

S.S.131 DI "CARLO FELICE"
Adeguamento e messa in sicurezza della S.S.131
Risoluzione dei nodi critici 2° stralcio
dal km 108+300 al km 158+000

PROGETTO ESECUTIVO

CA284

R.T.I. di PROGETTAZIONE:

Mandataria



**PRO
ITER**
Progetto
Infrastrutture
Territorio s.r.l.

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it

Mandante



Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

PROGETTISTI:

Ing. Riccardo Formichi - Pro Iter srl (Integratore prestazioni specialistiche)
Ordine Ing. di Milano n. 18045

Ing. Nicola D'Alessandro - Delta Ingegneria srl
Ordine Ing. di Agrigento n. A995

IL GEOLOGO

Dott. Geol. Massimo Mezzananza - Pro Iter srl
Albo Geol. Lombardia n. A762

COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE

Ing. Diego Ceccherelli
Ordine Ing. di Milano n. 15813

VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO

Dott. Ing. Salvatore Frasca

PROTOCOLLO

DATA



OPERE D'ARTE MINORI

Risoluzione accesso C.N. - Ponticello idraulico L=16.00 m Km 115+205 - PO07 su S02

RELAZIONE GEOTECNICA E DI CALCOLO

CODICE PROGETTO

NOME FILE

REVISIONE

SCALA

PROGETTO LIV. PROG. N. PROG.

S02GE00GETRE01B

LOPLSQ E 1901

CODICE ELAB. **S02GE00GETRE01**

B

Indicata

D

C

B

A

REV.

REVISIONE PER ISTRUTTORIA, VERIFICA E CONTROLLI D.LGS. 35/11

Aprile 2021

Ing.D. D'ALESSANDRO

Ing. M. CARLINO

Ing.N. D'ALESSANDRO

Emissione

Marzo 2020

Ing.D. D'ALESSANDRO

Ing. M. CARLINO

Ing.N. D'ALESSANDRO

DESCRIZIONE

DATA

REDATTO

VERIFICATO

APPROVATO

INDICE

1.	INTRODUZIONE	2
2.	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	3
3.	MATERIALI	4
4.	DESCRIZIONE DELL'OPERA	4
5.	INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO	5
6.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	5
6.1	DESCRIZIONE DELLE INDAGINI.....	5
6.2	PROFILI STRATIGRAFICI DELL'AREA	5
6.3	UNITÀ GEOTECNICA C – COLTRI ELUVIO - COLLUVIALI	6
6.4	UNITÀ GEOTECNICA BA – BASALTI ALTERATI	6
6.5	UNITÀ GEOTECNICA B – BASALTI NON ALTERATI.....	6
7.	AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO.....	9
8.	VERIFICHE GEOTECNICHE	11
9.	PUNTO 10 NTC 2018.....	20
9.1	INFORMAZIONI GENERALI SULL'ELABORAZIONE	20
9.1.1	Valutazione dei risultati e giudizio motivato sulla loro accettabilità'	20

1.INTRODUZIONE

La presente relazione geotecnica inerisce al progetto di "Adeguamento e messa in sicurezza della S.S. 131 "Carlo Felice", dal km 108+300 al km 158+000, con risoluzione dei nodi critici - 2° stralcio", ed in particolare al ponte monocampata previsto sulla S02 al km 115+205, di cui sono previste le seguenti opere interagenti con il terreno:

- Esecuzione di fondazione diretta per le fondazioni ponte;

Tutte le verifiche sono state condotte in accordo al metodo semiprobabilistico agli stati limite secondo quanto indicato dalle NTC 2018.

A seguire, per l'opera in esame, sono brevemente riassunte le caratteristiche geotecniche dei terreni interessati dall'opera stessa e poi esposte le verifiche geotecniche e strutturali delle opere di fondazione delle spalle del cavalcavia.

2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

Nella progettazione sono state tenute in conto le seguenti normative:

- D.M. del 11-3-1988 – “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”
- D.M. del 16-1-1996 – “Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi”
- D.M. del 16-1-1996 – “Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche”
- Circolare del 15-10-1996 – “Istruzioni per l'applicazione delle “Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione e il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche” di cui al D.M. del 9-1-1996”
- Circolare del 10-4-1997 – “Istruzioni per l'applicazione delle «Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche» di cui al D.M. 16 gennaio 1996
- O.P.C.M. del 20-3-2003 – “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di norme tecniche per le costruzioni in zona sismica”
- “Norme tecniche per le costruzioni” (NTC 2018)

3. MATERIALI

I materiali che costituiscono le opere di sostegno sono i seguenti:

Calcestruzzo per getto in opera fondazioni e pali di fondazione:

- Classe di resistenza minima C28/35
- Resistenza cubica a compressione $R_{ck} \geq 35 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza cilindrica a compressione $f_{ck} \geq 28 \text{ N/mm}^2$
- Modulo elastico $E_c = 31447 \text{ N/mm}^2$
- Classe di esposizione XC2
- Classe di consistenza S4
- Copriferro 35 mm

Calcestruzzo per getto in opera elevazione spalle:

- Caratteristica di resistenza minima C32/40
- Classe di esposizione XC2
- Resistenza caratteristica cilindrica $f_{ck} = 32 \text{ MPa}$
- Resistenza caratteristica cubica $R_{ck} = 40 \text{ MPa}$
- Modulo di elasticità secante $E_{cm} = 32580 \text{ MPa}$
- Classe di consistenza S4
- Copriferro 45 mm

Calcestruzzo per muri:

- Caratteristica di resistenza minima C32/40
- Classe di esposizione XC2
- Resistenza caratteristica cilindrica $f_{ck} = 32 \text{ MPa}$
- Resistenza caratteristica cubica $R_{ck} = 40 \text{ MPa}$
- Modulo di elasticità secante $E_{cm} = 32580 \text{ MPa}$
- Classe di consistenza S4
- Copriferro 50 mm

Acciaio per armature ordinarie:

- Barre nervate tipo B450C
- Modulo elastico $E_s = 210000000 \text{ kN/m}^2$
- Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$
- Tensione caratteristica di rottura $f_{tk} \geq 540 \text{ MPa}$

4. DESCRIZIONE DELL'OPERA

Il ponte di scavalco del fosso posto circa al km 115+205 della S.S. 131 è un'opera a campata unica di luce pari a 15.30 metri.

Per quanto riguarda le sottostrutture, sono state adottate spalle di tipo ordinario in cemento armato.

Le fondazioni sono di tipo superficiale.

5. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO

L'intervento è situato lungo un versante a lieve pendenza verso SE. Il substrato è rappresentato dalla presenza di terreni appartenenti alla Subunità di Dualchi, facente parte del gruppo dei Basalti della Campeda-Planargia, rappresentati da basalti e andesiti basaltiche litoidi, con aspetto vacuolare, di colore grigio, da mediamente a molto fratturati; al tetto questi si presentano fratturati per uno spessore di qualche metro. In superficie, in corrispondenza dell'incisione valliva, i basalti sono ricoperti, con uno spessore massimo di 2.30 m, da una coltre eluvio-colluviale di alterazione degli stessi.

6. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

6.1 DESCRIZIONE DELLE INDAGINI

In questa fase progettuale, al fine di una migliore caratterizzazione geotecnica dei terreni, è stata prevista l'esecuzione, in corrispondenza dell'opera S02, di un sondaggio geognostico **S1** (30.0 m), con esecuzione di n° 2 prove SPT e prelievo di campioni rimaneggiati e indisturbati per l'esecuzione di prove geotecniche (da 0.0 a 2.30 m) e spezzoni di carota lapidea per le prove geomeccaniche (da 3.0 a 30.0 m). In corrispondenza del sondaggio S1 è stata eseguita una prospezione geofisica di tipo down-hole denominata **S1-DH** (30.0 m) per la determinazione delle Vs del terreno. Per i dettagli di tale campagna si rimanda all'elaborato **T00GE00GEORE08A** - "Documentazione indagini geognostiche e geofisiche - 2019".

La perforazione del sondaggio ha consentito di riconoscere, al di sotto di un livello superficiale di coltre eluvio-colluviale sabbioso-limosa con frammenti di lapidei di alterazione dei basalti sottostanti, roccia di buona qualità, effusiva e vacuolare, di natura basaltica, rinvenuta a profondità di circa 2.30 m in corrispondenza della verticale indagata. Tali terreni sono appartenenti alla Subunità di Dualchi, facente parte del gruppo dei Basalti della Campeda-Planargia, rappresentati da basalti e andesiti basaltiche litoidi, con aspetto vacuolare, di colore grigio, da mediamente a molto fratturati. All'interno del foro di sondaggio, durante la sua esecuzione, sono state eseguite n° 2 prove penetrometriche dinamiche SPT a profondità di 1.0 m e 2.45 m, che forniscono valori di N_{SPT} rispettivamente di 11 e R ("R" = rifiuto) che consentono di verificare, per i terreni in esame, uno stato di scarso addensamento negli strati superficiali (fino a 2.30 m) e la presenza di roccia compatta negli strati profondi (da 2.45 m a fondo foro).

6.2 PROFILI STRATIGRAFICI DELL'AREA

Dall'interpretazione del sondaggio di nuova realizzazione è stata effettuata la ricostruzione stratigrafica dell'area interessata dalle opere in progetto. L'individuazione della successione stratigrafica di riferimento è riportata nel profilo geologico **S02GE00GEOPF01A** in cui è possibile individuare, come terreno di fondazione delle spalle del ponte, l'unità dei basalti alterati **BA** (*Basalto alterato*) posta al di sopra della roccia effusiva vacuolare appartenente all'unità *Basalti di Campeda* (**B**).

In sintesi, si riconosce la presenza delle unità geotecniche di seguito elencate:

6.3 UNITÀ GEOTECNICA C – COLTRI ELUVIO - COLLUVIALI

Per l'unità geotecnica **C** (*coltri eluvio - colluviali*) sono stati considerati i seguenti parametri di resistenza :

- $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$ peso di volume naturale;
- $\varphi' = 25^\circ\text{-}28^\circ$ angolo di resistenza al taglio;
- $c' = 0\text{-}10 \text{ kPa}$ coesione in condizioni drenate;
- $E' = 15\text{-}20 \text{ Mpa}$ modulo elastico di Young.

6.4 UNITÀ GEOTECNICA BA – BASALTI ALTERATI

Per l'unità geotecnica **BA** (*Basalti alterati*) sono stati considerati i seguenti parametri di resistenza:

- $\gamma = 19/20 \text{ kN/m}^3$ peso di volume naturale;
- $\varphi' = 34^\circ$ angolo di resistenza al taglio;
- $c' = 0 \text{ kPa}$ coesione in condizioni drenate;
- $\tau = 180\text{-}200 \text{ KPa}$ aderenza laterale terreno-calcestruzzo;
- $E' = 200 \text{ Mpa}$ modulo elastico di Young.

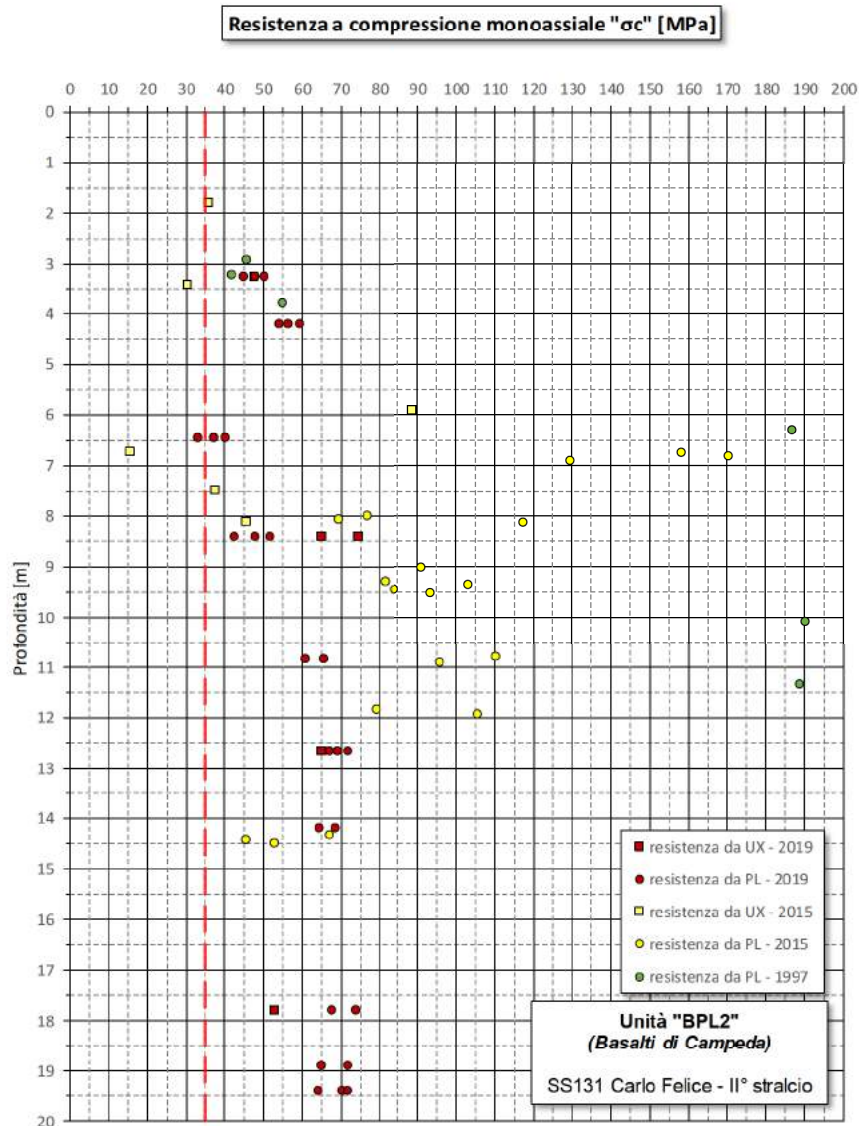
6.5 UNITÀ GEOTECNICA B – BASALTI NON ALTERATI

Per tale unità geotecnica si è fatto riferimento ai sondaggi S1 della campagna integrativa 2019 di Geotest Srl / Servizi Geotecnici s.a.s., ai sondaggi S1, S2, S5 e S23 della campagna di indagine integrativa Anas del 2015-2016 realizzati da Sondedile s.r.l. che interessano gli stessi litotipi, ai sondaggi F1dx, F2dx, F2sx, F6dx e F15dx della campagna di indagine Soiltecnica del 1997 che interessano gli stessi litotipi.

La caratterizzazione geomeccanica dei Basalti non alterati **B** è stata eseguita a partire dai valori della resistenza a compressione uniassiale (σ_{ci}) ottenuta su campioni indisturbati di roccia intatta e dall'indice GSI (*Geological Strength Index*) valutato sulla base delle informazioni desumibili dai rilievi e dalle cassette catalogatrici.

Nella figure seguenti si riportano l'andamento della resistenza a compressione uniassiale (*stimata da prove di resistenza speditiva tipo Point-Load e da prove di compressione uniassiale UxDC e UxCC*) con la profondità.

Progetto Esecutivo



Unità B – Resistenza a compressione uniassiale

La stima dei parametri di resistenza al taglio equivalenti dell'ammasso è stata effettuata con il criterio di Hoek & Brown, utilizzando:

- GSI = 60
- $m_i = 25$;
- $\sigma_{ci} = 35$ MPa resistenza a compressione uniassiale;
- $\gamma = 22$ kN/m³ peso dell'unità di volume;
- D = 0 fattore di disturbo.

Progetto Esecutivo

Hoek-Brown Classification

sigc 35 MPa
GSI 60
mi 25
D 0
Ei 8750 MPa
MR 250

Hoek-Brown Criterion

mb 5.991
a 0.0117
a 0.503

Failure Envelope Range

Application: General
sig3max 8.7500 MPa

Mohr-Coulomb Fit

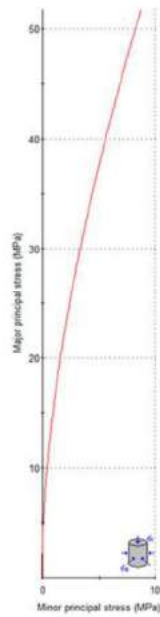
c 2.627 MPa
phi 41.45 deg

Rock Mass Parameters

sigt -0.069 MPa
sigc 3.745 MPa
sigcm 11.650 MPa
Emm 4550.00 MPa

Copy Data

www.roccscience.com



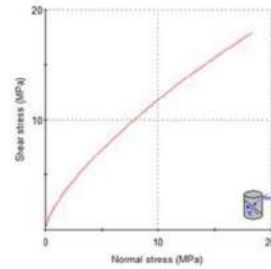
Analysis of Rock Strength using RocLab

Hoek-Brown Classification
intact uniaxial comp. strength (sigci) = 35 MPa
GSI = 60 mi = 25 Disturbance factor (D) = 0
intact modulus (Ei) = 8750 MPa
modulus ratio (MR) = 250

Hoek-Brown Criterion
mb = 5.991 a = 0.0117 a = 0.503

Mohr-Coulomb Fit
cohesion = 2.627 MPa friction angle = 41.45 deg

Rock Mass Parameters
tensile strength = -0.069 MPa
uniaxial compressive strength = 3.745 MPa
global strength = 11.650 MPa
deformation modulus = 4550.00 MPa



Per l'unità geotecnica **B** (*Basalti di Campeda*) si considerano i seguenti parametri geotecnici:

- $\gamma = 22 \text{ kN/m}^3$ peso di volume naturale;
- $\varphi' = 40^\circ$ angolo di resistenza al taglio;
- $c' = 50 \text{ kPa}$ coesione in condizioni drenate;
- $\tau = 200\text{-}250 \text{ KPa}$ aderenza laterale terreno-calcestruzzo;
- $E' = 4500 \text{ MPa}$ modulo elastico di Young.

7. AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO

Per l'opera S02 è stata prevista, nell'ambito della progettazione esecutiva, una specifica campagna di indagine integrativa, consistente in un sondaggio geognostico a carotaggio continuo (S1, 2019), in corrispondenza del quale è stata prevista anche una prova sismica di tipo down-hole, denominata **S1-DH**, di profondità pari a 30 m.

La perforazione del sondaggio S1 (2019) della campagna d'indagine integrativa ha permesso di identificare roccia di buona qualità, effusiva e vacuolare, di natura basaltica (*Basalti di Campeda*) rinvenuta a profondità di circa 2.30 m in corrispondenza della verticale indagata. Congiuntamente all'analisi stratigrafica, anche da un punto di vista meccanico le prove di resistenza alla penetrazione (SPT) hanno fornito valori di rifiuto già a profondità di 2.45 m dal p.c. In aggiunta, i risultati della prospezione sismica down-hole forniscono un valore di velocità onde S pari a 361 m/s; tale valore si riferisce alla profondità globale di 30 m lungo la verticale. In realtà, analizzando le dromocroni, sono stati identificati due sismostrati ben distinti: un primo sismostrato compreso tra 0 e 2.55 m di profondità dal p.c. e un secondo sismostrato, tra 2.55 m e fondo foro (30 m). Il sismostrato 1 identifica una coltre limoso-sabbiosa di natura basaltica con valori di Vs compresi tra 77 e 116 m/s, mentre il sismostrato 2 identifica roccia basaltica di buona qualità, vacuolare, con valori medi di Vs pari a circa 454 m/s.

L'analisi stratigrafica del sondaggio di nuova realizzazione, l'interpretazione delle prove di resistenza e i risultati della prospezione sismica down-hole, consentono di attribuire all'opera in oggetto una **categoria di sottosuolo di tipo B**, corrispondente a *rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,eq}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s*.

In base alla categoria di sottosuolo determinata con la prospezione sismica a rifrazione (categoria B) il valore del coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s (cfr. Tabella 3.2.V del D.M. 2008), può essere calcolato con la seguente espressione:

$$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot a_g/g \leq 1.20$$

In base alle condizioni topografiche presenti in sito (T1 = superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$) per configurazioni superficiali semplici si può adottare il seguente valore del coefficiente di amplificazione topografica S_T (cfr. Tabella 3.2.V del D.M. 2008):

Categoria topografica	S_T
T1	1.0

In assenza di analisi specifiche di risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata mediante la relazione:

Progetto Esecutivo

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

dove:

S_S = coefficiente di amplificazione stratigrafica (Tab. 3.2.V);

S_T = coefficiente di amplificazione topografica (Tab. 3.2.VI);

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Nel caso specifico, per i diversi stati limite, il valore di a_{\max} risulta il seguente:

Stato Limite	T_R [anni]	a_g [g]	a_{\max} [g]
SLO	60	0.025	0.030
SLD	101	0.031	0.038
SLV	949	0.060	0.072
SLC	1950	0.071	0.085

8. VERIFICHE GEOTECNICHE

Le fondazioni delle spalle sono di tipo diretto.

Le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni, nel capitolo relativo alle verifiche geotecniche, richiedono la effettuazione di verifiche geotecniche nei confronti degli stati limite ultimi .

Gli stati limite ultimi delle fondazioni dirette si riferiscono allo sviluppo dei meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno ed al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Gli approcci possibili sono i seguenti:

Approccio 1: sono previste due combinazioni di gruppi di coefficienti, di cui la prima (STR) più cautelativa nei confronti delle verifiche strutturali e la seconda (GEO) più cautelativa nei confronti delle verifiche geotecniche.

Approccio 2: è prevista una unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche geotecniche, sia nelle verifiche strutturali. La normativa impone, inoltre, differenti coefficienti parziali nei confronti delle azioni (A), dei parametri geotecnici del terreno (M) e delle resistenze caratteristiche (R).

I parametri, sono qui di seguito stralciati:

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

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{ci}

Progetto Esecutivo

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

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	γ_φ	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cb}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_f	1,0	1,0

Tabella 6.4.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

Tabella 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche.

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale ^(*)	γ_t	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{zt}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Secondo l'approccio 1, i coefficienti da utilizzare sono i seguenti:

Per lo SLU strutturale (STR): coefficienti A1, M1 e R1

Per lo SLU geotecnico (GEO): coefficienti A2, M2 e R2

Secondo l'approccio 2, i coefficienti da utilizzare sono i seguenti:

Per entrambi gli SLU: coefficienti A1, M1 e R3

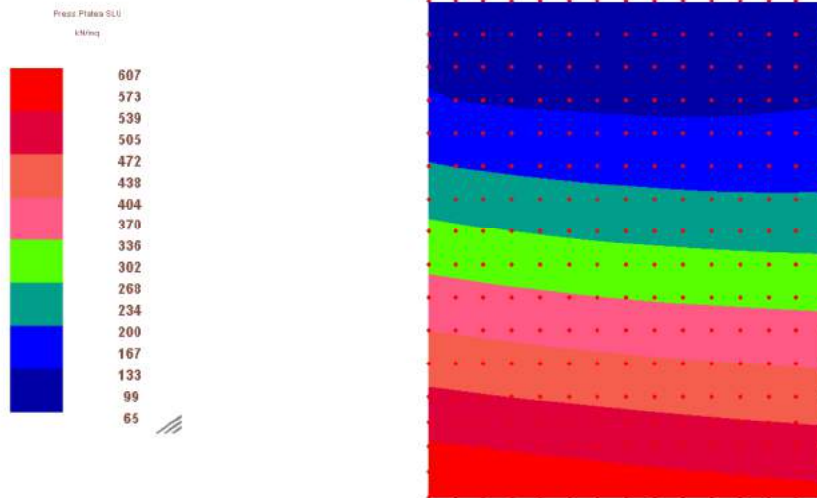
Coefficiente parziale R3 per capacità portante $\gamma_R=2.3$

Viene verificato l'approccio 2 per la condizione sia drenata, con i seguenti parametri geotecnici, relativi ai basalti alterati

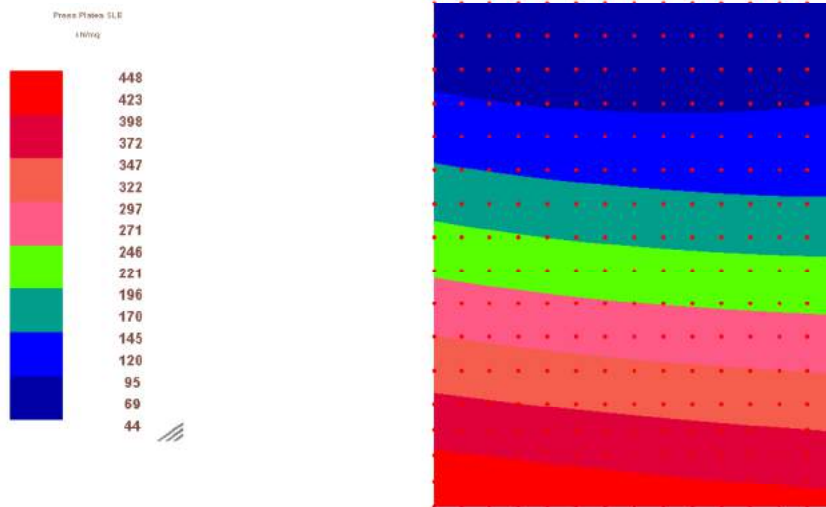
$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$ $\varphi' = \text{angolo di attrito} = 34^\circ$ $c' = 0$

Progetto Esecutivo

Per la spalla SP1 le sollecitazioni, derivanti dall'analisi strutturale, sono di seguito riportate:



Pressione sul suolo SLU



Pressione sul suolo SLE

Resistenza di progetto e verifica allo scorrimento della fondazione

Il valore caratteristico (R_k) della resistenza della fondazione diretta nei confronti del meccanismo di collasso per raggiungimento del carico limite q_{lim} , definito come il *carico verticale* uniformemente ripartito trasmesso dalla fondazione sul suo piano di posa tale da produrre la rottura del terreno (*formazione di un meccanismo di rottura*), è stato determinato mediante l'espressione di Brinch-Hansen (1970), che generalizza quella di Terzaghi per tenere conto di diversi aspetti quali la geometria della fondazione, la distribuzione dei carichi, etc., mediante l'introduzione di opportuni coefficienti correttivi:

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' B_r N_\gamma s_\gamma d_\gamma h_\gamma b_\gamma g_\gamma + c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c + \sigma_v N_q s_q d_q i_q b_q g_q$$

in termini di tensioni efficaci

dove:

B_r = larghezza ridotta della fondazione, per tenere conto dell'eccentricità del carico lungo B;

L_r = lunghezza ridotta della fondazione, per tenere conto dell'eccentricità del carico lungo L;

N_c, N_q, N_γ

fattori di capacità portante;

s_c, s_q, s_γ

fattori di forma della fondazione;

i_q, i_γ, i_γ

fattori di inclinazione del carico;

b_c, b_q, b_γ

fattori di inclinazione della base della fondazione;

d_c, d_q, d_γ

fattori che tengono conto della profondità della base della fondazione;

g_c, g_q, g_γ

fattori di inclinazione del piano campagna.

Nel dettaglio, la verifica di sicurezza nei confronti del meccanismo di collasso per raggiungimento del carico limite viene quindi effettuata confrontando il valore della resistenza limite di progetto ottenuto dal valore caratteristico, $R_d = R_k / \gamma_R = q_{lim} / \gamma_R$, con il valore dell'azione di progetto $F_d = q$ rappresentata dal valore della pressione massima agente sul piano di fondazione, ovvero verificando che risulti $R_k = q_{lim} / q = F_d \geq \gamma_R = 2.3$.

Il valore caratteristico (R_k) della resistenza della fondazione diretta nei confronti del

Progetto Esecutivo

meccanismo di collasso per scorrimento lungo il piano di posa è determinato secondo l'espressione seguente:

$$Rk = S = N \cdot \tan(\varphi') + c' \cdot B \cdot L$$

dove:

B_r ed L_r = larghezza e lunghezza ridotte della fondazione (come precedentemente sopra descritto);

L_r = lunghezza ridotta della fondazione, per tenere conto dell'eccentricità del carico lungo L ;

N = forza totale verticale agente trasmessa dalla fondazione;

φ' = angolo di attrito tra plinto e terreno in corrispondenza del piano di posa;

forza totale verticale agente trasmessa dalla fondazione;

c' = coesione efficace del terreno in corrispondenza del piano di posa.

Nel dettaglio, le verifiche di sicurezza nei confronti del meccanismo di collasso per scorrimento lungo il piano di posa vengono effettuate confrontando il valore della resistenza limite di progetto ottenuto dal valore caratteristico, $R_d = R_k / \gamma_R = S / \gamma_R$, con il valore dell'azione di progetto $F_d = H_d$ rappresentata dalla massima azione trasversale agente lungo il piano di fondazione, ovvero verificando che risulti $R_k = S / H_d = F_d \geq \gamma_R = 1.1$.

Qui di seguito sono presentati i tabulati della verifica.

Progetto Esecutivo

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = Mb/N$)

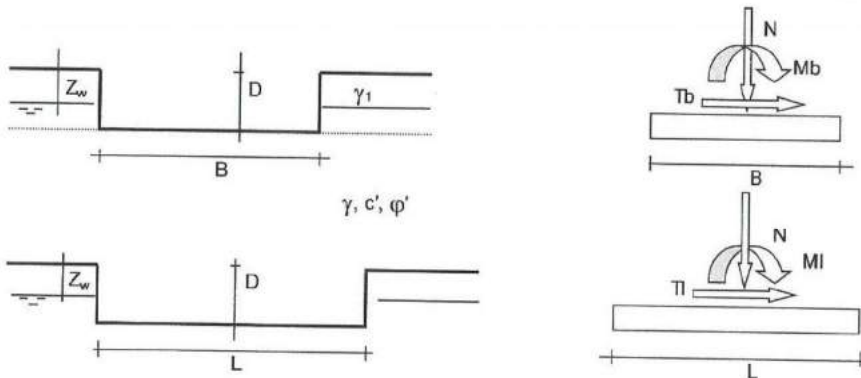
e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = MI/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2 \cdot e_L$)

(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

Metodo di calcolo		coefficienti parziali						
		azioni		proprietà del terreno		resistenze		
		permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	c'	q_{lim}	scorr	
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00
	A2+M2+R2	○	1,00	1,30	1,25	1,25	1,80	1,00
	SISMA	○	1,00	1,00	1,25	1,25	1,80	1,00
	A1+M1+R3	○	1,30	1,50	1,00	1,00	2,30	1,10
	SISMA	○	1,00	1,00	1,00	1,00	2,30	1,10
Tensioni Ammissibili	○	1,00	1,00	1,00	1,00	3,00	3,00	
Definiti dal Progettista	●	1,00	1,00	1,00	1,00	2,30	1,10	



(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

B = 5,50 (m)
L = 6,90 (m)
D = 3,20 (m)



Progetto Esecutivo

Peso unità di volume del terreno

$$\begin{aligned}\gamma_i &= 19,00 \quad (\text{kN/mc}) \\ \gamma &= 19,00 \quad (\text{kN/mc})\end{aligned}$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$\begin{aligned}c' &= 0,00 \quad (\text{kN/mq}) \\ \varphi' &= 34,00 \quad (^\circ)\end{aligned}$$

Valori di progetto

$$\begin{aligned}c' &= 0,00 \quad (\text{kN/mq}) \\ \varphi' &= 34,00 \quad (^\circ)\end{aligned}$$

Profondità della falda

$$Z_w = 0,00 \quad (\text{m})$$

$$e_B = 0,08 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 1,48 \quad (\text{m})$$

$$B^* = 5,34 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 3,95 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 28,80 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 9,00 \quad (\text{kN/mc})$$

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

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

$$N_q = 29,44$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$$

$$N_c = 42,16$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_\gamma = 41,06$$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$$s_c = 1 + B \cdot N_q / (L \cdot N_c)$$

$$s_c = 1,52$$

$$s_q = 1 + B \cdot \tan \varphi' / L^*$$

$$s_q = 1,50$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \cdot B^* / L^*$$

$$s_\gamma = 0,70$$

Progetto Esecutivo

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1,57 \quad \theta = \arctg(T_b/\Pi) = 2,03 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1,43 \quad m = 1,43 \quad (-)$$

$$i_q = (1 - H/(N + B^* L^* c' \cotg\varphi))^m \quad (m=2 \text{ nel caso di fondazione nastriforme e } m=(m_b \sin^2\theta + m_l \cos^2\theta) \text{ in tutti gli altri casi)}$$

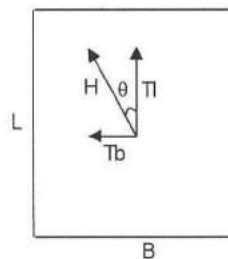
$$i_q = 0,82$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q)/(Nq - 1)$$

$$i_c = 0,82$$

$$i_\gamma = (1 - H/(N + B^* L^* c' \cotg\varphi))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 0,72$$



d_c, d_q, d_γ : fattori di profondità del piano di appoggio

$$\text{per } D/B^* \leq 1; d_q = 1 + 2 D \tan\varphi' (1 - \sin\varphi)^2 / B^*$$

$$\text{per } D/B^* > 1; d_q = 1 + (2 \tan\varphi' (1 - \sin\varphi)^2) * \arctan(D / B^*)$$

$$d_q = 1,21$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan\varphi)$$

$$d_c = 1,22$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1,00$$

b_c, b_q, b_γ : fattori di inclinazione base della fondazione

$$b_q = (1 - \beta_f \tan\varphi)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0,00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1,00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan\varphi)$$

$$b_c = 1,00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1,00$$

Progetto Esecutivo

g_c , g_q , g_γ : fattori di inclinazione piano di campagna

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \qquad \beta_f + \beta_p = 0,00 \qquad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1,00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan\varphi')$$

$$g_c = 1,00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1,00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 1634,93 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B \cdot L^*$$

$$q = 607 \text{ kN/mq}$$

Verifica di sicurezza capacità portante:

$$q_{lim}/\gamma_R = 710,84 > q = 607 \text{ (kN/mq)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 1186,74 \quad (\text{kN})$$

Azione Resistente

$$S_d = N \tan(\varphi') + c' \cdot B \cdot L^*$$

$$S_d = 6237,18 \quad (\text{kN})$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 5670,16 \geq H_d = 1186,74 \quad (\text{kN})$$

9.PUNTO 10 NTC 2018

9.1 INFORMAZIONI GENERALI SULL'ELABORAZIONE

Per la redazione della relazione geotecnica sono stati utilizzati vari fogli di calcolo in excel redatti dal sottoscritto per il calcolo di semplici formule geotecniche riguardanti verifiche di portanza, il calcolo di cedimenti.

Alcuni dimensionamenti sono stati effettuati con l'ausilio di grafici.

L'origine delle formule e dei grafici utilizzati viene riportato per ciascun richiamo inserito in relazione.

9.1.1 *Valutazione dei risultati e giudizio motivato sulla loro accettabilità*

I programmi di calcolo utilizzati sono idonei a riprodurre nel modello matematico il comportamento del pendio. Le funzioni di controllo disponibili, innanzitutto quelle grafiche, consentono di verificare la riproduzione della situazione stratigrafica ed accertare la corrispondenza del modello con la geometria strutturale e con le condizioni di carico ipotizzate. Si evidenzia che il modello viene generato direttamente con input grafico riproducendone così fedelmente le proporzioni geometriche. In ogni caso sono stati effettuati alcuni controlli dimensionali con gli strumenti software a disposizione dell'utente. Tutte le proprietà di rilevanza strutturale (materiali, sezioni, carichi, sconnessioni, etc.) sono state controllate attraverso le funzioni di indagine specificatamente previste.

Sono state sfruttate le funzioni di autodiagnostica presenti nel software che hanno accertato che non sussistono difetti formali di impostazione.

Il dimensionamento e le verifiche di sicurezza hanno determinato risultati che sono in linea con casi di comprovata validità, confortati anche dalla propria esperienza.