcolo dei cedimenti con l'approccio edometrico consente di valutare un cedimento di consolidazione di tipo monodimensionale, prodotto dalle tensioni indotte da un carico applicato in condizioni di espansione laterale impedita. Pertanto la stima effettuata con questo metodo va considerata come empirica, piuttosto che teorica.

Tuttavia la semplicità d'uso e la facilità di controllare l'influenza dei vari parametri che intervengono nel calcolo, ne fanno un metodo molto diffuso.



PROGETTO DEFINITIVO

L'approccio edometrico nel calcolo dei cedimenti passa essenzialmente attraverso due fasi:

- a) il calcolo delle tensioni verticali indotte alle varie profondità con l'applicazione della teoria dell'elasticità;
- b) la valutazione dei parametri di compressibilità attraverso la prova edometrica.

In riferimento ai risultati della prova edometrica, il cedimento è valutato come:

$$\Delta H = H_0 \cdot RR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

se si tratta di un terreno sovraconsolidato ($OCR > 1$), ossia se l'incremento di tensione dovuto all'applicazione del carico non fa superare la pressione di preconsolidazione σ'_p ($\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v < \sigma'_p$).

Se invece il terreno è normalconsolidato ($\sigma'_{v0} = \sigma'_p$) le deformazioni avvengono nel tratto di compressione e il cedimento è valutato come:

$$\Delta H = H_0 \cdot CR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

dove:

RR Rapporto di ricompressione;

CR Rapporto di compressione;

H_0 Spessore iniziale dello strato;

σ'_{v0} Tensione verticale efficace prima dell'applicazione del carico;

$\Delta \sigma_v$ Incremento di tensione verticale dovuto all'applicazione del carico.

In alternativa ai parametri RR e CR si fa riferimento al modulo edometrico M ; in tal caso però occorre scegliere opportunamente il valore del modulo da utilizzare, tenendo conto dell'intervallo tensionale ($\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v$) significativo per il problema in esame.

L'applicazione corretta di questo tipo di approccio richiede:

- la suddivisione degli strati compressibili in una serie di piccoli strati di modesto spessore (< 2.00 m);
- la stima del modulo edometrico nell'ambito di ciascuno strato;
- il calcolo del cedimento come somma dei contributi valutati per ogni piccolo strato in cui è stato suddiviso il banco compressibile.

Molti usano le espressioni sopra riportate per il calcolo del cedimento di consolidazione tanto per le argille quanto per le sabbie di granulometria da fina a media, perché il modulo di elasticità impiegato è ricavato direttamente da prove di consolidazione. Tuttavia, per terreni a grana più grossa le dimensioni dei provini edometrici sono poco significative del comportamento globale dello strato e, per le sabbie, risulta preferibile impiegare prove penetrometriche statiche e dinamiche.

5.4 Risultati di calcolo

DATI GENERALI

Normativa	D.M. 2018
Larghezza fondazione	13,5 m
Lunghezza fondazione	1,0 m
Profondità piano di posa	0,5 m
Altezza di incastro	1,0 m

STRATIGRAFIA TERRENO



PROGETTO DEFINITIVO

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [kN/m³]	Peso unità di volume saturo [kN/m³]	Angolo di attrito [°]	Coesione [kN/m²]	Coesione non drenata [kN/m²]	Modulo Elastico [kN/m²]	Modulo Edometrico [kN/m²]	Poisson	Coeff. consolid. az. primaria [cmq/s]	Coeff. consolid. azione secondaria	Descrizione
0,9	14,0	18,0	34,4	22,8	221,0	400000,0	2577,0	0,45	0,0	0,0	
7,1	18,0	20,0	36,6	15,0	0,0	1372000,0	0,0	0,45	0,0	0,0	

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazioni	Pressione normale di progetto [kN/m²]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A1+M1+R3	51,53	236,25	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
2	A2+M2+R2	51,53	236,25	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
3	Sisma	51,53	236,25	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
4	S.L.D.	51,53	236,25	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coeff. Rid. Capacità portante verticale	Coeff. Rid. Capacità portante orizzontale
1	Si	1	1	1	1	1	2,3	1,1
2	Si	1,25	1,25	1,4	1	1	1,8	1,1
3	Si	1,25	1,25	1,4	1	1	1,8	1,1
4	Si	1	1	1	1	1	1	1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...A2+M2+R2

Autore: TERZAGHI (1955)

Carico limite [Qult]	154,58 kN/m²
Resistenza di progetto [Rd]	85,88 kN/m²
Tensione [Ed]	51,53 kN/m²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	3,0
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 6183,24 kN/m³

A1+M1+R3

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore forma [Sc]	2,7
Fattore profondità [Dc]	0,01
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
Carico limite	624,97 kN/m²
Resistenza di progetto	271,73 kN/m²



PROGETTO DEFINITIVO

Condizione di verifica $[Ed \leq Rd]$ Verificata

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore $[N_q]$	1,0
Fattore $[N_c]$	5,7
Fattore forma $[S_c]$	1,0
Fattore forma $[S_g]$	1,0
Fattore correzione sismico inerziale $[z_q]$	1,0
Fattore correzione sismico inerziale $[z_g]$	1,0
Fattore correzione sismico inerziale $[z_c]$	1,0

Carico limite	191,48 kN/m ²
Resistenza di progetto	83,25 kN/m ²

Condizione di verifica $[Ed \leq Rd]$ Verificata

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore $[N_q]$	1,0
Fattore $[N_c]$	5,14
Fattore forma $[S_c]$	3,7
Fattore profondità $[D_c]$	1,0
Fattore inclinazione carichi $[I_c]$	1,0
Fattore forma $[S_q]$	1,0
Fattore profondità $[D_q]$	1,0
Fattore inclinazione carichi $[I_q]$	1,0
Fattore forma $[S_g]$	1,0
Fattore profondità $[D_g]$	1,0
Fattore correzione sismico inerziale $[z_q]$	1,0
Fattore correzione sismico inerziale $[z_g]$	1,0
Fattore correzione sismico inerziale $[z_c]$	1,0

Carico limite	622,5 kN/m ²
Resistenza di progetto	270,65 kN/m ²

Condizione di verifica $[Ed \leq Rd]$ Verificata

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore $[N_q]$	1,0
Fattore $[N_c]$	5,14
Fattore forma $[S_c]$	2,7
Fattore profondità $[D_c]$	0,01
Fattore correzione sismico inerziale $[z_q]$	1,0
Fattore correzione sismico inerziale $[z_g]$	1,0
Fattore correzione sismico inerziale $[z_c]$	1,0

Carico limite	624,97 kN/m ²
Resistenza di progetto	271,73 kN/m ²

Condizione di verifica $[Ed \leq Rd]$ Verificata



PROGETTO DEFINITIVO

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore forma [Sc]	3,7
Fattore profondità [Dc]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	622,5 kN/m ²
Resistenza di progetto	270,65 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: Meyerhof and Hanna (1978) (Condizione drenata)

Strato 1 sopra, strato 2 sotto

Fattori di capacità portante strato 1	
Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14

Fattori di capacità portante strato 2	
Fattore [Nq]	40,76
Fattore [Nc]	53,54
Fattore [Ng]	13,15

Carico limite strato 2 (qb)	23682,86 kN/m ²
Carico limite strato 1 (qt)	13269,71 kN/m ²

Incremento carico limite strato 1	13,1 kN/m ²
Coefficiente di punzonamento (ks)	0,0
Rapporto (q1/q2)	2,11

Carico limite	13269,71 kN/m ²
Resistenza di progetto	5769,44 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

A2+M2+R2

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore forma [Sc]	2,7
Fattore profondità [Dc]	0,01
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0



PROGETTO DEFINITIVO

Fattore correzione sismico inerziale [zc] 1,0

Carico limite 501,37 kN/m²

Resistenza di progetto 278,54 kN/m²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq] 1,0

Fattore [Nc] 5,7

Fattore forma [Sc] 1,0

Fattore forma [Sg] 1,0

Fattore correzione sismico inerziale [zq] 1,0

Fattore correzione sismico inerziale [zg] 1,0

Fattore correzione sismico inerziale [zc] 1,0

Carico limite 154,58 kN/m²

Resistenza di progetto 85,88 kN/m²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq] 1,0

Fattore [Nc] 5,14

Fattore forma [Sc] 3,7

Fattore profondità [Dc] 1,0

Fattore inclinazione carichi [Ic] 1,0

Fattore forma [Sq] 1,0

Fattore profondità [Dq] 1,0

Fattore inclinazione carichi [Iq] 1,0

Fattore forma [Sg] 1,0

Fattore profondità [Dg] 1,0

Fattore correzione sismico inerziale [zq] 1,0

Fattore correzione sismico inerziale [zg] 1,0

Fattore correzione sismico inerziale [zc] 1,0

Carico limite 499,4 kN/m²

Resistenza di progetto 277,45 kN/m²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq] 1,0

Fattore [Nc] 5,14

Fattore forma [Sc] 2,7

Fattore profondità [Dc] 0,01

Fattore correzione sismico inerziale [zq] 1,0

Fattore correzione sismico inerziale [zg] 1,0

Fattore correzione sismico inerziale [zc] 1,0



PROGETTO DEFINITIVO

Carico limite 501,37 kN/m²
 Resistenza di progetto 278,54 kN/m²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore forma [Sc]	3,7
Fattore profondità [Dc]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite 499,4 kN/m²
 Resistenza di progetto 277,45 kN/m²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: Meyerhof and Hanna (1978) (Condizione drenata)

Strato 1 sopra, strato 2 sotto

Fattori di capacità portante strato 1	
Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14

Fattori di capacità portante strato 2	
Fattore [Nq]	40,76
Fattore [Nc]	53,54
Fattore [Ng]	13,15

Carico limite strato 2 (qb) 23682,86 kN/m²
 Carico limite strato 1 (qt) 13269,71 kN/m²

Incremento carico limite strato 1	13,1 kN/m ²
Coefficiente di punzonamento (ks)	0,0
Rapporto (q1/q2)	2,11

Carico limite 13269,71 kN/m²
 Resistenza di progetto 7372,06 kN/m²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Sisma

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	1,0
--------------	-----



PROGETTO DEFINITIVO

Fattore [Nc]	5,14
Fattore forma [Sc]	2,7
Fattore profondità [Dc]	0,01
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	501,37 kN/m ²
Resistenza di progetto	278,54 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,7
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	154,58 kN/m ²
Resistenza di progetto	85,88 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore forma [Sc]	3,7
Fattore profondità [Dc]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,0
Fattore profondità [Dq]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	499,4 kN/m ²
Resistenza di progetto	277,45 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore forma [Sc]	2,7



PROGETTO DEFINITIVO

Fattore profondità [Dc]	0,01
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	501,37 kN/m ²
Resistenza di progetto	278,54 kN/m ²
=====	
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
=====	

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore forma [Sc]	3,7
Fattore profondità [Dc]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	499,4 kN/m ²
Resistenza di progetto	277,45 kN/m ²
=====	
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
=====	

Autore: Meyerhof and Hanna (1978) (Condizione drenata)

Strato 1 sopra, strato 2 sotto

Fattori di capacità portante strato 1

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14

Fattori di capacità portante strato 2

Fattore [Nq]	40,76
Fattore [Nc]	53,54
Fattore [Ng]	13,15

Carico limite strato 2 (qb)	23682,86 kN/m ²
Carico limite strato 1 (qt)	13269,71 kN/m ²

Incremento carico limite strato 1	13,1 kN/m ²
Coefficiente di punzonamento (ks)	0,0
Rapporto (q1/q2)	2,11

Carico limite	13269,71 kN/m ²
Resistenza di progetto	7372,06 kN/m ²
=====	
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
=====	



PROGETTO DEFINITIVO

CEDIMENTI PER OGNI STRATO

***Cedimento edometrico calcolato con: Metodo logaritmico di Terzaghi**

Pressione normale di progetto 22,0 kN/m²
Cedimento dopo T anni 10,0
Distanza 16,86 m
Angolo 76,77 °
Cedimento totale 0 cm

Z: Profondità media dello strato; Dp: Incremento di tensione; Wc: Cedimento consolidazione; Ws: Cedimento secondario;
Wt: Cedimento totale.

Strato	Z (m)	Tensione (kN/m ²)	Dp (kN/m ²)	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
1	0,7	9,8	0	Edometrico	0	--	0
2	4,45	0	0	Schmertmann	0	--	0



PROGETTO DEFINITIVO

6. CLASSE DI RESISTENZA DEI PREFABBRICATI

6.1 Manufatti prefabbricati previsti in progetto

Per quanto riguarda il rifacimento dello tubazione scatolare sotto via Convento (tratto interno dells SP. n. 363) si è optato per un **manufatto prefabbricato** che dovrà essere dotato di Marcatura "CE" con riferimento alla UNI EN 1917:04. Con tale marcatura CE, si considerano assolti i requisiti procedurali di cui al deposito ai sensi dell'art. 58 del DPR 6 giugno 2001, n. 380 (art.9 della Legge 05/11/71 n.1086) ed alla certificazione di idoneità di cui agli artt. 1 e 7 della Legge 02/02/74 n.64. Per il corretto dimensionamento dello stesso si riporta la determinazione della **classe di resistenza** minima (espressa in $[KN/m^2]$) e della **resistenza verticale minima** (espressa in $[KN]$).

L'impiego del manufatto prefabbricato consente l'accorciamento delle tempistiche necessarie all'esecuzione dei lavori, sia perché gli elementi prefabbricati (prodotti in stabilimenti altamente professionali e certificati) garantiscono sempre una qualità mediamente migliore del manufatto finito rispetto a quello gettato in opera.

6.2 Caratteristiche dei materiali

Affinché i manufatti in calcestruzzo prefabbricati previsti in progetto possano conservarsi integri durante la loro vita utile e possano preservare nel tempo la loro funzionalità, è indispensabile che vengano scelti i materiali con le caratteristiche più idonee a perseguire tale scopo.

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato, esposte all'azione dell'ambiente d'uso, si devono adottare i provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dall'attacco chimico, fisico e derivante dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo.

Al fine di ottenere la prestazione richiesta in funzione delle condizioni ambientali, nonché per la definizione della relativa classe, si fa riferimento alle indicazioni contenute nelle Linee Guida sul calcestruzzo strutturale emesse dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ovvero alle norme UNI EN 206-1:2016

Innanzitutto è stata individuata una precisa classe di esposizione ambientale (o combinazione di classi di esposizione ambientale) che determina anche la tipologia di condizioni ambientali in cui si troverà ciascun manufatto e che il DM2018 classifica nel modo seguente:

Tab. 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Per ciascuna di tali condizioni ambientali, e a seconda del tipo di armatura, la norma distingue i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione riassunti come segue

Tab. 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_k	Stato limite	w_k
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

Per assicurare la durabilità delle opere, sarà necessario anche prevedere un adeguato spessore della parte corticale delle strutture (copriferro) deputata alla protezione delle armature impedendo la permeabilità all'aria ed all'acqua.

Infatti, un copriferro di ridotto spessore, comporta la formazione di uno stato di incipiente ossidazione dei ferri che, accompagnato da un significativo aumento di volume dell'armatura, determina prima la fessurazione e dopo l'espulsione del copriferro stesso con conseguente esposizione diretta delle armature metalliche all'azione ossidante e corrosiva dell'aria umida.



PROGETTO DEFINITIVO

Per la determinazione dei copriferri di progetto si è fatto riferimento al paragrafo C4.1.6.1.3 della Circ. Min. II. TT. 21 Gennaio 2019, n.7 considerando la vita nominale delle opere (50 anni).

Tabella C4.1.IV - Copriferri minimi in mm

			barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
C_{min}	C_0	ambiente	$C \geq C_0$	$C_{min} \leq C < C_0$	$C \geq C_0$	$C_{min} \leq C < C_0$	$C \geq C_0$	$C_{min} \leq C < C_0$	$C \geq C_0$	$C_{min} \leq C < C_0$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C30/37	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

Le caratteristiche dei materiali delle opere in esame e le classi di esposizione ambientale previste sono le seguenti:

▪ **Magrone di fondazione: calcestruzzo C12/15 (Rck 15 N/mm2)**

Calcestruzzo a prestazione garantita (UNI EN 206-1)

Classe di resistenza a compressione minima: C12/15

▪ **Strutture prefabbricate a diretto contatto con acque meteoriche:**

calcestruzzo C32/40 (Rck 40 N/mm2)

Classi di esposizione ambientale: XA2 + XC4

Classe di resistenza a compressione minima: C32/40

Max rapporto a/c = 0,5

Minimo cemento = 340 kg/m3

Diametro massimo dell'aggregato: 20 mm

Contenuto massimo di cloruri: 0,20%

Volume di acqua di bleeding (UNI 7122): < 0.1%

Copriferro minimo: 4 cm

Per il calcestruzzo, i produttori di elementi prefabbricati hanno l'obbligo di utilizzare materie prime marcate CE.

Tutti i manufatti dovranno essere eseguiti impiegando unicamente cementi provvisti di attestato di conformità CE che soddisfino i requisiti previsti dalla norma UNI EN 197- 1:2006. Essendo prevista una classe di esposizione XA, secondo le indicazioni della norma UNI EN 206 e UNI 11104, conseguente ad un'aggressione di tipo solfatico, è consigliato l'utilizzo di cementi resistenti ai solfati in accordo con la UNI 9156.

Gli aggregati utilizzabili, ai fini del confezionamento del calcestruzzo, debbono possedere marcatura CE secondo D.P.R. 246/93 e successivi decreti attuativi.

Gli aggregati debbono essere conformi ai requisiti della normativa UNI EN 12620 e UNI 8520-2 con i relativi riferimenti alla destinazione d'uso del calcestruzzo.

La massa volumica media del granulo in condizioni s.s.a. (saturo a superficie asciutta) deve essere pari o superiore a 2300 kg/m3.

A questa prescrizione si potrà derogare solo in casi di comprovata impossibilità di approvvigionamento locale, purché si continuino a rispettare le prescrizioni in termini di resistenza caratteristica a compressione e di durabilità.

Gli aggregati dovranno rispettare i requisiti minimi imposti dalla norma UNI 8520 parte 2 relativamente al contenuto di sostanze nocive. In particolare:

- il contenuto di solfati solubili in acido (espressi come SO3 da determinarsi con la procedura prevista dalla UNI-EN 1744-1 punto 12) dovrà risultare inferiore allo 0.2% sulla massa dell'aggregato indipendentemente se l'aggregato è grosso oppure fine (aggregati con classe di contenuto di solfati AS0,2);



PROGETTO DEFINITIVO

- il contenuto totale di zolfo (da determinarsi con UNI-EN 1744-1 punto 11) dovrà risultare inferiore allo 0.1%;
- non dovranno contenere forme di silice amorfa alcali-reattiva o in alternativa dovranno evidenziare espansioni su prismi di malta, valutate con la prova accelerata e/o con la prova a lungo termine in accordo alla metodologia prevista dalla UNI 8520-2, inferiori ai valori massimi riportati nel prospetto 6 della UNI 8520 parte 2.

La percentuale di impiego di ogni singola classe granulometrica verrà stabilita dal produttore con l'obiettivo di conseguire i requisiti di lavorabilità e di resistenza alla segregazione. La dimensione massima dell'aggregato dovrà essere non maggiore di:

- $\frac{1}{4}$ della sezione minima dell'elemento da realizzare,
- dell'interferro ridotto di 5 mm,
- dello spessore del copriferro aumentato del 30% (in accordo anche con quanto stabilito dagli Eurocodici).

Per la produzione del calcestruzzo dovranno essere impiegate le acque potabili e quelle di riciclo conformi alla UNI EN 1008:2003.

▪ **Armatura: Acciaio tipo B450C**

L'armatura eventualmente presente negli elementi prefabbricati dovrà essere fabbricata con filo di acciaio trafilato a caldo ed avente una resistenza caratteristica a trazione non minore di 1.000 N/mm² (determinata in conformità alla UNI EN 10002-1) e avere una forma e/o rugosità superficiale che assicuri l'aderenza al calcestruzzo.

SLU

tensione snervamento $f_{yd} = f_{yk} / 1,15 = 391,30 \text{ N/mm}^2$

SLE

tensione esercizio: $\sigma_s < 0,8 \times f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$.

6.3 Analisi dei carichi

I carichi possono essere suddivisi in permanenti strutturali, non strutturali e variabili. In ragione dei materiali strutturali impiegati, si è fatto riferimento ai seguenti carichi unitari permanenti:

- peso proprio terreno saturo in sito = 1.900 daN/mc
- peso proprio struttura pavimento stradale = 500 daN/mq

I carichi variabili comprendono i carichi legati alla destinazione d'uso dell'opera; sono stati considerati quindi nel calcolo i seguenti carichi per pozzetti posti su strada:

- carico su tre assi di 45 t

6.4 Determinazione della classe di resistenza minima

Nel seguito si riporta la determinazione della classe di resistenza minima (espressa in [KN/m²]) e della resistenza verticale minima (espressa in [KN]) che i pozzetti prefabbricati dovranno riportare nella dichiarazione di prestazione. La determinazione del Carico di Rottura di un pozzetto del tipo prefabbricato in calcestruzzo armato è data dalla seguente formula:

$$C_R = \text{Classe} \times L_n / 1000 \text{ [KN/m]}$$

dove

Classe rappresenta la Classe di Resistenza espressa in [KN/m²]

L_n la luce nominale massima in pianta, dimensione interna, espressa in [mm].



PROGETTO DEFINITIVO

Nel caso specifico, per uno scatolare di dimensioni interne pari a 1,80x1,00 m, è stata assunta la **classe di resistenza** pari a **55 kN/m²**, e spessore pari a 1,6 cm

$$C_r = 55 \times 1800 / 1000 = 99 \text{ [KN/m]}$$

La spinta laterale massima del terreno agente sul pozzetto è ricavabile dalla seguente espressione:

$$\frac{C_p \cdot C_r}{C_t \cdot L_e} > 1.5$$

dove:

C_p è il coefficiente adimensionale di posa che nella condizione di terreno leggermente compattato vale 1,00;

C_r è il carico di rottura;

C_t è la spinta laterale massima del terreno [KN/m²];

L_e è la lunghezza esterna dello scatolare[m].

La spinta attiva totale agente sulle fiancate dello scatolare vale:

$$S(H) = (K_a \gamma_{\text{terr}} h) + (K_a P_{vc}) \text{ in [KN/m}^2\text{]}$$

essendo:

$K_a = \tan^2(45^\circ - \varphi/2)$ il coefficiente di spinta attiva delle terre

γ_{terr} = il peso specifico del terreno

P_{vc} = il sovraccarico verticale mobile pari a $P_{vc} = F \cdot P_v$, dove $F = 1 + 0,3/H$ è il fattore di carico dinamico per strade ed autostrade (pari all'unità nel caso di carico statico) ed H profondità rispetto al piano viario pari a **1,30 m**. Il valore P_v è desumibile da formule dalla normativa.

Per quanto attiene il valore del **carico di rottura** della soletta di copertura in calcestruzzo armato, essendo il valore massimo del sovraccarico delle ruote anteriori e posteriori - PV, come desumibile dalle formule e dai grafici forniti dalla normativa.

Il carico di rottura della soletta di copertura in calcestruzzo armato deve essere superiore a $2 \times 55 \text{ [KN]} = 110 \text{ [KN]}$.

Le caratteristiche geotecniche locali del terreno interessato dalla realizzazione dello scatolare sono le seguenti:

$$\varphi = 34,4^\circ$$

$K_a = \tan^2(45^\circ - \varphi/2)$ il coefficiente di spinta attiva delle terre = 0,28

γ_{terr} = il peso di volume saturo del terreno = 18,00 [KN/mc]

Si riporta di seguito la verifica dello scatolare:

La profondità di posa massima è di circa -2,6 m dal p.c. con ricoprimento sulla copertura di circa cm.10 di pavimento stradale

Pertanto considerato il valore della pressione medio del carico veicolare applicato alla parete, i massimi valori delle spinte agenti sono riportati nella successiva tabella

Dim. [cm]	Hmax (m)	Ka	γ_{ter} (KN/mc)	Pv (KN/mq)	F	$K_a \cdot \gamma \cdot H$	Pvc	$K_a \cdot Pvc$	Ct	Cr	Cp	Le	Verifica
180x100x200	2,60	0,28	18,00	38,00	1,23	13,10	46,74	13,08	26,18	99	1,00	2,12	1,78



7. CALCOLO DELLA PASSERELLA IN ACCIAIO

7.1 Verifica geotecnica della fondazione

7.1.1 Carico limite di fondazioni superficiali su terreni

Per la determinazione del carico limite del complesso terreno-fondazione (inteso come valore asintotico del diagramma carico-cedimento) si fa riferimento a due principali meccanismi di rottura: il "meccanismo generale" e quello di "punzonamento". Il primo è caratterizzato dalla formazione di una superficie di scorrimento: il terreno sottostante la fondazione rifluisce lateralmente e verso l'alto, conseguentemente il terreno circostante la fondazione è interessato da un meccanismo di sollevamento ed emersione della superficie di scorrimento. Il secondo meccanismo è caratterizzato dall'assenza di una superficie di scorrimento ben definita: il terreno sotto la fondazione si comprime ed in corrispondenza della superficie del terreno circostante la fondazione si osserva un abbassamento generalizzato. Quest'ultimo meccanismo non consente una precisa individuazione del carico limite in quanto la curva cedimenti-carico applicato non raggiunge mai un valore asintotico ma cresce indefinitamente. Vesic ha studiato il fenomeno della rottura per punzonamento assimilando il terreno ad un mezzo elasto-plastico e la rottura per carico limite all'espansione di una cavità cilindrica. In questo caso il fenomeno risulta retto da un indice di rigidezza I_r così definito:

$$I_r = \frac{G}{c' + \sigma' \cdot \tan(\varphi)}$$

Per la determinazione del modulo di rigidezza a taglio si utilizzeranno le seguenti relazioni:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)}; \quad E = E_{ed} \frac{1 - \nu - 2 \cdot \nu^2}{1 - \nu}; \quad \nu = \frac{k_0}{1 + k_0}; \quad k_0 = 1 - \sin(\varphi).$$

L'indice di rigidezza viene confrontato con l'indice di rigidezza critico $I_{r,crit}$:

$$I_{r,crit} = \frac{e^{\left[\left(3.3 - 0.45 \frac{B}{L} \right) \cdot \tan \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \right]}}{2}$$

La rottura per punzonamento del terreno di fondazione avviene quando l'indice di rigidezza è minore di quello critico. Tale teoria comporta l'introduzione di coefficienti correttivi all'interno della formula trinomia del carico limite detti "coefficienti di punzonamento" i quali sono funzione dell'indice di rigidezza, dell'angolo d'attrito e della geometria dell'elemento di fondazione. La loro espressione è la seguente:

- se $I_r < I_{r,crit}$ si ha :

$$\Psi_\gamma = \Psi_q = e^{\left[\left(0.6 \frac{B}{L} - 4.4 \right) \cdot \tan(\varphi) + \frac{3.07 \cdot \sin(\varphi) \cdot \log_{10}(2 \cdot I_r)}{1 + \sin(\varphi)} \right]} \quad \text{se } \varphi = 0 \Rightarrow \Psi_\gamma = \Psi_q = 1$$

$$\Psi_c = \Psi_q - \frac{1 - \Psi_q}{N_c \cdot \tan(\varphi)} \quad \text{se } \varphi = 0 \Rightarrow \Psi_c = 0.32 + 0.12 \cdot \frac{B}{L} + 0.6 \cdot \log_{10}(I_r)$$

- se $I_r > I_{r,crit}$ si ha che $\Psi_\gamma = \Psi_q = \Psi_c = 1$.

Il significato dei simboli adottati nelle equazioni sopra riportate è il seguente:

- E_{ed} modulo edometrico del terreno sottostante la fondazione
- ν coefficiente di Poisson del terreno sottostante la fondazione
- k_0 coefficiente di spinta a riposo del terreno sottostante la fondazione
- φ angolo d'attrito efficace del terreno sottostante il piano di posa
- c' coesione (espressa in termini di tensioni efficaci)
- σ' tensione litostatica effettiva a profondità $D+B/2$
- L luce delle singole travi di fondazione
- D profondità del piano di posa della fondazione a partire dal piano campagna
- B larghezza della trave di fondazione



PROGETTO DEFINITIVO

Definito il meccanismo di rottura, il calcolo del carico limite viene eseguito modellando il terreno come un mezzo rigido perfettamente plastico con la seguente espressione:

$$q_{ult} = \gamma_1 \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot \Psi_q + c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot \Psi_c + \gamma_2 \cdot \frac{B}{2} \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot \Psi_\gamma \cdot r_\gamma$$

Il significato dei termini presenti nella relazione trinomia sopra riportata è il seguente:

- N_q, N_c, N_γ , fattori adimensionali di portanza funzione dell'angolo d'attrito interno ϕ del terreno
- s_q, s_c, s_γ , coefficienti che rappresentano il fattore di forma
- d_q, d_c, d_γ , coefficienti che rappresentano il fattore dell'approfondimento
- i_q, i_c, i_γ , coefficienti che rappresentano il fattore di inclinazione del carico
- γ_1 peso per unità di volume del terreno sovrastante il piano di posa
- γ_2 peso per unità di volume del terreno sottostante il piano di posa

Per fondazioni aventi larghezza modesta si dimostra che il terzo termine non aumenta indefinitamente e per valori elevati di "B", sia secondo Vesic che secondo de Beer, il valore limite è prossimo a quello di una fondazione profonda. Bowles per fondazioni di larghezza maggiore di 2.00 metri propone il seguente fattore riduttivo:

$$r_\gamma = 1 - 0.25 \cdot \log_{10} \left(\frac{B}{2} \right) \quad \text{dove "B" va espresso in metri.}$$

Questa relazione risulta particolarmente utile per fondazioni larghe con rapporto D/B basso (platee e simili), caso nel quale il terzo termine dell'equazione trinomia è predominante.

Nel caso di carico eccentrico Meyerhof consiglia di ridurre le dimensioni della superficie di contatto (A_f) tra fondazione e terreno (B, L) in tutte le formule del calcolo del carico limite. Tale riduzione è espressa dalle seguenti relazioni:

$$B_{rid} = B - 2 \cdot e_B \quad L_{rid} = L - 2 \cdot e_L \quad \text{dove } e_B, e_L \text{ sono le eccentricità relative alle dimensioni in esame.}$$

L'equazione trinomia del carico limite può essere risolta secondo varie formulazioni, di seguito si riportano quelle che sono state implementate:

Formulazione di Hansen (1970)

$$N_\gamma = 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan(\phi) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot \cotg(\phi)$$

- se $\phi \neq 0$ si ha:

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot \tan(\phi) \quad s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L} \quad s_c = 1 + \frac{N_q \cdot B}{N_c \cdot L}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan(\phi) \cdot (1 - \sin(\phi))^2 \cdot \Theta \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$\text{dove: se } \frac{D}{B} \leq 1 \Rightarrow \Theta = \frac{D}{B}, \text{ se } \frac{D}{B} > 1 \Rightarrow \Theta = \arctg\left(\frac{D}{B}\right)$$

$$i_q = \left[1 - \frac{0.5 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \cotg(\phi)} \right]^{\alpha_1} \quad N_q = \tan^2\left(\frac{90^\circ + \phi}{2}\right) \cdot e^{\pi \cdot \tan(\phi)} \quad i_\gamma = \left[1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \cotg(\phi)} \right]^{\alpha_2}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

- se $\phi = 0$ si ha:

$$s_q = 1.0 \quad s_\gamma = 1.0 \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_q = 1.0 \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$



PROGETTO DEFINITIVO

$$i_q = 1.0 \quad i_\gamma = 1.0 \quad i_c = 0.5 \cdot \left(1 + \sqrt{1 - \frac{H}{A_f \cdot c_a}} \right)$$

Formulazione di Vesic (1975)

$$N_q = \tan^2 \left(\frac{90^\circ + \varphi}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot \tan(\varphi)} \quad N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\varphi) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot \tan(\varphi)$$

- se $\varphi \neq 0$ si ha:

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot \tan(\varphi) \quad s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L} \quad s_c = 1 + \frac{N_q \cdot B}{N_c \cdot L}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan(\varphi) \cdot (1 - \sin(\varphi))^2 \cdot \Theta \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$\text{dove: se } \frac{D}{B} \leq 1 \Rightarrow \Theta = \frac{D}{B}, \text{ se } \frac{D}{B} > 1 \Rightarrow \Theta = \arctg\left(\frac{D}{B}\right)$$

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \tan(\varphi)} \right]^m \quad i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \tan(\varphi)} \right]^{m+1} \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$\text{dove: } m = m_B = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}} \quad m = m_L = \frac{2 + \frac{L}{B}}{1 + \frac{L}{B}}$$

- se $\varphi = 0$ si ha:

$$s_q = 1.0 \quad s_\gamma = 1.0 \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_q = 1.0 \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$i_q = 1.0 \quad i_\gamma = 1.0 \quad i_c = 1 - \frac{m \cdot H}{A_f \cdot c_a \cdot N_c}$$

Formulazione di Brinch-Hansen

$$N_q = \tan^2 \left(\frac{90^\circ + \varphi}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot \tan(\varphi)} \quad N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\varphi) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot \tan(\varphi)$$

- se $\varphi \neq 0$ si ha:

$$s_q = 1 + 0.1 \cdot \frac{B \cdot (1 + \sin(\varphi))}{L \cdot (1 - \sin(\varphi))} \quad s_\gamma = 1 + 0.1 \cdot \frac{B \cdot (1 + \sin(\varphi))}{L \cdot (1 - \sin(\varphi))} \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B \cdot (1 + \sin(\varphi))}{L \cdot (1 - \sin(\varphi))}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan(\varphi) \cdot (1 - \sin(\varphi))^2 \cdot \Theta \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \tan(\varphi)}$$

$$\text{dove: se } \frac{D}{B} \leq 1 \Rightarrow \Theta = \frac{D}{B}, \text{ se } \frac{D}{B} > 1 \Rightarrow \Theta = \arctg\left(\frac{D}{B}\right)$$

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \tan(\varphi)} \right]^m \quad i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \tan(\varphi)} \right]^{m+1} \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$\text{dove: } m = m_B = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}} \quad m = m_L = \frac{2 + \frac{L}{B}}{1 + \frac{L}{B}}$$

- se $\varphi = 0$ si ha:

$$s_q = 1.0 \quad s_\gamma = 1.0 \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}$$



PROGETTO DEFINITIVO

$$d_q = 1.0 \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$i_q = 1.0 \quad i_\gamma = 1.0 \quad i_c = 1 - \frac{m \cdot H}{A_f \cdot c_a \cdot N_c}$$

Formulazione Eurocodice 7

$$N_q = \text{tg}^2\left(\frac{90^\circ + \varphi}{2}\right) \cdot e^{\pi \cdot \text{tg}(\varphi)} \quad N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \text{tg}(\varphi) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot \text{ctg}(\varphi)$$

- se $\varphi \neq 0$ si ha:

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot \text{sen}(\varphi) \quad s_\gamma = 1 - 0.3 \cdot \frac{B}{L} \quad s_c = \frac{s_q \cdot (N_q - 1)}{N_q - 1}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \text{tg}(\varphi) \cdot (1 - \text{sen}(\varphi))^2 \cdot \Theta \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

dove: se $\frac{D}{B} \leq 1 \Rightarrow \Theta = \frac{D}{B}$, se $\frac{D}{B} > 1 \Rightarrow \Theta = \text{arctg}\left(\frac{D}{B}\right)$

- se H è parallela al lato B si ha:

$$i_q = \left[1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \text{ctg}(\varphi)}\right]^3 \quad i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \text{ctg}(\varphi)}\right]^3 \quad i_c = \frac{i_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}$$

- se H è parallela al lato L si ha:

$$i_q = 1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \text{ctg}(\varphi)} \quad i_\gamma = 1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \text{ctg}(\varphi)} \quad i_c = \frac{i_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}$$

- se $\varphi = 0$ si ha:

$$s_q = 1.0 \quad s_\gamma = 1.0 \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_q = 1.0 \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$i_q = 1.0 \quad i_\gamma = 1.0 \quad i_c = 0.5 \cdot \left(1 + \sqrt{1 - \frac{H}{A_f \cdot c_a}}\right)$$

Si ricorda che per le relazioni sopra riportate nel caso in cui $\varphi = 0 \Rightarrow N_q = 1.0, N_\gamma = 1.0$ e $N_c = 2 + \pi$.

Il significato dei termini presenti nelle relazioni su descritte è il seguente:

- V componente verticale del carico agente sulla fondazione
- H componente orizzontale del carico agente sulla fondazione (sia lungo B che lungo L)
- c_a adesione fondazione-terreno (valore variabile tra il 60% e 100% della coesione)
- α_1, α_2 esponenti di potenza che variano tra 2 e 5

Nel caso in cui il cuneo di fondazione sia interessato da falda idrica il valore di γ_2 nella formula trinomia assume la seguente espressione:

$$\gamma_2 = \frac{\gamma \cdot z + \gamma_{sat} \cdot (h_c - z)}{h_c} \quad h_c = \frac{B}{2} \cdot \text{tg}\left(\frac{90^\circ + \varphi}{2}\right)$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- γ peso per unità di volume del terreno sottostante il piano di posa
- γ_{sat} peso per unità di volume saturo del terreno sottostante il piano di posa
- z profondità della falda dal piano di posa
- h_c altezza del cuneo di rottura della fondazione

Tutto ciò che è stato detto sopra è valido nell'ipotesi di terreno con caratteristiche geotecniche omogenee. Nella realtà i terreni costituenti il piano di posa delle fondazioni sono quasi sempre composti, o comunque riconducibili, a



PROGETTO DEFINITIVO

formazioni di terreno omogenee di spessore variabile che si sovrappongono (caso di terreni stratificati). In queste condizioni i parametri vengono determinati con la seguente procedura:

- viene determinata l'altezza del cuneo di rottura in funzione delle caratteristiche geotecniche degli strati attraversati; quindi si determina il numero degli strati interessati da esso
- in corrispondenza di ogni superficie di separazione, partendo da quella immediatamente sottostante il piano di posa della fondazione, fino a raggiungere l'altezza del cuneo di rottura, viene determinata la capacità portante di ogni singolo strato come somma di due valori: il primo dato dall'applicazione della formula trinomia alla quota i-esima dello strato; il secondo dato dalla resistenza al punzonamento del terreno sovrastante lo strato in esame
- il minimo di questi due valori sarà assunto come valore massimo della capacità portante della fondazione stratificata

Si può formulare il procedimento anche in forma analitica:

$$q'_{ult} = [q''_{ult} + q_{resT}]_{\min} = \left[q''_{ult} + \frac{p}{A_f} (P_v \cdot K_s \cdot \operatorname{tg}(\varphi) + d \cdot c) \right]_{\min}$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- q''_{ult} carico limite per un'ipotetica fondazione posta alla quota dello strato interessato
- p perimetro della fondazione
- P_v spinta verticale del terreno dal piano di posa allo strato interessato
- K_s coefficiente di spinta laterale del terreno
- d distanza dal piano di posa allo strato interessato

7.1.2 Verifica a rottura per scorrimento di fondazioni superficiali

Se il carico applicato alla base della fondazione non è normale alla stessa bisogna effettuare anche una verifica per rottura a scorrimento. Rispetto al collasso per scorrimento la resistenza offerta dal sistema fondale viene valutata come somma di due componenti: la prima derivante dall'attrito fondazione-terreno, la seconda derivante dall'adesione. In generale, oltre a queste due componenti, può essere tenuto in conto anche l'effetto della spinta passiva del terreno di ricoprimento esercita sulla fondazione fino ad un massimo del 30%. La formulazione analitica della verifica può essere esposta nel seguente modo:

$$T_{Sd} \leq T_{Rd} = N_{Sd} \cdot \operatorname{tg}(\delta) + A_f \cdot c_a + S_p \cdot f_{Sp}$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- T_{Sd} componente orizzontale del carico agente sulla fondazione (sia lungo B che lungo L)
- N_{Sd} componente verticale del carico agente sulla fondazione
- c_a adesione fondazione-terreno (valore variabile tra il 60% e 100% della coesione)
- δ angolo d'attrito fondazione-terreno (valore variabile tra il 60% e 100% dell'angolo di attrito)
- S_p spinta passiva del terreno di ricoprimento della fondazione
- f_{Sp} percentuale di partecipazione della spinta passiva
- A_f superficie di contatto del piano di posa della fondazione

La verifica deve essere effettuata sia per componenti taglianti parallele alla base della fondazione che per quelle ortogonali.

7.1.3 Determinazione delle tensioni indotte nel terreno

Ai fini del calcolo dei cedimenti è essenziale conoscere lo stato tensionale indotto nel terreno a varie profondità da un carico applicato in superficie. Tale determinazione viene eseguita ipotizzando che il terreno si comporti come un mezzo continuo, elastico-lineare, omogeneo e isotopo. Tale assunzione, utilizzata per la determinazione della variazione delle tensioni verticali dovuta all'applicazione di un carico in superficie, è confortata dalla letteratura (Morgenstern e Phukan) perché la non linearità del materiale poco influenza la distribuzione delle tensioni verticali. Per ottenere un profilo verticale di pressioni si possono utilizzare tre metodi di calcolo: quello di Boussinesq, quello di Westergaard oppure quello di Mindlin; tutti basati sulla teoria del continuo elastico. Il metodo di Westergaard differisce da quello di Boussinesq per la presenza del coefficiente di Poisson "ν", quindi si adatta meglio ai terreni stratificati. Il metodo di Mindlin differisce dai primi due per la possibilità di posizionare il carico all'interno del continuo elastico mentre i primi due lo pongono esclusivamente sulla frontiera quindi si presta meglio al caso di



PROGETTO DEFINITIVO

fondazioni molto profonde. Nel caso di fondazioni poste sulla frontiera del continuo elastico il metodo di Mindlin risulta equivalente a quello di Boussinesq. Le espressioni analitiche dei tre metodi di calcolo sono:

$$\text{Boussinesq} \Rightarrow \Delta\sigma_v = \frac{3 \cdot Q \cdot z^3}{2 \cdot \pi \cdot (r^2 + z^2)^{\frac{5}{2}}} \quad \text{Westergaard} \Rightarrow \Delta\sigma_v = \frac{Q}{2 \cdot \pi \cdot z^2} \cdot \frac{\sqrt{1-2 \cdot \nu}}{\sqrt{2-2 \cdot \nu}} \cdot \left(\frac{1-2 \cdot \nu}{2-2 \cdot \nu} + \frac{r^2}{z^2} \right)^{\frac{3}{2}}$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- Q carico puntiforme applicato sulla frontiera del mezzo
- r proiezione orizzontale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame
- z proiezione verticale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame

$$\text{Mindlin} \Rightarrow \Delta\sigma_v = \frac{Q}{8 \cdot \pi \cdot (1-\nu) \cdot D^2} \left(-\frac{(1-2 \cdot \nu) \cdot (m-1)}{A^3} + \frac{(1-2 \cdot \nu) \cdot (m-1)}{B^3} - \frac{3 \cdot (m-1)^3}{A^5} - \frac{30 \cdot m \cdot (m+1)^3}{B^7} - \frac{3 \cdot (3-4 \cdot \nu) \cdot m \cdot (m+1)^2 - 3 \cdot (m+1) \cdot (5 \cdot m-1)}{B^5} \right)$$

$$n = \frac{r}{D}; \quad m = \frac{z}{D}; \quad A^2 = n^2 + (m-1)^2; \quad B^2 = n^2 + (m+1)^2$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- Q carico puntiforme applicato sulla frontiera o all'interno del mezzo
- D proiezione verticale della distanza del punto di applicazione del carico dalla frontiera del mezzo
- r proiezione orizzontale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame
- z proiezione verticale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame

Basandosi sulle ben note equazioni ricavate per un carico puntiforme, l'algoritmo implementato esegue un'integrazione delle equazioni di cui sopra lungo la verticale di ogni punto notevole degli elementi fondali estesa a tutte le aree di carico presenti sulla superficie del terreno; questo consente di determinare la variazione dello stato tensionale verticale " $\Delta\sigma_v$ ". Bisogna sottolineare che, nel caso di pressione, " Q " va definito come "pressione netta", ossia la pressione in eccesso rispetto a quella geostatica esistente che può essere sopportata con sicurezza alla profondità " D " del piano di posa delle fondazioni. Questo perché i cedimenti sono causati solo da incrementi netti di pressione che si aggiungono all'esistente pressione geostatica.

7.1.4 Calcolo dei cedimenti della fondazione

La determinazione dei cedimenti delle fondazioni assume una rilevanza notevole per il manufatto da realizzarsi, in special modo nella fase di esercizio. Nell'evolversi della fase di cedimento il terreno passa da uno stato di sforzo corrente dovuto al peso proprio ad uno nuovo dovuto all'effetto del carico addizionale applicato. Questa variazione dello stato tensionale produce una serie di movimenti di rotolamento e scorrimento relativo tra i granuli del terreno, nonché deformazioni elastiche e rotture delle particelle costituenti il mezzo localizzate in una limitata zona d'influenza a ridosso dell'area di carico. L'insieme di questi fenomeni costituisce il cedimento che nel caso in esame è verticale. Nonostante la frazione elastica sia modesta, l'esperienza ha dimostrato che ai fini del calcolo dei cedimenti modellare il terreno come materiale pseudoelastico permette di ottenere risultati soddisfacenti. In letteratura sono descritti diversi metodi per il calcolo dei cedimenti ma si ricorda che, qualunque sia il metodo di calcolo, la determinazione del valore del cedimento deve intendersi come la miglior stima delle deformazioni subite dal terreno da attendersi all'applicazione dei carichi. Nel seguito vengono descritte le teorie implementate:

Metodo edometrico, che si basa sulla nota relazione:

$$w_{ed} = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta\sigma_{v,i}}{E_{ed,i}} \cdot \Delta z_i$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- $\Delta\sigma_{v,i}$ variazione dello stato tensionale verticale alla profondità " z_i " dello strato i -esimo per l'applicazione del carico



PROGETTO DEFINITIVO

- $E_{ed, i}$ modulo edometrico del terreno relativo allo strato i-esimo
- Δz_i spessore dello strato i-esimo

Si ricorda che questo metodo si basa sull'ipotesi edometrica quindi l'accuratezza del risultato è maggiore quando il rapporto tra lo spessore dello strato deformabile e la dimensione in pianta delle fondazioni è ridotto, tuttavia il metodo edometrico consente una buona approssimazione anche nel caso di strati deformabili di spessore notevole.

Metodo dell'elasticità, che si basa sulle note relazioni:

$$w_{\text{Imp.}} = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta \sigma_{v,i}}{E_i} \cdot \Delta z_i \qquad w_{\text{Lib.}} = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta \sigma_{v,i}}{E_i} \cdot \frac{1-2 \cdot \nu^2}{1-\nu} \cdot \Delta z_i$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- $w_{\text{Imp.}}$ cedimento in condizioni di deformazione laterale impedita
- $w_{\text{Lib.}}$ cedimento in condizioni di deformazione laterale libera
- $\Delta \sigma_{v,i}$ variazione stato tensionale verticale alla profondità " z_i " dello strato i-esimo per l'applicazione del carico
- E_i modulo elastico del terreno relativo allo strato i-esimo
- Δz_i spessore dello strato i-esimo

La doppia formulazione adottata consente di ottenere un intervallo di valori del cedimento elastico per la fondazione in esame (valore minimo per $w_{\text{Imp.}}$ e valore massimo per $w_{\text{Lib.}}$).

7.1.5 Simbologia adottata nei tabulati di calcolo

Per maggior chiarezza nella lettura dei tabulati di calcolo viene riportata la descrizione dei simboli principali utilizzati nella stesura degli stessi. Per comodità di lettura la legenda è suddivisa in paragrafi con la stessa modalità in cui sono stampati i tabulati di calcolo.

Dati geometrici degli elementi costituenti le fondazioni superficiali

per tipologie travi e plinti superficiali:

- Indice Strat. indice della stratigrafia associata all'elemento
- Prof. Fon. profondità del piano di posa dell'elemento a partire dal piano campagna
- Base larghezza della sezione trasversale dell'elemento
- Altezza altezza della sezione trasversale dell'elemento
- Lung. Elem. dimensione dello sviluppo longitudinale dell'elemento
- Lung. Travata nel caso l'elemento appartenga ad un macroelemento, rappresenta la dimensione dello sviluppo longitudinale del macroelemento

per tipologia platea:

- Indice Strat. indice della stratigrafia associata all'elemento
- Prof. Fon. profondità del piano di posa dell'elemento dal piano campagna
- Dia. Eq. diametro del cerchio equivalente alla superficie dell'elemento
- Spessore spessore dell'elemento
- Superficie superficie dell'elemento
- Vert. Elem. Numero dei vertici che costituiscono l'elemento
- Macro nel caso l'elemento appartenga ad un macroelemento, rappresenta il numero del macroelemento

Nel caso si avesse scelto di determinare la portanza anche per gli elementi platea è presente un ulteriore riga nella quale sono riportate le caratteristiche geometriche del plinto equivalente alla macro/platea in esame.

Dati di carico degli elementi costituenti le fondazioni superficiali

per tipologie travi e plinti superficiali:

- Cmb numero della combinazione di carico
- Tipologia tipologia della combinazione di carico
- Sismica flag per l'applicazione della riduzione sismica alle caratteristiche meccaniche del terreno di fondazione per la combinazione di carico in esame



PROGETTO DEFINITIVO

- Ecc. B eccentricità del carico normale agente sul piano di fondazione in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento
- Ecc. L eccentricità del carico normale agente sul piano di fondazione in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento
- S.Taglio B sforzo di taglio agente sul piano di fondazione in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento
- S.Taglio L sforzo di taglio agente sul piano di fondazione in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento
- S.Normale carico normale agente sul piano di fondazione
- T.T.min minimo valore della distribuzione tensionale di contatto tra terreno ed elemento fondale
- T.T.max massimo valore della distribuzione tensionale di contatto tra terreno ed elemento fondale

per tipologia platea:

- Cmb numero della combinazione di carico
- Tipologia tipologia della combinazione di carico
- Sismica flag per l'applicazione della riduzione sismica alle caratteristiche meccaniche del terreno di fondazione per la combinazione di carico in esame
- Press. N1 tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 1 dell'elemento
- Press. N2 tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 2 dell'elemento
- Press. N3 tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 3 dell'elemento
- Press. N4 tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 4 dell'elemento
- S.Taglio X sforzo di taglio agente sul piano di fondazione in direzione parallela all'asse X del riferimento globale
- S.Taglio Y sforzo di taglio agente sul piano di fondazione in direzione parallela all'asse Y del riferimento globale

Nel caso si avesse scelto di determinare la portanza anche per gli elementi platea è presente un ulteriore riga nella quale sono riportate le macroazioni (integrale delle azioni applicate sui singoli elementi che compongono la platea) agenti sul plinto equivalente alla macro/platea in esame.

Valori di calcolo della portanza per fondazioni superficiali

- Cmb numero della combinazione di carico
- Qlim capacità portante totale data dalla somma di Qlim q, Qlim g, Qlim c e di Qres P (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla portanza ammissibile)
- Qlim q termine relativo al sovraccarico della formula trinomia per il calcolo della capacità portante (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)
- Qlim g termine relativo alla larghezza della base di fondazione della formula trinomia per il calcolo della capacità portante (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)
- Qlim c termine relativo alla coesione della formula trinomia per il calcolo della capacità portante (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)
- Qres P termine relativo alla resistenza al punzonamento del terreno sovrastante lo strato di rottura. Diverso da zero solo nel caso di terreni stratificati dove lo strato di rottura è diverso dal primo (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)
- Qmax / Qlim rapporto tra il massimo valore della distribuzione tensionale di contatto tra terreno ed elemento fondale ed il valore della capacità portante (verifica positiva se il rapporto è < 1.0).
- TBlim valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento
- TB / TBlim rapporto tra lo sforzo di taglio agente ed il valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento (verifica positiva se il rapporto è < 1.0)
- TLlim valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento
- TL / TLlim rapporto tra lo sforzo di taglio agente ed il valore limite della resistenza a scorrimento in direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento (verifica positiva se il rapporto è < 1.0)
- Sgm. Lt. tensione litostatica agente alla quota del piano di posa dell'elemento fondale

Nel caso si avesse scelto di determinare la portanza anche per gli elementi platea è presente un ulteriore riga nella



PROGETTO DEFINITIVO

quale sono riportate le verifiche di portanza del plinto equivalente alla macro/platea in esame.

Valori di calcolo dei cedimenti per fondazioni superficiali

- Cmb numero della combinazione di carico e tipologia
- Nodo vertice dell'elemento in cui viene calcolato il cedimento
- Car. Netto valore del carico netto applicato sulla superficie del terreno
- Cedimento/ivalore del cedimento (nel caso di calcolo di cedimenti elastici i valori riportati sono due, il primo corrisponde al cedimento $w_{Imp.}$, mentre il secondo al cedimento $w_{Lib.}$)

7.1.6 Parametri di calcolo

Metodi di calcolo della portanza per fondazioni superficiali:

- Per terreni sciolti: Vesic
- Per terreni lapidei: Terzaghi

Fattori utilizzati per il calcolo della portanza per fondazioni superficiali :

- Riduzione dimensioni per eccentricità: si
- Fattori di forma della fondazione: si
- Fattori di profondità del piano di posa: si
- Fattori di inclinazione del carico: si
- Fattori di punzonamento (Vesic): si
- Fattore riduzione effetto piastra (Bowles): si
- Fattore di riduzione dimensione Base equivalente platea: 20,0 %
- Fattore di riduzione dimensione Lunghezza equivalente platea: 20,0 %

Coefficienti parziali di sicurezza per Tensioni Ammissibili, SLE nel calcolo della portanza per fondazioni superficiali:

- Coeff. parziale di sicurezza F_c (statico): 2,50
- Coeff. parziale di sicurezza F_q (statico): 2,50
- Coeff. parziale di sicurezza F_g (statico): 2,50
- Coeff. parziale di sicurezza F_c (sismico): 3,00
- Coeff. parziale di sicurezza F_q (sismico): 3,00
- Coeff. parziale di sicurezza F_g (sismico): 3,00

Combinazioni di carico:

APPROCCIO PROGETTUALE TIPO 2 - Comb. (A1+M1+R3)

Coefficienti parziali di sicurezza per SLU nel calcolo della portanza per fondazioni superficiali :

I coeff. A1 risultano combinati secondo lo schema presente nella relazione di calcolo della struttura.

- Coeff. M1 per $\tan \square$ (statico): 1
- Coeff. M1 per c' (statico): 1
- Coeff. M1 per C_u (statico): 1
- Coeff. M1 per $\tan \square$ (sismico): 1
- Coeff. M1 per c' (sismico): 1
- Coeff. M1 per C_u (sismico): 1
- Coeff. R3 capacità portante (statico e sismico): 2,30
- Coeff. R3 scorrimento (statico e sismico): 1,10

Parametri per la verifica a scorrimento delle fondazioni superficiali:

- Fattore per l'adesione ($6 < Ca < 10$): 8
- Fattore per attrito terreno-fondazione ($5 < \Delta < 10$): 7
- Frazione di spinta passiva f_{Sp} : 50,00 %
- Coeff. resistenza sulle sup. laterali: 1,30

Metodi e parametri per il calcolo dei cedimenti delle fondazioni superficiali:

- Metodo di calcolo tensioni superficiali: Boussinesq



PROGETTO DEFINITIVO

- Modalità d'interferenza dei bulbi tensionali: Boussinesq
- Metodo di calcolo dei cedimenti del terreno: cedimenti edometrici

7.1.7 *Dati geometrici degli elementi costituenti le fondazioni superficiali*

Elemento n.	Tipologia	Id.Strat.	Prof. Fon. cm	Base cm	Altezza cm	Lung.Elem. cm	Lung.Trav. cm
Trave n. 39	Trave	001	150.000	50.000	150.000	150.000	150.000
Trave n. 40	Trave	001	150.000	50.000	150.000	150.000	150.000

7.1.8 *Valori di calcolo della portanza per fondazioni superficiali*

Ai fini dei calcoli di portanza le sollecitazioni sismiche saranno considerate moltiplicate per un coef. $\Gamma_{RD} = 1.10$

La verifica nei confronti dello Stato Limite di Danno viene eseguita determinando il carico limite della fondazione per le corrispondenti azioni di SLD, impiegando i coefficienti parziali γ_R di cui alla tabella 7.11.II.

N.B. La relazione è redatta in forma sintetica. Verranno riportati solo i casi maggiormente gravosi per ogni tipo di combinazione e le relative verifiche.

Elemento: Trave n. 39

Risultati più gravosi per cmb. di tipo **SLU STR**:

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.2850 daN/cm²

$Q_{lim} = Q_{lim\ c} + Q_{lim\ q} + Q_{lim\ g} + Q_{res\ P} = 2.0547 + 0.7795 + 0.0587 + 0.0000$

$Q_{max} / Q_{lim} = 1.7950 / 2.8929 = 0,620$ Ok (Cmb. n. 038)

$TB / TBl_{lim} = 553.4 / 6835.2 = 0,081$ Ok (Cmb. n. 006)

$TL / TL_{lim} = 0.0 / 4247.9 = 0,000$ Ok (Cmb. n. 035)

Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B daN	S. Taglio L daN	S. Normale daN	T.T. min daN/cm ²	T.T. max daN/cm ²
006	SLU STR	No	0.231	0.000	553.4	0.0	-5165.7	-0.6697	-0.7078
035	SLU STR	No	0.231	0.000	-332.0	0.0	-5165.7	-0.6697	-0.7078
038	SLU STR	No	0.361	0.000	332.0	0.0	-12902.9	-1.6457	-1.7950

Risultati più gravosi per cmb. di tipo **SLV A1 sism.**:

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.2850 daN/cm²

$Q_{lim} = Q_{lim\ c} + Q_{lim\ q} + Q_{lim\ g} + Q_{res\ P} = 1.9929 + 0.7599 + 0.0566 + 0.0000$

$Q_{max} / Q_{lim} = 0.7786 / 2.8094 = 0,277$ Ok (Cmb. n. 054)

$TB / TBl_{lim} = 342.0 / 5937.9 = 0,058$ Ok (Cmb. n. 054)

$TL / TL_{lim} = 390.8 / 3947.7 = 0,099$ Ok (Cmb. n. 078)

Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B daN	S. Taglio L daN	S. Normale daN	T.T. min daN/cm ²	T.T. max daN/cm ²
054	SLV A1	Si	0.231	0.000	310.9	-88.9	-5165.7	-0.6697	-0.7078
078	SLV A1	Si	0.231	0.000	93.5	-355.3	-5165.7	-0.6697	-0.7078

Risultati più gravosi per cmb. di tipo **SLD sism.**:

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.2850 daN/cm²

$Q_{lim} = Q_{lim\ c} + Q_{lim\ q} + Q_{lim\ g} + Q_{res\ P} = 2.0584 + 0.7807 + 0.0591 + 0.0000$

$Q_{max} / Q_{lim} = 0.7786 / 2.8982 = 0,269$ Ok (Cmb. n. 089)

$TB / TBl_{lim} = 182.8 / 5937.9 = 0,031$ Ok (Cmb. n. 089)

$TL / TL_{lim} = 203.9 / 3947.7 = 0,052$ Ok (Cmb. n. 110)

Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B daN	S. Taglio L daN	S. Normale daN	T.T. min daN/cm ²	T.T. max daN/cm ²
089	SLD	Si	0.231	0.000	166.2	51.8	-5165.7	-0.6697	-0.7078
110	SLD	Si	0.231	0.000	50.0	-185.4	-5165.7	-0.6697	-0.7078

Elemento: Trave n. 40

Risultati più gravosi per cmb. di tipo **SLU STR**:



PROGETTO DEFINITIVO

Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.2850 daN/cm²
 Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 2.0547 + 0.7795 + 0.0587 + 0.0000
 Qmax / Qlim = 1.7950 / 2.8929 = 0,620 Ok (Cmb. n. 038)
 TB / TBlm = 553.4 / 6835.2 = 0,081 Ok (Cmb. n. 006)
 TL / TLlim = 0.0 / 4247.9 = 0,000 Ok (Cmb. n. 035)
 Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B daN	S. Taglio L daN	S. Normale daN	T.T. min daN/cm ²	T.T. max daN/cm ²
006	SLU STR	No	-0.231	0.000	-553.4	0.0	-5165.7	-0.6697	-0.7078
035	SLU STR	No	-0.231	0.000	332.0	0.0	-5165.7	-0.6697	-0.7078
038	SLU STR	No	-0.361	0.000	-332.0	0.0	-12902.9	-1.6457	-1.7950

Risultati più gravosi per cmb. di tipo **SLV A1 sism.**:
 Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.2850 daN/cm²
 Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 1.9929 + 0.7599 + 0.0566 + 0.0000
 Qmax / Qlim = 0.7786 / 2.8094 = 0,277 Ok (Cmb. n. 055)
 TB / TBlm = 342.0 / 5937.9 = 0,058 Ok (Cmb. n. 055)
 TL / TLlim = 390.8 / 3947.7 = 0,099 Ok (Cmb. n. 072)
 Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B daN	S. Taglio L daN	S. Normale daN	T.T. min daN/cm ²	T.T. max daN/cm ²
055	SLV A1	Si	-0.231	0.000	-310.9	99.5	-5165.7	-0.6697	-0.7078
072	SLV A1	Si	-0.231	0.000	-93.5	-355.3	-5165.7	-0.6697	-0.7078

Risultati più gravosi per cmb. di tipo **SLD sism.**:
 Sgm. Lt (tens. litostatica) = -0.2850 daN/cm²
 Qlim = Qlim c + Qlim q + Qlim g + Qres P = 2.0584 + 0.7807 + 0.0591 + 0.0000
 Qmax / Qlim = 0.7786 / 2.8982 = 0,269 Ok (Cmb. n. 087)
 TB / TBlm = 182.8 / 5937.9 = 0,031 Ok (Cmb. n. 087)
 TL / TLlim = 203.9 / 3947.7 = 0,052 Ok (Cmb. n. 104)
 Sollecitazioni:

Cmb n.	Tipo	Sism.	Ecc. B cm	Ecc. L cm	S. Taglio B daN	S. Taglio L daN	S. Normale daN	T.T. min daN/cm ²	T.T. max daN/cm ²
087	SLD	Si	-0.231	0.000	-166.2	51.8	-5165.7	-0.6697	-0.7078
104	SLD	Si	-0.231	0.000	-50.0	-185.4	-5165.7	-0.6697	-0.7078

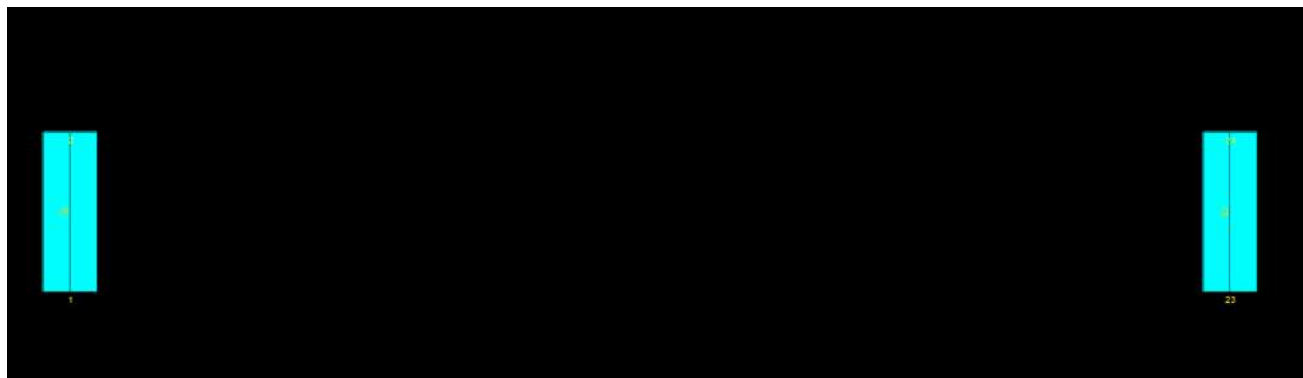


Figura 9: Stato di progetto fondazioni



PROGETTO DEFINITIVO

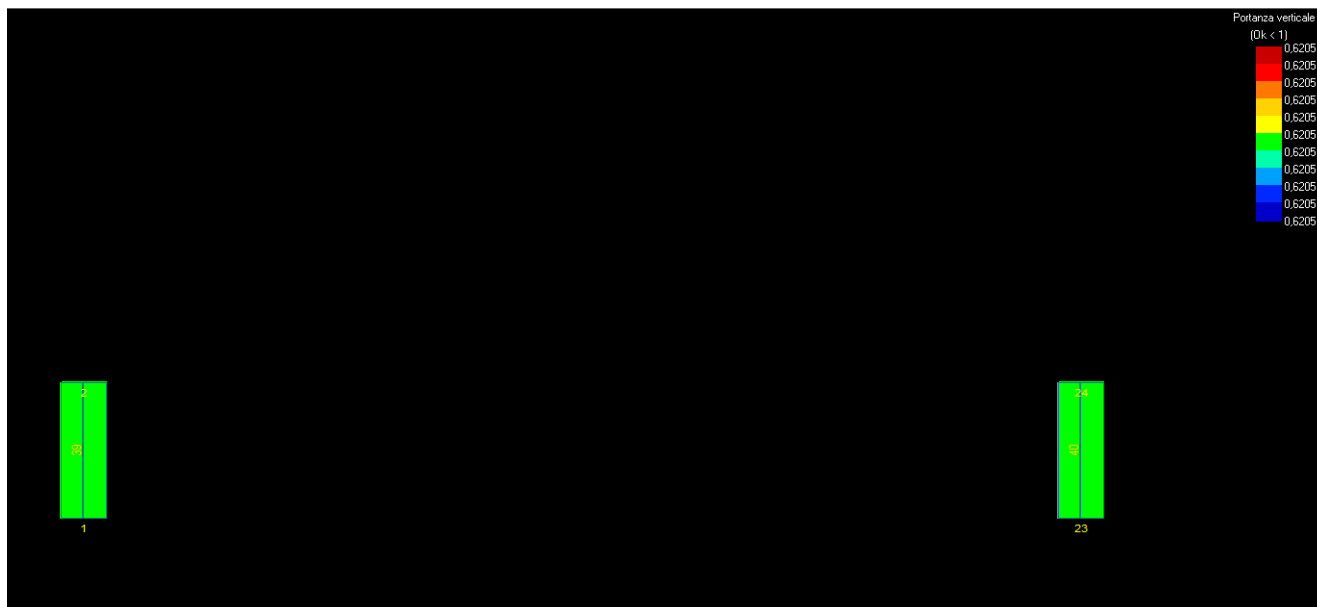


Figura 10: Valori portanza verticale

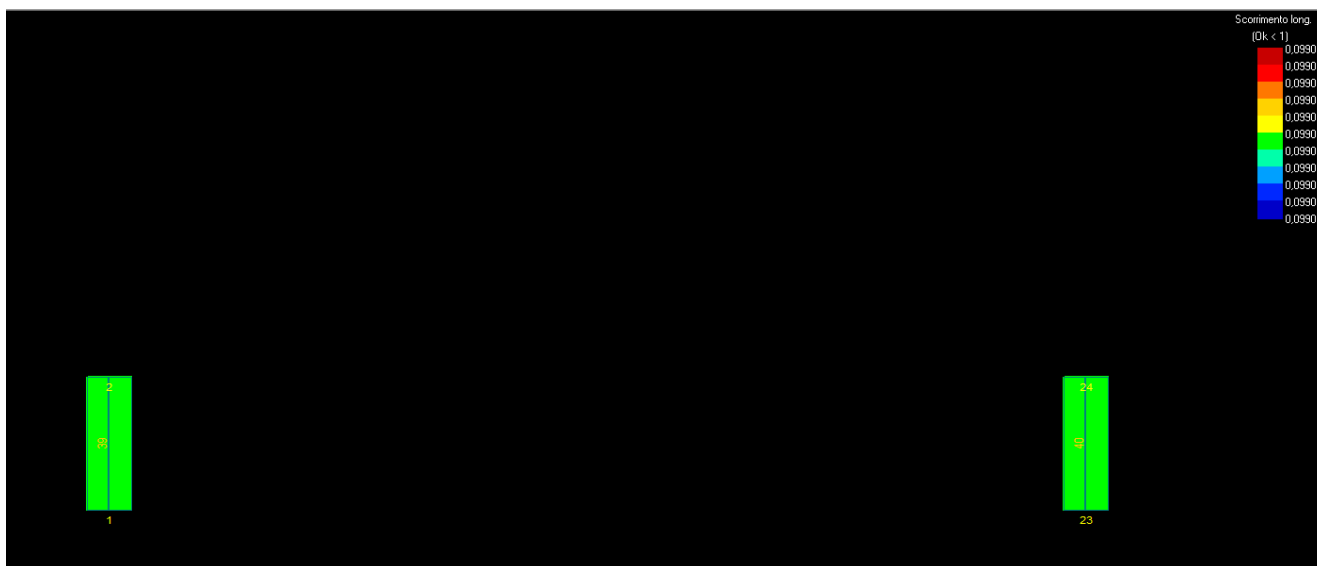


Figura 11: Valori scorrimento longitudinale

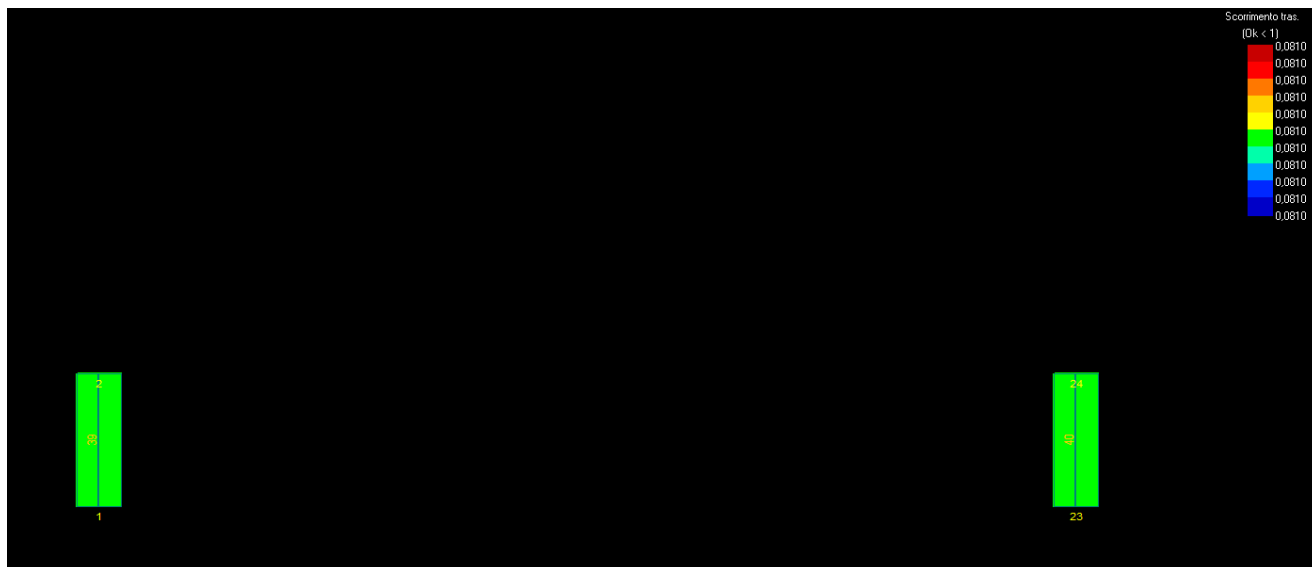


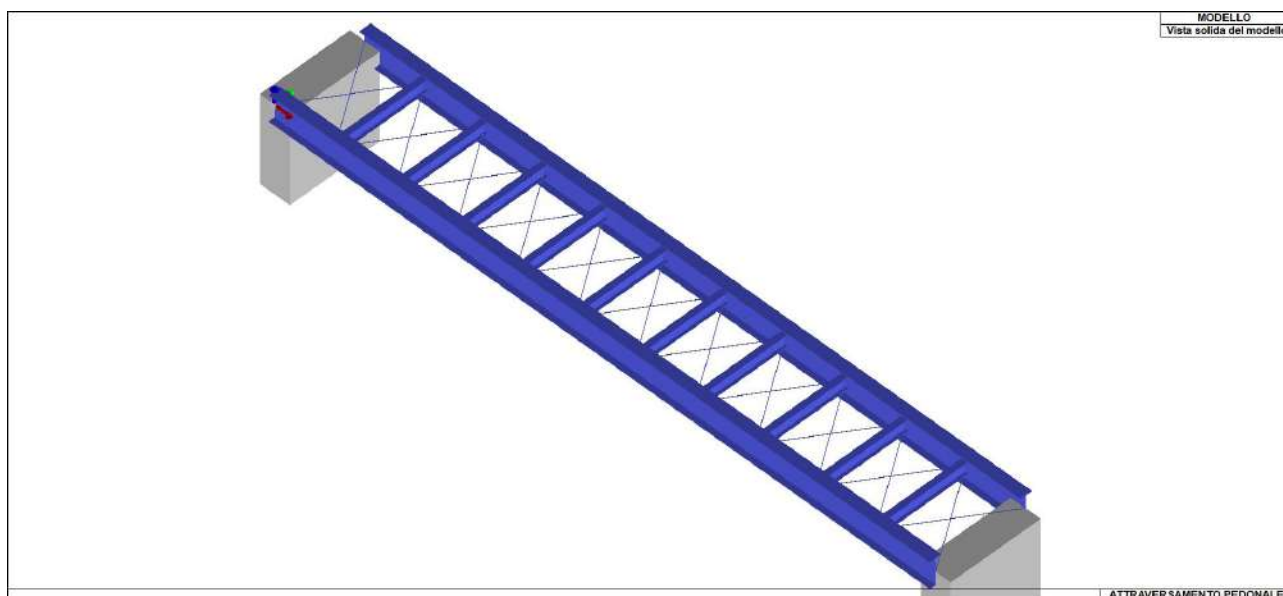
Figura 12: Valori scorrimento trasversale

7.2 Progetto e verifica degli elementi strutturali

7.2.1 Descrizione generale dell'opera

Parametri della struttura			
Classe d'uso	Vita Vn [anni]	Coeff. Uso	Periodo Vr [anni]
III	50.0	1.5	75.0

Di seguito si riportano le immagini del modello strutturale:





PROGETTO DEFINITIVO

7.2.2 Modellazione

L'analisi strutturale è condotta con il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato tenso-deformativo indotto da carichi statici. L'analisi strutturale è condotta con il metodo dell'analisi modale e dello spettro di risposta in termini di accelerazione per la valutazione dello stato tenso-deformativo indotto da carichi dinamici (tra cui quelli di tipo sismico).

L'analisi strutturale viene effettuata con il metodo degli elementi finiti. Il metodo sopraindicato si basa sulla schematizzazione della struttura in elementi connessi solo in corrispondenza di un numero prefissato di punti denominati nodi. I nodi sono definiti dalle tre coordinate cartesiane in un sistema di riferimento globale. Le incognite del problema (nell'ambito del metodo degli spostamenti) sono le componenti di spostamento dei nodi riferite al sistema di riferimento globale (traslazioni secondo X, Y, Z, rotazioni attorno X, Y, Z). La soluzione del problema si ottiene con un sistema di equazioni algebriche lineari i cui termini noti sono costituiti dai carichi agenti sulla struttura opportunamente concentrati ai nodi:

$$\mathbf{K} * \mathbf{u} = \mathbf{F} \text{ dove } \begin{aligned} \mathbf{K} &= \text{matrice di rigidità} \\ \mathbf{u} &= \text{vettore spostamenti nodali} \\ \mathbf{F} &= \text{vettore forze nodali} \end{aligned}$$

Dagli spostamenti ottenuti con la risoluzione del sistema vengono quindi dedotte le sollecitazioni e/o le tensioni di ogni elemento, riferite generalmente a una terna locale all'elemento stesso.

Il sistema di riferimento utilizzato è costituito da una terna cartesiana destrorsa XYZ. Si assume l'asse Z verticale ed orientato verso l'alto.

Elementi finiti – Sezioni e spessori

Si riportano di seguito le caratteristiche di sezioni e spessori degli elementi strutturali, in formato tabellare e immagini:

TABELLA_SEZIONI

Id	Tipo SEZ	Area cm2	A V2 cm2	A V3 cm2	Jt cm4	J 2-2 cm4	J 3-3 cm4	W 2-2 cm3	W 3-3 cm3	Wp 2-2 cm3	Wp 3-3 cm3
1	IPE 200	28.50	0.0	0.0	7.00	142.00	1943.00	28.50	194.30	44.60	220.60
2	IPE 450	98.80	0.0	0.0	66.90	1676.00	3.374e+04	176.40	1499.70	276.40	1701.80
3	Circolare: r=0.5	0.79	0.66	0.66	0.10	0.05	0.05	0.10	0.10	0.17	0.17
5	TRAVE DI FONDAZIONE - Rettangolare: b=50 h=150	7500.00	6250.00	6250.00	4.938e+06	1.562e+06	1.406e+07	6.250e+04	1.875e+05	9.375e+04	2.812e+05

Legenda

Tipo SEZ	Indica il nome identificativo e la tipologia di sezione
Area	Area della sezione
A V2	Area della sezione/Fattore di taglio (direzione 2)
A V3	Area della sezione/Fattore di taglio (direzione 3)
Jt	Momento di inerzia torsionale della sezione
J 2-2	Momento di inerzia della sezione riferito all'Asse 2
J 3-3	Momento di inerzia della sezione riferito all'Asse 3
W 2-2	Modulo di resistenza della sezione riferito all'Asse 2
W 3-3	Modulo di resistenza della sezione riferito all'Asse 3
Wp 2-2	Modulo di resistenza plastico della sezione riferito all'Asse 2
Wp 3-3	Modulo di resistenza plastico della sezione riferito all'Asse 3

7.2.3 Caratteristiche materiali utilizzati

Nell'esecuzione delle opere oggetto della presente relazione è previsto l'utilizzo dei seguenti materiali con le relative caratteristiche:

Elenco dei materiali impiegati

[3]- MATERIALE PER FONDAZIONE -

Id	Calcestruzzo Classe C28/35		u.m.
3	< MATERIALE NUOVO >		



PROGETTO DEFINITIVO

[3]- MATERIALE PER FONDAZIONE -

Calcestruzzo Classe C28/35			
Id	-	-	u.m.
	Resistenza caratteristica cubica R _{ck}	350.0	daN/cm ²
	Resistenza caratteristica cilindrica f _{ck}	290.5	daN/cm ²
	Resistenza f _{ctm}	28.4	daN/cm ²
	Tensione caratteristica di snervamento acciaio	4500.0	daN/cm ²
	Tipo acciaio	tipo C	
	Coefficiente gamma c	1.5	
	Coefficiente gamma s	1.1	
	Rapporto R _{fessurata} (assiale)	1.00	
	Rapporto R _{fessurata} (flessione)	1.00	
	Rapporto R _{fessurata} (taglio)	1.00	

[11]- MATERIALE PER ELEVAZIONE -

Acciaio Fe360 - S235-acciaio Fe360-S235			
Id	-	-	u.m.
11	< MATERIALE NUOVO >		
	Tensione f _t	3600.0	daN/cm ²
	Tensione f _y	2350.0	daN/cm ²
	Coefficiente gamma _{M0} (resistenza)	1.1	
	Coefficiente gamma _{M1} (stabilità)	1.1	
	Coefficiente gamma _{M2} (frattura)	1.2	

7.2.4 Azione sismica

L'azione sismica sulle costruzioni è valutata a partire dalla "pericolosità sismica di base", in condizioni ideali di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale.

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente orizzontale del moto sismico, S_e, è definito dalle seguenti espressioni:

Dove per sottosuolo di categoria **A** i coefficienti S_s e C_c valgono 1; mentre per le categorie di sottosuolo **B, C, D, E** i coefficienti S_s e C_c vengono calcolati mediante le espressioni riportate nella seguente Tabella

Categoria sottosuolo	S _s	C _c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_c^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_c^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_c^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_c^*)^{-0,40}$

Per tenere conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, si utilizzano i valori del coefficiente topografico S_T riportati nella seguente Tabella



PROGETTO DEFINITIVO

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale del moto sismico, S_{ve} , è definito dalle espressioni:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

I valori di S_S , T_B , T_C e T_D , sono riportati nella seguente Tabella

Categoria di sottosuolo	S_S	T_B	T_C	T_D
A, B, C, D, E	1,0	0,05 s	0,15 s	1,0 s

La struttura è localizzata in:

Localizzazione
Località SECLÌ (LE)
Comune di SECLÌ (LE)
Regione PUGLIA
Longitudine 18.105, Latitudine 40.132 (Riferimento WGS84)

L'azione sismica viene definita in relazione a un periodo di riferimento V_r che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale per il coefficiente d'uso (vedi tabella Parametri della struttura). Fissato il periodo di riferimento V_r e la probabilità di superamento P_{ver} associata a ciascuno degli stati limite considerati, si ottiene il periodo di ritorno T_r e i relativi parametri di pericolosità sismica (vedi tabella successiva):

ag: accelerazione orizzontale massima del terreno;

Fo: 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;

Parametri della struttura						
Classe d'uso	Vita V_n	Coeff. Uso	Periodo V_r	Tipo di suolo	Categoria topografica	Quota relativa
	[anni]		[anni]			[%]
III	50.0	1.5	75.0	B	T1	-

La risposta sismica locale (RSL) è definita come da NTC 2018 Tab. 3.2.II e Tab. 3.2.III



PROGETTO DEFINITIVO

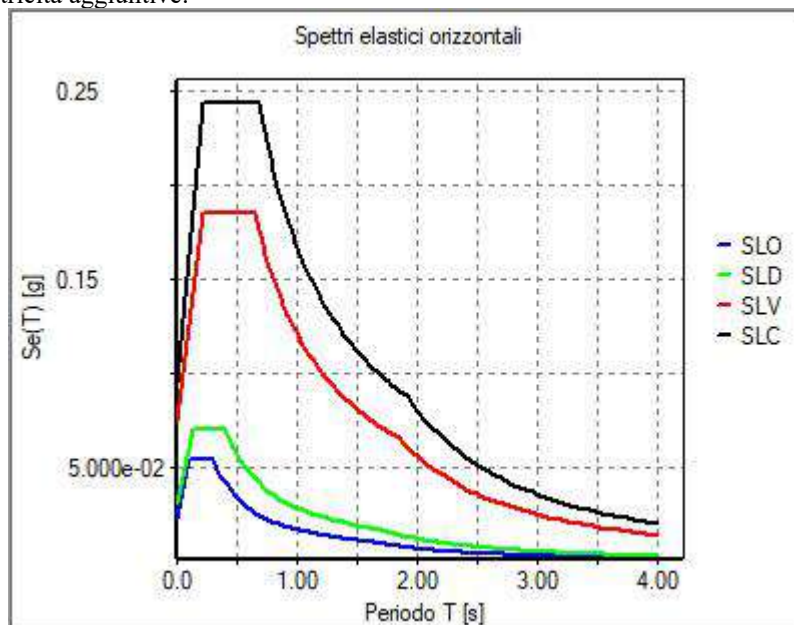
Calcolo fattore di comportamento

Principali caratteristiche della struttura	
Opera di nuova realizzazione	SI
Struttura regolare in pianta	SI
Struttura regolare in altezza	SI
Classe di duttilità	B media
Analisi per carichi non sismici	SI
Analisi sismica	Dinamica lineare
Verifica SLD di resistenza	SI

Fattori di comportamento utilizzati SLU			
	Dissipativi	Verifiche fragili	Non Dissipativi
q SLU x	1.50	1.00	1.00
q SLU y	1.50	1.00	1.00
q SLU z	1.50	-	-

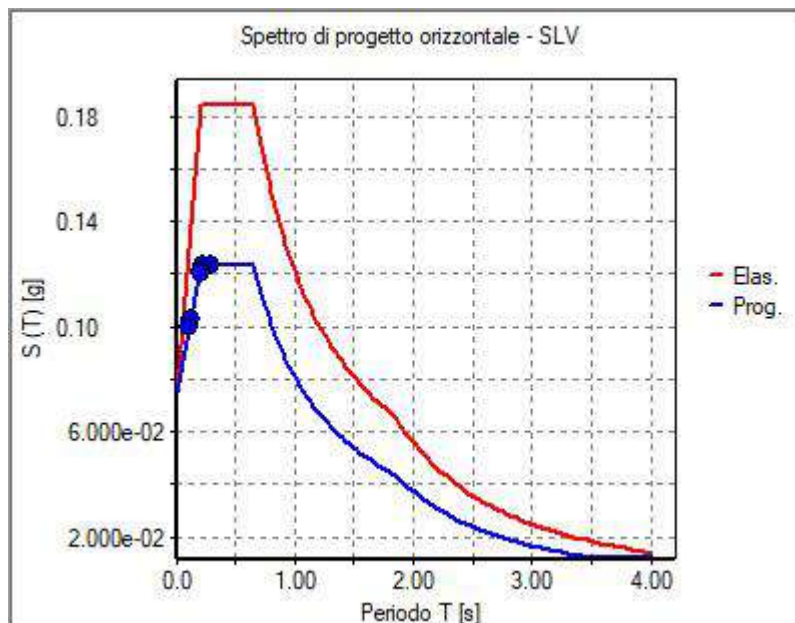
Fattori di comportamento utilizzati SLD	
q SLD x	1.00
q SLD y	1.00
q SLD z	1.00
Eta SLO	1.00

Si riportano di seguito, per completezza, le videate delle opzioni così come impostate nel programma:
Si riportano di seguito gli SPETTRI di input sismico e le caratteristiche dinamiche proprie della struttura, pertanto in assenza di eccentricità aggiuntive:





PROGETTO DEFINITIVO



ANALISI MODALE NO ECCENTRICITÀ

Modo	Frequenza	Periodo	X M efficace x g	%	Y M efficace x g	%	Z M efficace x g	%	RZ M efficace x g	%
-	Hz	sec	daN	-	daN	-	daN	-	daN cm2	-
1	3.41	0.29	0.0	0	0.0	0	0.0	0	0.0	0
2	4.34	0.23	0.0	0	4646.4	98	0.0	0	0.0	0
3	4.77	0.21	0.0	0	0.0	0	4559.3	96	0.0	0
4	4.86	0.21	4706.3	99	0.0	0	0.0	0	0.0	0
5	7.86	0.13	0.0	0	0.0	0	0.0	0	4.974e+04	99
6	8.87	0.11	0.0	0	0.0	0	0.0	0	0.0	0

7.2.5 Schematizzazione dei casi di carico

E' possibile definire i casi di carico scegliendo fra le dodici tipologie elencate nella tabella seguente:

Tipo CDC	Descrizione
1	Ggk caso di carico comprensivo del peso proprio struttura
2	Gk caso di carico con azioni permanenti
3	Qk caso di carico con azioni variabili
4	Gsk caso di carico comprensivo dei carichi permanenti sui solai e sulle coperture
5	Qsk caso di carico comprensivo dei carichi variabili sui solai
6	Qnk caso di carico comprensivo dei carichi di neve sulle coperture
7	Qtk caso di carico comprensivo di una variazione termica agente sulla struttura
8	Qvk caso di carico comprensivo di azioni da vento sulla struttura
9	Esk caso di carico sismico con analisi statica equivalente
10	Edk caso di carico sismico con analisi dinamica
11	Etk caso di carico comprensivo di azioni derivanti dall' incremento di spinta delle terre in condizione sismica
12	Pk caso di carico comprensivo di azioni derivanti da coazioni, cedimenti e precompressioni

I casi di carico utilizzati nella modellazione oggetto della presente relazione sono i seguenti:

TABELLA_CASI_DI_CARICO

CDC	Tipo CDC	Sigla Id	Note
1	Ggk	CDC=Ggk (peso proprio della struttura)	
2	Qtk	CDC=Qtk (carico termico) dT= 25.00	variazione termica:25.00
3	Qk	CDC=Qk (variabile generico) MANUTENZIONE	
4	Qk	CDC=Qk (variabile generico) PARAPETTO	
5	Qvk	CDC=Qvk (carico da vento) VENTO	



PROGETTO DEFINITIVO

TABELLA_CASI_DI_CARICO

CDC	Tipo CDC	Sigla Id	Note
6	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. +)	
7	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. -)	
8	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. +)	
9	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. -)	
10	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=0.0 (ecc. +)	
11	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=0.0 (ecc. -)	
12	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=90.00 (ecc. +)	
13	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=90.00 (ecc. -)	
14	Gsk	CDC=G1sk (permanente solai-coperture)	
15	Qsk	CDC=Qsk (variabile solai)	
16	Qnk	CDC=Qnk (carico da neve)	

Legenda
Tipo CDC

Indica il tipo di caso di carico

7.2.6 Definizione delle combinazioni

Le combinazioni previste per i diversi casi di carico (CDC) seguono le regole previste dalla Normativa vigente e sono destinate al controllo di sicurezza della struttura e alla verifica degli spostamenti e delle sollecitazioni.

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

Combinazione fondamentale SLU

$$\gamma G_1 G_1 + \gamma G_2 G_2 + \gamma P P + \gamma Q_1 Q_1 + \gamma Q_2 \psi_{02} Q_2 + \gamma Q_3 \psi_{03} Q_3 + \dots$$

Combinazione caratteristica (rara) SLE

$$G_1 + G_2 + P + Q_1 + \psi_{02} Q_2 + \psi_{03} Q_3 + \dots$$

Combinazione frequente SLE

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} Q_1 + \psi_{22} Q_2 + \psi_{23} Q_3 + \dots$$

Combinazione quasi permanente SLE

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} Q_1 + \psi_{22} Q_2 + \psi_{23} Q_3 + \dots$$

Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} Q_1 + \psi_{22} Q_2 + \psi_{23} Q_3 + \dots$$

Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite connessi alle azioni eccezionali

$$A_d + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} Q_1 + \psi_{22} Q_2 + \psi_{23} Q_3 + \dots$$

Dove:

NTC 2018 Tabella 2.5.I



PROGETTO DEFINITIVO

Destinazione d'uso/azione	γ_0	γ_1	γ_2
Categoria A residenziali	0,70	0,50	0,30
Categoria B uffici	0,70	0,50	0,30
Categoria C ambienti suscettibili di affollamento	0,70	0,70	0,60
Categoria D ambienti ad uso commerciale	0,70	0,70	0,60
Categoria E biblioteche, archivi, magazzini,...	1,00	0,90	0,80
Categoria F Rimesse e parcheggi (autoveicoli $\leq 30\text{kN}$)	0,70	0,70	0,60
Categoria G Rimesse e parcheggi (autoveicoli $> 30\text{kN}$)	0,70	0,50	0,30
Categoria H Coperture	0,00	0,00	0,00
Vento	0,60	0,20	0,00
Neve a quota $\leq 1000\text{ m}$	0,50	0,20	0,00
Neve a quota $> 1000\text{ m}$	0,70	0,50	0,20
Variazioni Termiche	0,60	0,50	0,00

Nelle verifiche possono essere adottati in alternativa due diversi approcci progettuali:

- per l'approccio 1 si considerano due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti di sicurezza parziali per le azioni, per i materiali e per la resistenza globale (combinazione 1 con coefficienti A1 e combinazione 2 con coefficienti A2),
- per l'approccio 2 si definisce un'unica combinazione per le azioni, per la resistenza dei materiali e per la resistenza globale (con coefficienti A1).

NTC 2018 Tabella 2.6.I

		Coefficiente g_F	EQU	A1	A2
Carichi permanenti	Favorevoli	g_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali (Non compiutamente definiti)	Favorevoli	g_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	Favorevoli	g_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

Tipo di analisi effettuate

Tipo di analisi strutturale	
Analisi per carichi non sismici	SI
Sismica statica lineare	NO
Sismica dinamica lineare	SI
Sismica statica non lineare (triangolare; $G1 - a$ §7.3.3.2)	NO
Sismica statica non lineare (prop. modo; $G1 - b$ §7.3.4.2)	NO
Sismica statica non lineare (prop. tagli di piano; $G1 - c$ §7.3.4.2)	NO
Sismica statica non lineare (prop. masse; $G2 - a$ §7.3.4.2)	NO
Sismica statica non lineare (multimod; $G2 - c$ §7.3.4.2)	NO
Non linearità geometriche (fattore P delta)	NO

Combinazioni e/o percorsi di carico



PROGETTO DEFINITIVO

Combinazioni dei casi di carico	
APPROCCIO PROGETTUALE	Approccio 2
SLU	SI
SLV (SLU con sisma)	SI
SLC	NO
SLD	SI
SLO	NO
SLU GEO A2 (per approccio 1)	NO
SLU EQU	NO
Combinazione caratteristica (rara)	SI
Combinazione frequente	SI
Combinazione quasi permanente (SLE)	SI
SLA (accidentale quale incendio)	SI

TABELLA_COMBINAZIONI

Tipo CMB	Da	Da	A	A
-	Id	Nome	Id	Nome
SLU	1	Comb. SLU A1 1	52	Comb. SLU A1 52
SLV	53	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 53	84	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 84
SLD	85	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 85	116	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 116
SL eccezionale	117	Comb. SLU (Eccez.) 117	118	Comb. SLU (Eccez.) 118
SLE rara	119	Comb. SLE(rara) 119	144	Comb. SLE(rara) 144
SLE frequente	145	Comb. SLE(freq.) 145	152	Comb. SLE(freq.) 152
SLE quasi permanente	153	Comb. SLE(perm.) 153	154	Comb. SLE(perm.) 154

Legenda

Tipo CMB Indica la categoria di combinazione

Si riportano di seguito, per completezza, le videate delle opzioni così come impostate nel programma:

7.2.7 Sintesi delle verifiche di sicurezza

Si riportano a seguire i risultati della progettazione e delle verifiche effettuate.

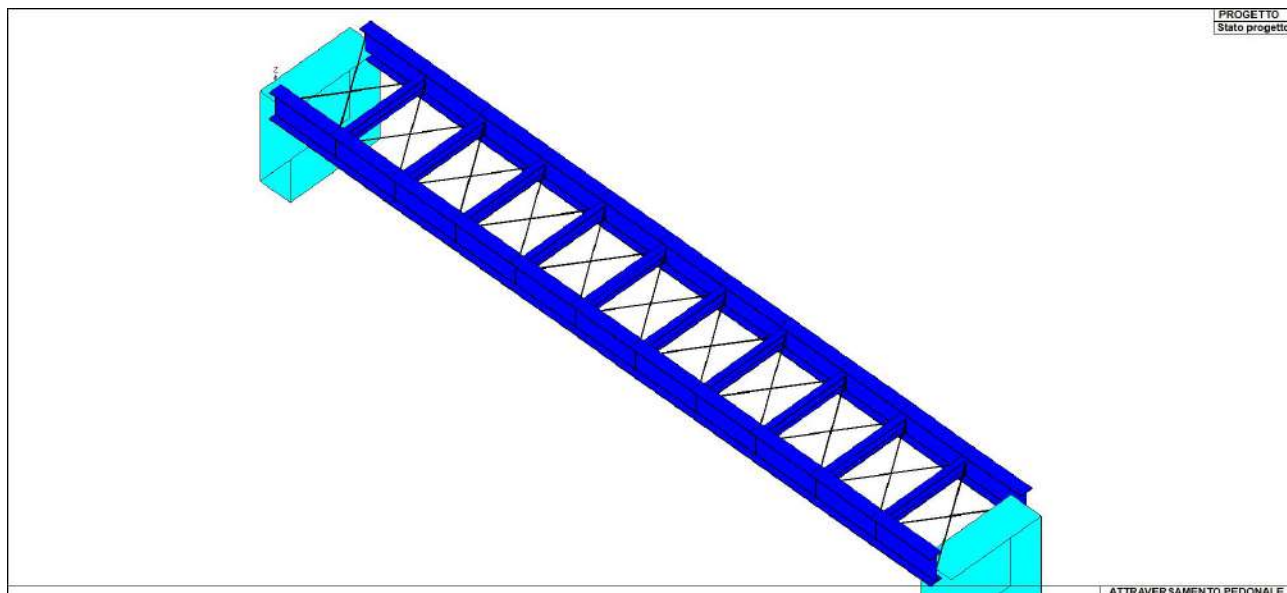
Gli stati di progetto ciano o verde indicano che le verifiche svolte sono interamente soddisfatte, gli stati di progetto rossi, al contrario, indicano che le verifiche non sono soddisfatte.

Laddove possibile le verifiche sono state normalizzate. Significa che se i valori indicati in mappa sono inferiori all'unità, la verifica può ritenersi soddisfatta.

Per tutte le altre verifiche i valori riportati vanno confrontati con i valori limite indicati da Normativa.

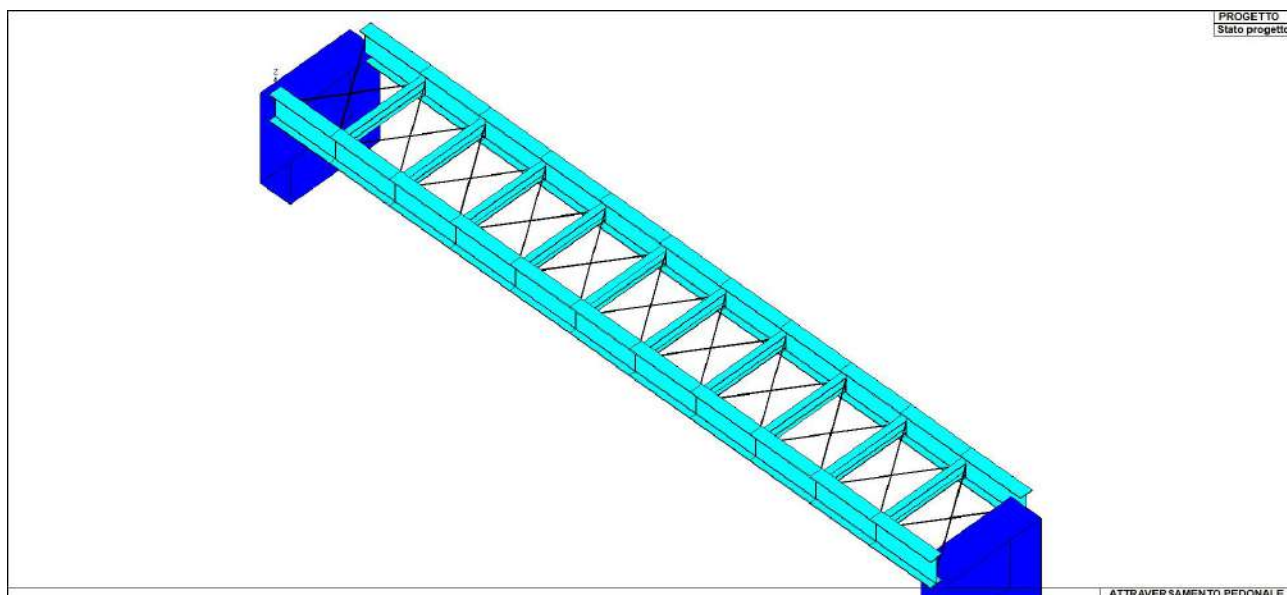


PROGETTO DEFINITIVO



Travi in c.a.

Travi in c.a.	Valore minimo	Valore massimo
Verifica N/M	3.79e-05	0.02
Verifica V/T cls	1.13e-03	0.03
Verifica V/T acciaio	0.0	0.05
Verifica N/M SE	1.99e-05	5.28e-03
Verifica V/T cls	0.0	6.52e-03
Verifica V/T acciaio	0.0	0.01
Tens. cls rare	9.42e-05	5.64e-03
Tens. acc rare	1.13e-03	0.02
Tens. cls perm.	5.06e-05	2.75e-03



Elementi in acciaio

Elementi in acciaio	Valore minimo	Valore massimo
Sfruttamento (%)	0.36	33.61
Verif. 4.2.4.1.2 V/T	0.0	0.07
Verif. 4.2.4.1.2 N/M	3.44e-03	0.33
Verif. 4.2.4.1.3.2 Flessione	0.0	0.33



PROGETTO DEFINITIVO

Elementi in acciaio		
Elementi in acciaio	Valore minimo	Valore massimo
Verif. 4.2.4.1.3.3 Presso-fless.	0.0	0.34
Luce libera 3-3	144.22	1100.00
Luce libera 2-2	100.00	150.00
Luce svergol.	0.0	150.00