

INTERVENTI DI MIGLIORAMENTO DELLA DIGA DROVE DI CEPPARELLO



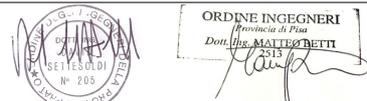
PROGETTO DEFINITIVO

Tavola	Nome Elaborato:	Scala:
ET08	RELAZIONE GEOTECNICA SULLE STRUTTURE	-
		Data:
		18/04/2019

Settore:	
 INGEGNERIE TOSCANE	Sede Firenze Via de Sanctis, 49 Cod. Fiscale e P.I. 06111950488
	<small>Organizzazione dotata di Sistema di Gestione Integrato certificato in conformità alla normativa ISO9001 - ISO14001 - OHSAS18001 - SA8000</small>

PROGETTAZIONE :	COLLABORATORI :
PROGETTISTA - PROJECT MANAGER : <i>ING MARIO CHIARUGI</i>	<i>DOTT. GEOL. CARLO FERRI</i>
	<i>DOTT. GEOL. ALESSANDRO AGNELLI</i>
GEOLOGO: <i>DOTT. GEOL. NICOLA CEMPINI</i>	<i>PER. AGR. DAVIDE MORETTI</i>
ESPROPRI: <i>GEOM. ANDREA PATRIARCHI</i>	<i>GEOM. ANDREA BERNARDINI</i>

CONSULENTI TECNICI :	COMMESSA I.T. :
 WEST Systems PROGETTISTA OPERE IDRAULICHE E STRUTTURALI : <i>ING. DAVID SETTESOLDI</i>	<i>INGT-TPLPD-ACQAC159</i>

	RESPONSABILE COMMITTENTE :
	<i>GEOM. ALESSANDRO PIOLI</i>

DIRETTORE TECNICO INGEGNERIE TOSCANE :	RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO :
<i>ING. MARIO CHIARUGI</i>	 <i>ING. ROBERTO CECCHINI</i>

Rev.	Data	Descrizione / Motivo della revisione	Redatto	Controllato / Approvato
01	18 / 04 / 2019	Prima Emissione	Pinelli/Remorini	Settesoldi

INDICE

1	PREMESSA	2
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	3
3	INDAGINI GEOGNOSTICHE	4
4	RIEPILOGO PARAMETRI GEOTECNICI.....	8
5	PERICOLOSITÀ SISMICA	9
5.1	RISPOSTA SISMICA LOCALE	9
5.1.1	<i>SPETTRI DI RISPOSTA IN ACCELERAZIONE E ACCELEROGRAMMI</i>	<i>9</i>
6	VERIFICHE GEOTECNICHE PARATIE.....	13
7	VERIFICHE GEOTECNICHE TIRANTI	15
9	VERIFICHE GEOTECNICHE FONDAZIONI SUPERFICIALI	18
10	VERIFICHE GEOTECNICHE FONDAZIONI SU PALI	20
11	VERIFICHE DEGLI STATI ULTIMI IDRAULICI.....	25
12	STIMA DEI CEDIMENTI DELLE FONDAZIONI SUPERFICIALI	26
13	STIMA DEI CEDIMENTI DELLE FONDAZIONI PROFONDE SU PALI	27

1 PREMESSA

La presente relazione geotecnica sulle strutture è parte integrante del progetto definitivo degli interventi di miglioramento della diga di Cepparello ubicata nel Comune di Poggibonsi (Prov. SI).

La relazione è redatta in conformità delle normative e raccomandazioni di riferimento elencate al successivo paragrafo.

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La normativa di riferimento è la seguente:

- **Legge n. 1086 del 05/11/1971**
Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- **Legge n. 64 del 02/02/1974**
Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- **Circolare Ministeriale n. 11951 del 14/02/1974**
Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica. Istruzioni per l'applicazione.
- **D.M. LL.PP. del 11/03/1988**
Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
- **Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 (D.M. 14 Gennaio 2008)**
- **Circolare 617 del 02/02/2009**
Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008.
- **Norme Tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (D.M. 26 Giugno 2014)**
- **Norme tecniche per le costruzioni (D.M. 17 Gennaio 2018)**
- **Istruzioni MIT DG Dighe Luglio 2018**
Istruzioni per l'applicazione della normativa tecnica di cui al D.M. 26 Giugno 2014 e al D.M. 17 Gennaio 2018 in merito alle verifiche sismiche delle grandi dighe, degli scarichi e delle opere accessorie.
- **Procedura MIT DG Dighe Marzo 2019**
Procedura per la rivalutazione sismica delle grandi dighe, degli scarichi e delle opere accessorie.
- **Circolare n. 7 del 21/01/2019**
Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 17 gennaio 2018.

3 INDAGINI GEOGNOSTICHE

Il modello geotecnico del corpo diga e dei terreni del substrato è ricostruito utilizzando i risultati delle campagne geognostiche condotte negli anni 2005/2006 e 2016. Nella relazione geologica allegata al progetto (elaborato ET.05) sono riportati gli esiti delle indagini geognostiche svolte.

Nella Figura 3-1 è rappresentata l'ubicazione delle indagine eseguite con le campagne geognostiche condotte negli anni 2005/2006 e 2016.

Nel mese di luglio 2005 sono stati eseguiti n. 2 carotaggi continui con aste e carotiere, di cui uno (sondaggio S1) esteso fino alla profondità di -30.0 m dal coronamento della diga (quota di 189.7 m s.l.m.) e uno (sondaggio S2) esteso fino alla profondità di -15.0 m dalla banca intermedia del paramento di valle (quota di 178.7 m s.l.m.).

Il materiale carotato è stato sistemato in apposite cassette catalogatrici e sottoposto a prove di caratterizzazione geotecnica in situ mediante penetrometro tascabile e scissometro.

Nel mese di ottobre 2006 sono stati eseguiti n. 2 carotaggi continui a rotazione ubicati entrambi sul coronamento della diga ed estesi fino alla profondità di -27.0 m dal p.c..

Dal sondaggio S1 sono stati prelevati n. 7 campioni, di cui n. 2 indisturbati (S1C1 e S1C2), contenuti in fustella metallica tipo *Shelby*, e n. 5 semi-disturbati (S1Cr3; S1Cr4; S1Cr5; S1Cr6; S1Cr7), mentre dal sondaggio S2 sono stati prelevati n. 2 campioni, uno indisturbato (S2C2) e uno semi-disturbato (S2Cr2).

Nella Tabella 4-1 è riportata la sintesi delle analisi eseguite sui campioni prelevati dai suddetti sondaggi.

All'interno del sondaggio S1 è stata eseguita una prova penetrometrica in foro (*Standard Penetration Test*) estesa fino a profondità comprese tra -3.0 m e -21.45 m dal p.c., finalizzata a verificare il grado di consistenza degli orizzonti litologicamente significativi ma non campionabili.

I fori dei sondaggi S1 e S2 sono stati attrezzati con piezometri, in particolare il piezometro S2 è stato provvisto di piezometro di Casagrande.

Sondaggio campione	Profondità prelievo [mda p.c.]	Analisi granulometrica ¹	Peso di volume	Limiti Atterberg ²	Limite ritiro	Prova edometrica ³	Prova triassiale CU	Prova di taglio CD ⁴	Prova di compressione uniassiale ⁵	Point load test ⁶
S1C1	-3.00/-3.50	•	•	•	•	•	•			
S1C2	-6.00/-6.50	•	•	•	•	•	•			
S1Cr3	-9.70/-10.2	•	•	•	•	•		•		
S1Cr4	-14.0/-15.0	•	•	•	•	•		•		
S1Cr5	-15.0/-15.3	•	•	•	•	•		•		
S1Cr6	-25.7/-26.0		•							•
S1Cr7	-26.0/-26.2		•						•	
S2C1	-12.0/-12.5	•	•	•	•	•	•			
S2Cr2	-20.4/-20.6	•	•	•	•	•		•		

Tabella 3-1 – Sintesi analisi di laboratorio eseguite sui campioni prelevati dai sondaggi S1 e S2 ottobre 2006.

¹ Per setacciatura (via umida) e per sedimentazione (metodo densimetro)

² Limite liquido WL e limite plastico Wp

³ Prova a gradini di carico costante con determinazione dei coeff. di consolidazione Cv e permeabilità k

⁴ Prova di taglio consolidato drenato

⁵ Determinazione di σ a rottura

⁶ Resistenza a compressione uni assiale esercitata con carico puntuale

Nel corso dell'indagine geognostica condotta tra febbraio e marzo 2016 sono stati eseguiti n. 5 carotaggi continui, di cui n. 3 sul coronamento (sondaggi: S3; S4; S5) e n. 2 (sondaggi: S6; S7) sulla banca intermedia del paramento di valle.

In totale sono stati prelevati n. 34 campioni, di cui n. 32 indisturbati contenuti in fustella metallica tipo *Shelby* e n. 2 disturbati contenuti in busta di cellophane sigillata.

Nella Tabella 3-2, nella Tabella 3-3, nella Tabella 3-4, nella Tabella 3-5 e nella Tabella 3-6 sono riportate la sintesi delle analisi eseguite sui campioni prelevati rispettivamente dai sondaggi S3, S4, S5, S6 e S7.

Sondaggio campione	Profondità prelievo [mdap.c.]	Analisi granulometrica ¹	Peso di volume	Limiti Atterberg ²	Prova E.L.L.	Prova triassiale UU	Prova triassiale CU	Prova di taglio CD ⁴
S316C1	-1.50/-1.80	•	•	•		•		•
S316C3	-4.20/-4.70	•	•	•			•	
S316C4	-5.40/-5.85	•	•	•		•		•
S316C5	-7.15/7.65	•	•	•			•	
S316C6	-9.00/-9.50	•	•	•			•	
S316C7	-10.7/-11.2	•	•	•				
S316C8	-12.5/-13.0	•	•	•	•		•	
S316C9	-14.5/-14.8	•	•	•		•		
S316C10R	17.2/-17.7	•	•	•		•		•
S316C11R	-22.0/-22.5	•	•	•		•		•

Tabella 3-2 – Sintesi prove campioni sondaggio S3 febbraio-marzo 2016.

Sondaggio campione	Profondità prelievo [mdap.c.]	Analisi granulometrica ¹	Peso di volume	Limiti Atterberg ²	Prova E.L.L.	Prova triassiale UU	Prova triassiale CU	Prova di taglio CD ⁴
S416C1	-1.70/-2.00	•	•	•		•		•
S416C2	-3.00/-3.30	•	•	•			•	
S416C3	-4.10/-4.65	•	•	•		•		•
S416C4	-6.00/-6.50	•	•	•	•		•	
S416C5	-7.60/-8.10	•	•	•	•		•	
S416C6	-9.00/-9.50	•	•	•				•
S416C7	-11.85/-12.25	•	•	•		•		•
S416C8	-14.0/-15.0	•	•	•		•		•
S416C9	-16.0/-16.50	•	•	•		•		•

Tabella 3-3 – Sintesi prove campioni sondaggio S4 febbraio-marzo 2016.

Sondaggio campione	Profondità prelievo [mdap.c.]	Analisi granulometrica ¹	Peso di volume	Limiti Atterberg ²	Prova E.L.L.	Prova triassiale UU	Prova triassiale CU	Prova di taglio CD ⁴
S516C1	-1.50/-1.80	•	•	•		•		
S516C2	-3.30/-3.30	•	•	•			•	
S516C3	-7.40/-7.90	•	•	•			•	
S516C4	-9.00/-9.50	•	•	•	•		•	
S516C5	-12.0/-12.5	•	•	•				
S516C6	-13.1/-13.5	•	•	•		•		•
S516C7	-14.5/-15.0	•	•	•				

Tabella 3-4 – Sintesi prove campioni sondaggio S5 febbraio-marzo 2016.

Sondaggio campione	Profondità prelievo [mda p.c.]	Analisi granulometrica ¹	Peso di volume	Limiti Atterberg ²	Prova E.L.L.	Prova triassiale UU	Prova triassiale CU	Prova di taglio CD ⁴
S616C1	-1.10/-1.50	•	•	•		•		
S616C2	-3.20/-3.60	•	•	•				•
S616C3	-5.00/-5.40	•	•	•		•		

Tabella 3-5 – Sintesi prove campioni sondaggio S6 febbraio-marzo 2016.

Sondaggio campione	Profondità prelievo [mda p.c.]	Analisi granulometrica ¹	Peso di volume	Limiti Atterberg ²	Prova E.L.L.	Prova triassiale UU	Prova triassiale CU	Prova di taglio CD ⁴
S716C1	-1.50/-1.80	•	•	•				
S716C3	-2.80/-3.00	•	•	•	•			
S716C4	-3.00/-3.40	•	•	•	•	•		•
S716C5	-4.10/-4.60	•	•	•				
S716C6	-5.00/-5.35	•	•	•	•	•	•	•

Tabella 3-6 – Sintesi prove campioni sondaggio S7 febbraio-marzo 2016.

Nel sondaggio S3, spinto fino alla profondità di -36.5 m dal p.c., sono state eseguite prove penetrometriche in foro (*Standard Penetration Test*) e prove *Lefranc* a carico variabile in abbassamento e/o a carico costante (-5.5/-6.0 m; -10.5/-11.5 m; -14.5/-14.8 m; -17.8/-18.5 m; -21.0/-21.6 m).

Al termine della perforazione il foro di sondaggio è stato attrezzato con due piezometri di Casagrande a doppio tubo, con profondità di messa in opera dei filtri a -27.3 m e -18,1 m dal p.c..

Nel sondaggio S4, spinto fino alla profondità di -25.7 m dal p.c., sono state eseguite prove penetrometriche in foro (*Standard Penetration Test*) e prove *Lefranc* a carico variabile in abbassamento e/o a carico costante (-6.0/-6.6 m; -10.5/-11.0 m; -14.5/-15.0 m; -17.5/-18.0 m; -20.55/-21.1 m).

Al termine della perforazione il foro di sondaggio è stato attrezzato con due piezometri di Casagrande a doppio tubo, con profondità di messa in opera dei filtri a -23.7 m e -19.6 m dal p.c..

Nel sondaggio S5, spinto fino alla profondità di -24.0 m dal p.c., sono state eseguite prove penetrometriche in foro (*Standard Penetration Test*) e prove *Lefranc* a carico variabile in abbassamento e/o a carico costante (-6.0/-6.5 m; -10.5/-11.0 m; -13.0/-13.5 m; -17.5/-18.0 m).

Al termine della perforazione il foro di sondaggio è stato attrezzato con due piezometri di Casagrande a doppio tubo, con profondità di messa in opera dei filtri a -21.6 m e -18.2 m dal p.c..

Il foro del sondaggio S6, spinto fino alla profondità di -12.0 m dal p.c., è stato attrezzati con due piezometri di Casagrande a doppio tubo, con profondità di messa in opera dei filtri a -9.3 m e -6.7 m dal p.c..

Il foro del sondaggio S7, spinto fino alla profondità di -5.4 m dal p.c., è stato riempito con malta cementizia

Per quanto concerne le indagini geognostiche indirette sono state eseguite le seguenti analisi nel 2006:

- n.1 indagine mediante sismica *down-hole* con onde P e SH all'interno del foro di sondaggio S1 (coronamento diga);
- n.1 indagine mediante sismica a rifrazione con onde P nella porzione posta a monte della strada di accesso al corpo diga, mediante l'esecuzione n. 5 profili di sismica a rifrazione superficiale (di lunghezza pari a 46 m ciascuno) con una spaziatura di 2 m, per un totale di 230 m di stendi menti.

Infine, nel 2016 è stata eseguita un'indagine geoelettrica tridimensionale in due fasi del corpo diga:

- tomografia geoelettrica in 3D sull'intero rilevato (metodo *cross-cable*);
- tomografia geoelettrica in 2D sulla linea del coronamento.

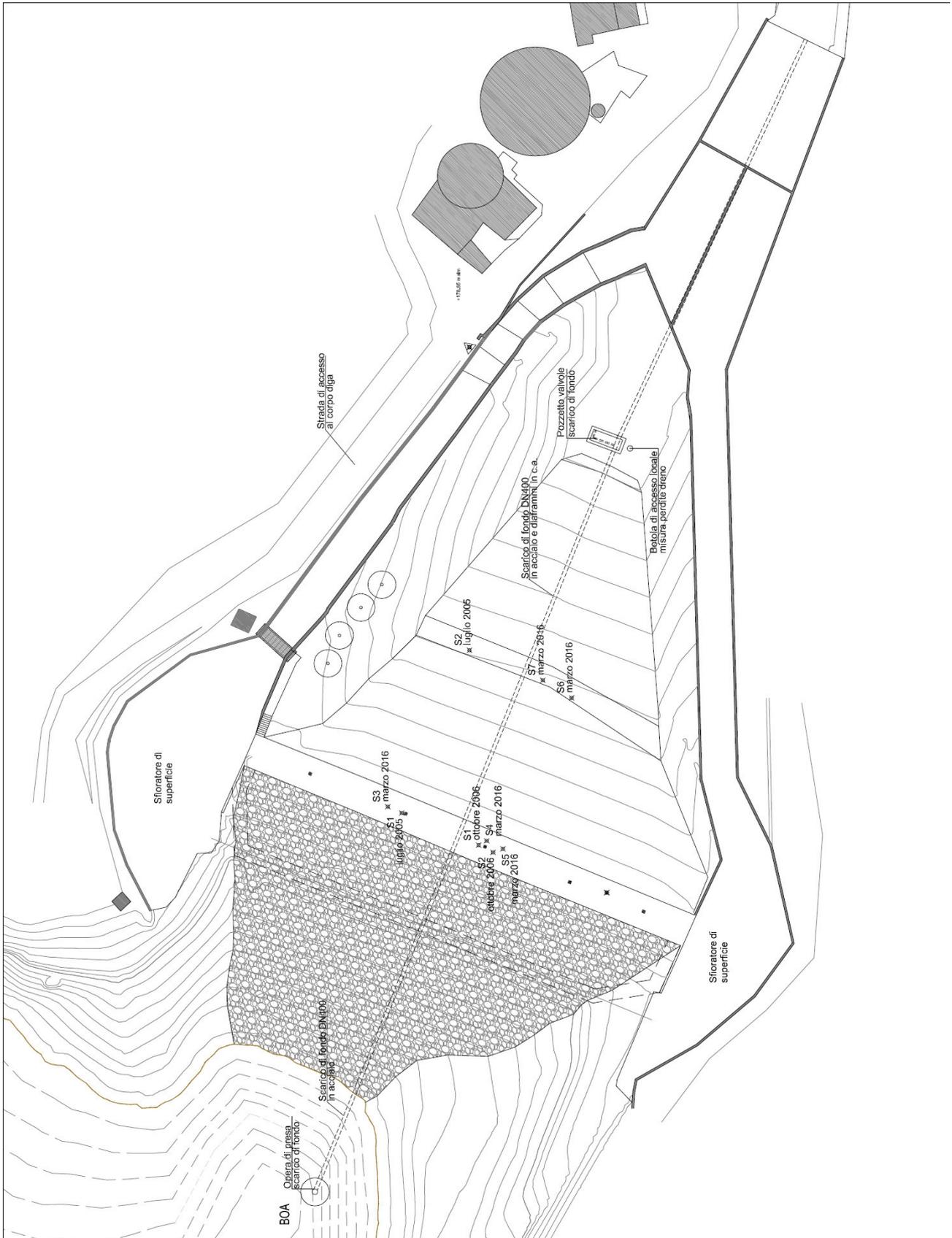


Figura 3-1 – Planimetria dei sondaggi delle campagne geognostiche condotte negli anni 2005/2006 e 2016.

4 RIEPILOGO PARAMETRI GEOTECNICI

La caratterizzazione parametrica dei materiali delle singole sub-unità è basata sulle risultanze delle indagini geognostiche in sito e di laboratorio appositamente eseguite per l'intervento in oggetto.

I parametri dei materiali adottati nel corso della presente progettazione definitiva sono rappresentati dai valori medi (V_m), avendo assunto che i parametri caratteristici (V_k) siano prossimi ai parametri nominali medi ($V_m \approx V_k$) per ciascuna sub-unità geotecnica individuata.

I parametri dei terreni utilizzati per il rinfianco dei paramenti del corpo diga sono stimati a partire da quelli della sub-unità 1a applicando una riduzione cautelativa dei valori.

Al momento della redazione del presente progetto definitivo sono in corso le analisi di laboratorio per la caratterizzazione dei campioni di materiale prelevati all'interno del bacino della diga nel mese di febbraio 2019 e, pertanto, non è possibile stabilire se l'ipotesi adottata sia accettabile o meno.

Dal punto di vista geotecnico lo sbarramento della diga nello stato di progetto è suddiviso nelle seguenti sub-unità:

- sub-unità 1a: corpo diga, costituita da limi argillosi e argille limose, debolmente sabbiose o sabbiose, con diffusi clasti di ghiaia fine;
- sub-unità 1b: corpo diga, costituita da ghiaia eterometrica in matrice limoso-argillosa con sabbia;
- sub-unità 2: basamento del corpo diga caratterizzato dalla presenza di siltiti scure alternate a Pietraforte;
- sub-unità 3 – terreno di rinfianco.

I parametri geotecnici caratteristici dei materiali utilizzati sono riassunti nella Tabella 4-1.

Parametri geotecnici	Unità di misura	Sub-unità 1a Corpo diga	Sub-unità 1b Corpo diga	Sub-unità 2 Fondazione	Sub-unità 3 Rinfianco
Peso di volume	kg/m ³	2025	2063	2400	2000
Peso di volume saturo	kg/m ³	2069	2115	2450	2100
ϕ'	°	26.4	29.9	35.9	28.0
c'	kPa	12.4	3.4	2320	10.0
c_u	kPa	67.3	70.2	50'000	65
k	m/s	1.10E-05	1.46E-04	1.00E-07	1.10E-05

Tabella 4-1 – Parametri geotecnici caratteristici.

5 PERICOLOSITÀ SISMICA

I parametri sismici del sito sono calcolati in base a quanto prescritto dal D.M. del 26 Giugno 2014 relativamente agli interventi eseguiti su dighe esistenti come indicato nel cap. H.3.4.1.

Per la definizione della azioni sismiche, l'invaso di Cepparello è considerato come una **diga strategica**.

La **vita nominale** V_N è assunta pari a **50 anni** e il coefficiente d'uso C_U pari a 2, di conseguenza la **vita di riferimento** V_R è pari a **100 anni** in coerenza con le tabelle H.1 e H.2 del succitato Decreto.

I parametri sismici di base a_g , F_0 e T_c^* , riportati nella Tabella 5-1, sono ricavati per le seguenti coordinate:

- Longitudine FI: 43.489594 (WGS84) 43.490559 (ED50)
- Latitudine LA: 11.190582 (WGS84) 11.191562 (ED50)

Stato limite	P_{vr} [%]	T_r [anni]	a_g [g]	a_g [m/s ²]	F_0	T_c^* [s]
SLO	81	60	0.06	0.585	2.555	0.259
SLD	63	101	0.074	0.722	2.535	0.266
SLV	10	949	0.164	1.604	2.518	0.286
SLC	5	1950	0.201	1.972	2.534	0.292
		475	0.131	1.280	2.510	0.281

Tabella 5-1 – Parametri sismici di base SLO, SLD, SLV e SLC.

Coerentemente a quanto indicato nel cap. C.7.7.1, per il sito in esame non è necessario effettuare uno studio sismotettonico da cui far derivare l'azione sismica di progetto, essendo l'accelerazione orizzontale massima a_g per $T_r = 475$ anni inferiore a 0.15 g.

5.1 RISPOSTA SISMICA LOCALE

Al fine di aumentare il grado di accuratezza nella previsione dei fenomeni di amplificazione, le azioni sismiche considerate nella presente progettazione sono determinate mediante un'analisi di risposta sismica locale.

Come riportato nell'elaborato ET.05, la risposta sismica locale ha permesso di definire le modifiche che il segnale sismico subisce, a causa delle caratteristiche topografiche e stratigrafiche del sito in oggetto, rispetto a quello di un sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale.

Si ricorda che la definizione degli input sismici relativi agli stati limite SLD, SLV e SLC sono ottenuti mediante il codice di calcolo SCALCONA 3.0 (Regione Toscana), mentre per lo stato limite SLO è utilizzato il codice di calcolo REXEL (Iervolino et al., 2010). Entrambi i codici consentono la ricerca di combinazioni di accelerogrammi naturali compatibili con gli spettri delle NTC 2018.

Si ricorda, inoltre, che il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima β_s attesa al sito è assunto pari a **1**.

5.1.1 SPETTRI DI RISPOSTA IN ACCELERAZIONE E ACCELEROGRAMMI

Nelle figure seguenti sono riportati i confronti tra lo spettro di risposta in accelerazione derivante dalla media degli spettri ottenuti dai n. 7 accelerogrammi utilizzati come input e gli spettri di normativa per le categorie di sottosuolo A e B, nonché lo spettro di risposta ottenuto dall'analisi di risposta sismica locale normalizzato.

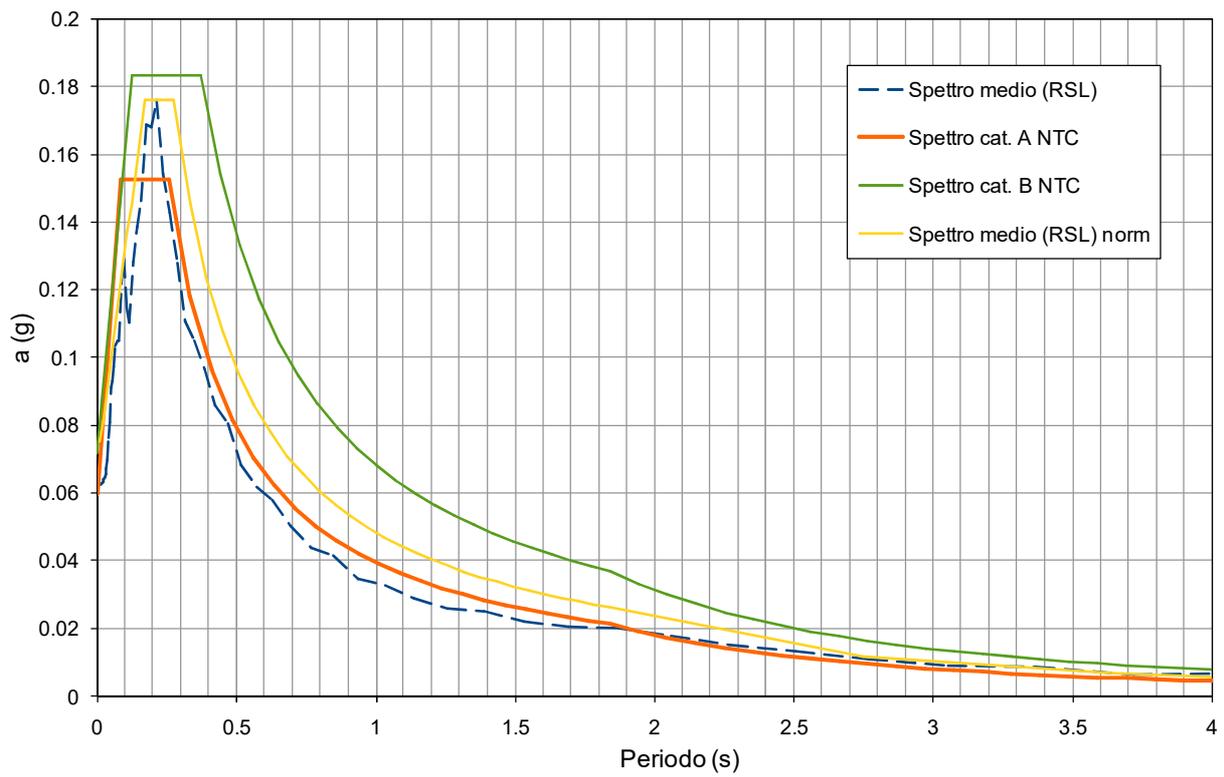


Figura 5-1 – Spettri di risposta in accelerazione SLO (Tr = 1950 anni).

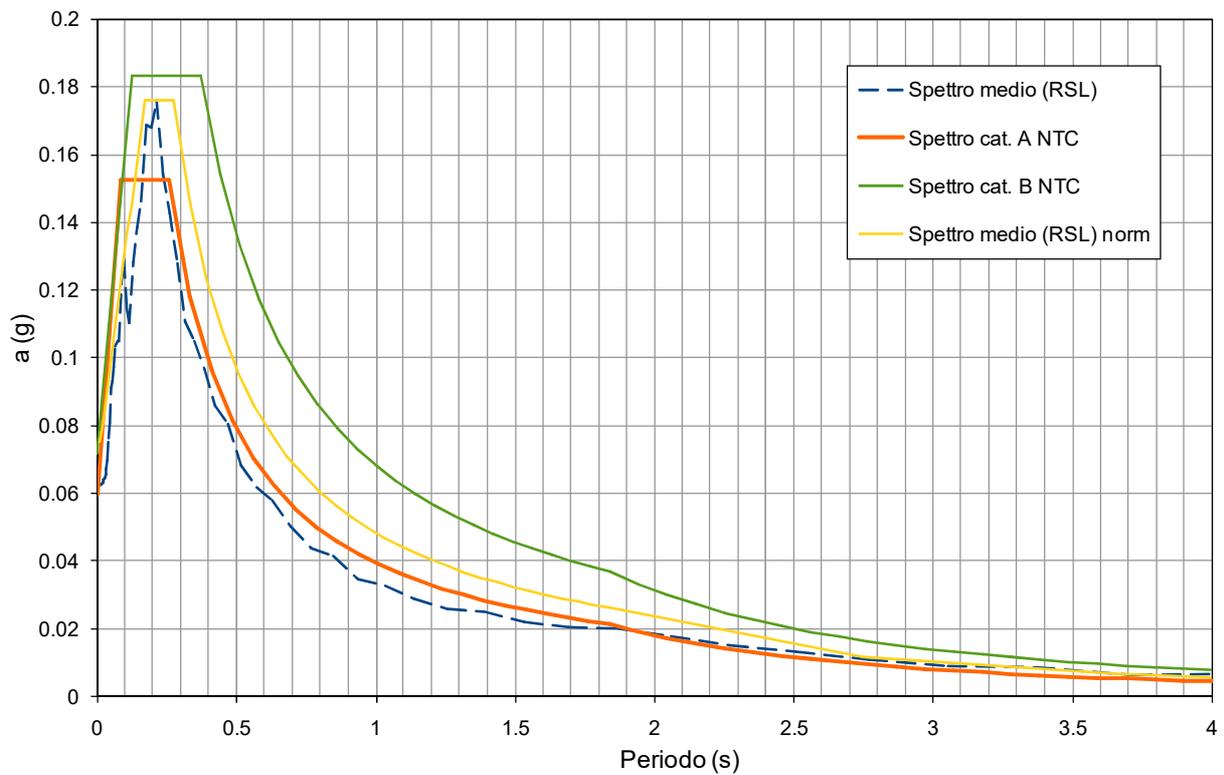


Figura 5-2 – Spettri di risposta in accelerazione SLD (Tr = 1950 anni).

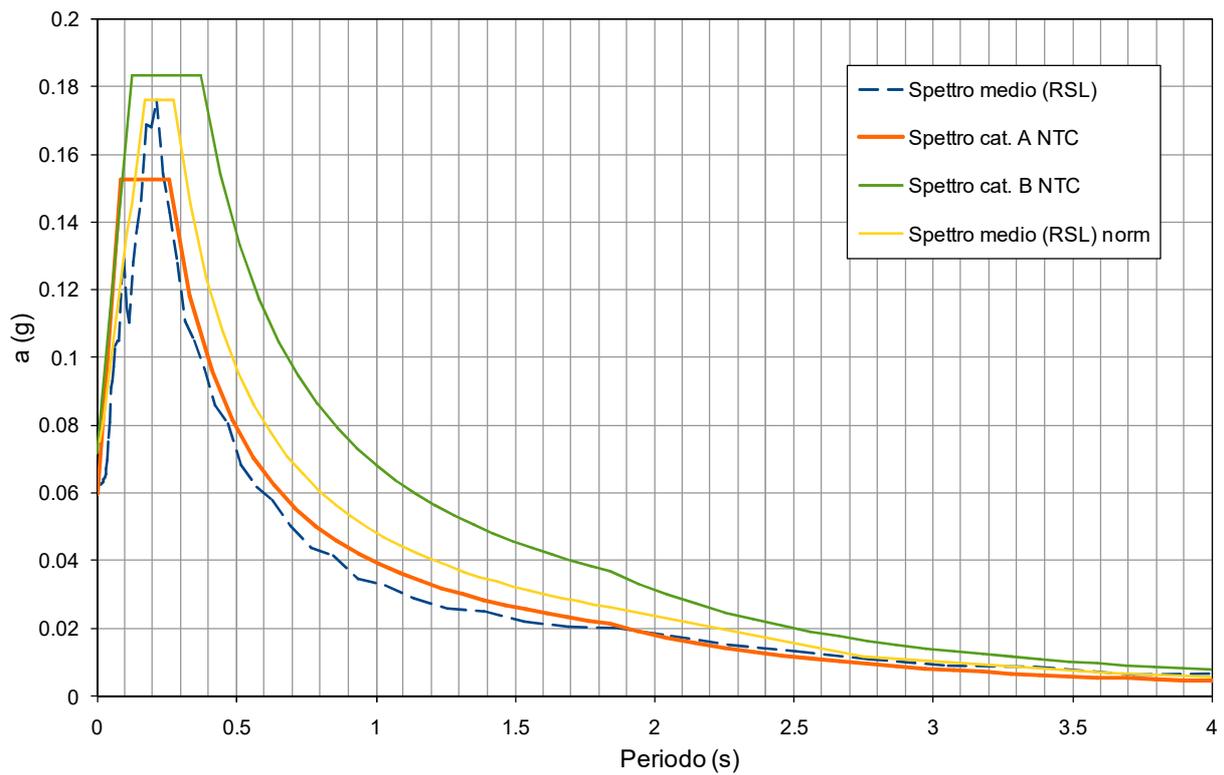


Figura 5-3 – Spettri di risposta in accelerazione SLV ($T_r = 1950$ anni).

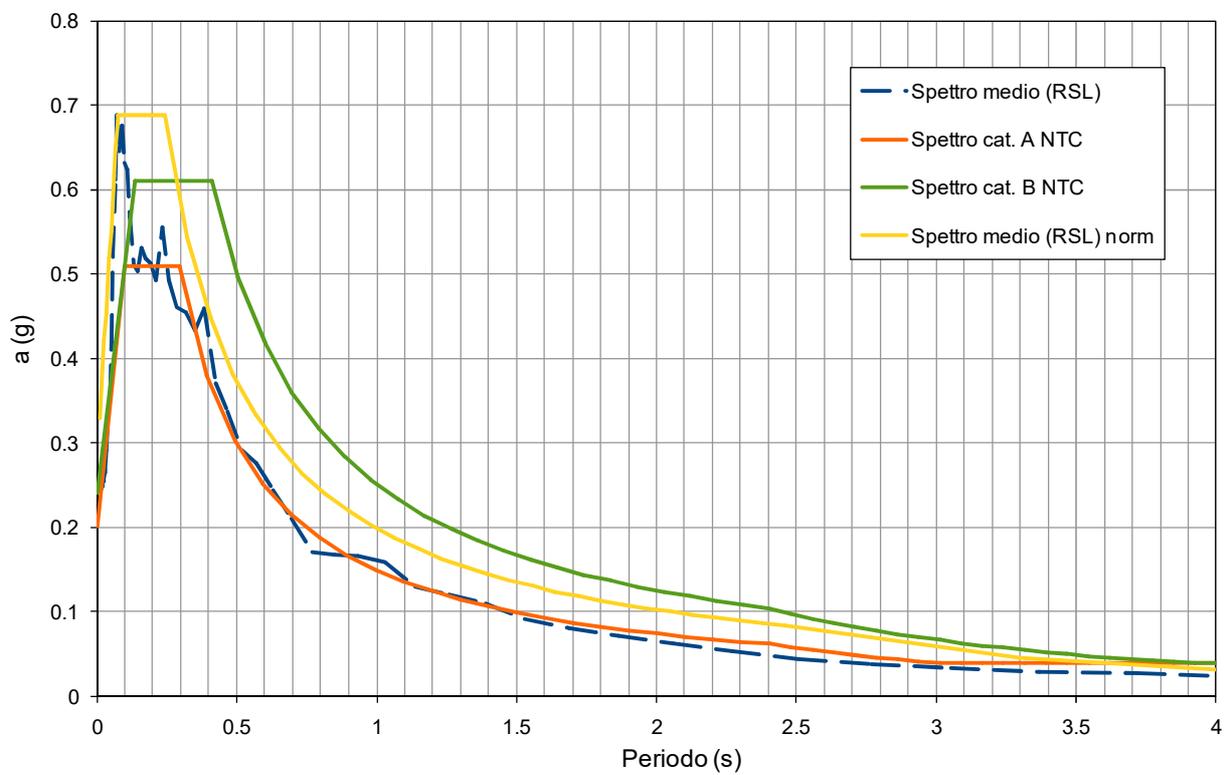


Figura 5-4 – Spettri di risposta in accelerazione SLC ($T_r = 1950$ anni).

Nella Tabella 5-2 sono riportati per ciascuno stato limite i principali parametri dello spettro di risposta normalizzato: il coefficiente amplificativo S che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche; il periodo T_B corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante; il periodo T_C corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro.

Stato limite	S	T_b [s]	T_c [s]
SLO	1.148	0.172	0.275
SLD	1.108	0.105	0.300
SLV	1.100	0.105	0.317
SLC	1.350	0.071	0.293

Tabella 5-2 – Parametri dello spettro di risposta normalizzato ottenuto dalla risposta sismica locale.

Per ogni stato limite, la risposta sismica locale ha permesso la ricostruzione di n. 7 accelerogrammi rappresentativi della sismicità del sito.

Gli accelerogrammi forniti descrivono la sola componente orizzontale dell'azione sismica come indicato al punto 3.2.3.1 delle N.T.C.

6 VERIFICHE GEOTECNICHE PARATIE

Per le verifiche delle paratie devono essere effettuate le verifiche con riferimento ai seguenti stati limite ultimi:

SLU di tipo geotecnico (GEO) e di tipo idraulico (UPL e HYD):

- Collasso per rotazione intorno ad un punto dell'opera;
- Collasso per carico limite verticale;
- Instabilità globale dell'insieme terreno-opera.

SLU di tipo strutturale (STR):

- Raggiungimento della resistenza strutturale della paratia;

Tali verifiche sono eseguite secondo le seguenti fasi:

- Calcolo profondità di infissione pali e tiranti
- Calcolo della spinta del terreno
- Verifica a ribaltamento
- Verifica a scorrimento
- Verifica della stabilità globale
- Calcolo delle sollecitazioni dei pali e dei tiranti, progetto delle armature e relative verifiche dei materiali

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata secondo:

- **Approccio 1:**
 - **Combinazione 2: (A2+M2+R2)**

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate considerando le seguenti combinazioni di coefficienti:

- **Combinazione 1: (A1+M1+R3)**

Carichi	Effetto	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali (1)	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

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

Come indicato al punto 7.11.1 delle NTC in condizioni sismiche "le verifiche agli stati limite ultimi devono essere effettuate ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni.

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,00	1,40
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,00	1,00

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

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1,15$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,4$

Tabella 6.5.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di opere di sostegno.

Verifica	Coefficiente parziale (R2)
Stabilità globale	$\gamma_R = 1,0$

Tabella 6.8.I - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo.

7 VERIFICHE GEOTECNICHE TIRANTI

Per le verifiche dei tiranti devono essere effettuate le verifiche con riferimento allo stato limite ultimo relativo allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali dei tiranti di ancoraggio. Per il dimensionamento geotecnico deve essere rispettato lo stato limite di sfilamento della fondazione dell'ancoraggio.

Le verifiche devono essere effettuate considerando la seguente combinazione di coefficienti:

- (A1+M1+R3)

Carichi	Effetto	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali (1)	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

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

Come indicato al punto 7.11.1 delle NTC 2008 in condizioni sismiche “le verifiche agli stati limite ultimi devono essere effettuate ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni.

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,00	1,40
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,00	1,00

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

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Temporanei	$\gamma_{Ra,t} = 1,1$
Permanenti	$\gamma_{Ra,p} = 1,2$

Tabella 6.6.I - Coefficienti parziali per la resistenza di ancoraggi

Il valore caratteristico della resistenza allo sfilamento dell'ancoraggio è determinato con metodi analitici dai valori caratteristici dei parametri geotecnici dedotti dai risultati di prove in sito e/o di laboratorio.

Il valore caratteristico della resistenza allo sfilamento $R_{a,k}$ è dato dal minore dei valori ottenuti applicando alle resistenze calcolate $R_{a,cal}$ i fattori di correlazione ξ riportati nella seguente tabella in funzione del numero di verticali indagate:

N° di verticali indagate	1	2	3	4	>4
ξ_{a3}	1,80	1,75	1,70	1,65	1,60
ξ_{a4}	1,80	1,70	1,65	1,60	1,55

Tabella 6.6.III – Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.

8 RESISTENZA LATERALE TERRENO PER VERIFICHE TIRANTI

La capacità di resistenza dei tiranti è legata all'attrito e all'aderenza fra superficie del tirante e terreno. I tiranti saranno ancorati all'interno dello strato roccioso.

Per la verifica della lunghezza di ancoraggio si considera cautelativamente:

$$\phi=0^\circ;$$

$$\tau_{ad}=2daN/cm^2$$

Calcolo della lunghezza di ancoraggio

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

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

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

$$N = \pi D L_f \gamma H K_s \operatorname{tg} \delta + \pi D L_f C_a$$

da cui si ricava la lunghezza di ancoraggio L_f

$$L_f = \frac{N}{\pi D \gamma H K_s \operatorname{tg} \delta + \pi D C_a}$$

K_s rappresenta il coefficiente di spinta che si assume pari al coefficiente di spinta a riposo

$$K_s = K_0 = 1 - \sin \phi$$

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

$$L_f = \frac{N}{\pi d \tau_{co}}$$

dove d il diametro dell'armatura del tirante, τ_{co} è la resistenza tangenziale limite della malta.

Per quanto riguarda la verifica della terza condizione si impone che la tensione tangenziale limite tirante-terreno non possa superare la tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo f_{1bd} .

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

La lunghezza totale del tirante sarà quindi data da:

$$L_t = L_f + L$$

):

9 VERIFICHE GEOTECNICHE FONDAZIONI SUPERFICIALI

Le verifiche di capacità portante devono essere effettuate seguendo il seguente approccio:

- **Approccio 2: (A1+M1+R3)**

I calcoli verranno allegati nelle ultime pagine della presente relazione

Carichi	Effetto	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali (1)	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

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

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,00	1,40
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,00	1,00

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

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

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

I valori della resistenza di progetto vengono determinati tramite la formula di Terzaghi, come da verifiche allegate nelle pagg. seguenti:

- Per le platee impostate direttamente sulla roccia la minor **Pressione limite di rottura** del terreno calcolata è di circa **25,00 daN/cm²**. La conseguente **Resistenza di progetto del terreno** calcolata secondo l'approccio 2 considerato risulta quindi **$R_d = 25,00/2,3 \text{ daN/cm}^2 = 10,85 \text{ daN/cm}^2$** . Volendo modellare le fondazioni su suolo elastico alla Winkler, utilizzando il metodo proposto da Bowles, si può assumere costante di reazione del terreno pari a:

$$K = 0,4/\text{cm} \cdot q_{lim} = 10,00 \text{ daN/cm}^3;$$

- Per le platee impostate sullo strato di terreno la minor **Pressione limite di rottura** del terreno calcolata è di circa **20,00 daN/cm²**. La conseguente **Resistenza di progetto del terreno** calcolata secondo l'approccio 2 considerato risulta quindi **R_d = 20,00/2,3 daN/cm² = 8,67 daN/cm²**. Volendo modellare le fondazioni su suolo elastico alla Winkler, utilizzando il metodo proposto da Bowles, si può assumere costante di reazione del terreno pari a:

$$K = 0,4/cm \cdot q_{lim} = 8,00 daN/cm^3;$$

Per le verifiche estese di portanza delle fondazioni superficiali dei pozzetti si rimanda alle verifiche allegate alla presente, prodotte con il programma di calcolo Sismicad 12.13 (Concrete s.r.l.).

10 VERIFICHE GEOTECNICHE FONDAZIONI SU PALI

Per le verifiche geotecniche delle fondazioni su pali devono essere effettuate le verifiche con riferimento ai seguenti stati limite SLU di tipo geotecnico (GEO):

- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali;
- collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione;
- stabilità globale

Le verifiche di stabilità globale sono secondo l'approccio 1 Combinazione 2: (A2+M2+R2).

Le rimanenti verifiche sono effettuate secondo l'approccio 2 (A1+M1+R3).

Carichi	Effetto	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali (1)	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

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

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,00	1,40
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,00	1,00

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

Verifica	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	R3	R3	R3
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compr.	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in traz.	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

Tabella 6.4.II - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO a carico verticale dei pali.

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carichi trasversali	$\gamma_T = 1,3$

Tabella 6.4.VI - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali.

La resistenza caratteristica del palo singolo può essere dedotta da metodi di calcolo analitici dove tale resistenza è calcolata a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici, oppure con l'impiego di relazioni empiriche che utilizzino direttamente i risultati di prove in situ.

Il valore caratteristico della resistenza allo sfilamento $R_{a,k}$ è dato dal minore dei valori ottenuti applicando alle resistenze calcolate $R_{a,cal}$ i fattori di correlazione ξ riportati nella seguente tabella in funzione del numero di verticali indagate:

N° di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	>10
ξ_{a3}	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_{a4}	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Tabella 6.4.IV – Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.

- **RESISTENZA ALLA PUNTA: Formula di Vesic**

La capacità portante di punta del palo viene calcolata utilizzando la formulazione proposta da Vesic in cui i fattori di capacità portante sono:

$$N'_q = \frac{3e^{(\pi/2-\phi)\tan\phi}}{3-\sin\phi} \cdot \left[\text{tg} \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \right]^2 \cdot I_{rr} \left[\frac{4\sin\phi}{3(1+\sin\phi)} \right]$$

$$N'_c = (N'_q - 1) \cdot \cot\phi$$

L'indice di rigidezza ridotto I_{rr} tiene conto della deformazione volumetrica ϵ_v raggiunta dal terreno in condizioni prossime alla rottura e riduce l'indice di rigidezza I_r teorico. Secondo la formulazione proposta da Vesic quest'ultimo è pari al rapporto tra modulo di elasticità tangenziale G e resistenza al taglio del terreno (Fondazioni, J.E.Bowles).

$$I_r = \frac{G}{c + q \cdot \text{tg}\phi}$$

$$I_{rr} = \frac{I_r}{1 + \epsilon_v \cdot I_r}$$

In condizioni non drenate o con suolo addensato il termine ϵ_v può essere assunto pari a 0, rendendo I_{rr} uguale ad I_r ; volendo stimare analiticamente la deformazione volumetrica ϵ_v si può ricorrere alla sua espressione valida per una prova a espansione laterale impedita, che è molto vicina alla situazione del terreno sotto la punta di un palo.

$$\epsilon_v = (1 + \mu) \cdot (1 - 2 \cdot \mu) \cdot \sigma_z / E_s \cdot (1 - \mu) \quad (a)$$

dove

E_s = modulo elastico del terreno sotto la punta

μ = modulo di Poisson del terreno sotto la punta

σ_z = tensione verticale agente sotto la punta

Il calcolo della pressione limite alla punta viene calcolata iterativamente, mediante la formula (a).

Il valore di portanza alla punta è quindi:

$$P_{pu} = A_p \cdot [c \cdot N'_c + \eta \cdot q \cdot (N'_q - 1)]$$

dove si sono indicati con:

A_p l'area della punta del palo

c, ϕ la coesione e l'angolo di attrito interno del terreno sottostante la punta

η coefficiente indicato da Vesic, dato da: $(1 + 2 \cdot K_0)/3$

q sforzo verticale efficace (pressione geostatica) agente alla profondità della punta

A favore di sicurezza tale formulazione trascura il termine N'_q e considera il peso proprio del palo.

In condizioni non drenate ($c=c_u$ e $\phi=0$) il termine N'_q diventa pari a 1, mentre il termine N'_c viene assunto pari all'usuale valore (9) utilizzato per pali. In tali condizioni la portanza alla punta si

semplifica in:

$$P_{pu} = A_p \cdot [9 \cdot c_u]$$

- **RESISTENZA LATERALE DEL FUSTO: Metodo A di Tomlinson**

Il metodo utilizzato per il calcolo della capacità portante laterale è il metodo A, proposto da Tomlinson (1971); la resistenza laterale viene calcolata nel seguente modo:

$$Q_l = (\alpha \cdot c + \sigma \cdot k \cdot \tan \delta) \cdot A_l \cdot f_w$$

A_l superficie laterale del palo;

f_w fattore di correzione legato alla tronco-conicità del palo;

c valore medio della coesione (o della resistenza a taglio in condizioni non drenate);

σ pressione verticale efficace del terreno;

K coefficiente di spinta orizzontale, dipendente dalla tecnologia di esecuzione del palo e dal precedente stato di addensamento, viene calcolato come segue:

Per pali infissi $K = 1 - \tan 2\phi$

Per pali trivellati $K = 1 - \sin \phi$

o, nel caso specifico, è possibile assegnare i seguenti valori proposti in tabella:

Tipo di palo	Terreno sciolto	Terreno denso
Acciaio	0.5	1
Cls - Prefabbricato	1	2
Legno	1	3

Tabella - Valori di K

δ attrito palo-terreno funzione della scabrezza della superficie del palo;

Per pali infissi $\delta = 3/4 \tan \phi$

Per pali trivellati $\delta = \tan \phi$

α coefficiente d'adesione ricavato come di seguito riportato:

Per pali infissi:

Coesione c (t/m ²)	α
2.5 < c < 5	1.00
5 < c < 10	0.70
10 < c < 15	0.50
15 < c < 20	0.40
c > 20	0.30

Per pali trivellati:

Caquot – Kerisel $\alpha = \frac{100 + c^2}{100 + 7c^2}$

Meyerhof – Murdock (1963) $\alpha = 1 - 0.1 \cdot c$ per $c < 5$ t/m²
 $\alpha = 0.525 - 0.005 \cdot c$ per $c \geq 5$ t/m²

Whitaker – Cooke (1966) $\alpha = 0.9$ per $c < 2.5$ t/m²
 $\alpha = 0.8$ per $2.5 \leq c < 5$ t/m²
 $\alpha = 0.6$ per $5 \leq c \leq 7.5$ t/m²
 $\alpha = 0.9$ per $c > 7.5$ t/m²

Woodward (1961) $\alpha = 0.9$ per $c < 4$ t/m²
 $\alpha = 0.6$ per $4 \leq c < 8$ t/m²
 $\alpha = 0.5$ per $8 \leq c < 12$ t/m²
 $\alpha = 0.4$ per $12 \leq c \leq 20$ t/m²
 $\alpha = 0.20$ per $c > 20$ t/m²

- **CARICO LIMITE ORIZZONTALE: Teoria di Broms**

Il carico limite orizzontale è stato calcolato secondo la teoria sviluppata da Broms il quale assume che il comportamento dell'interfaccia palo-terreno sia di tipo rigido perfettamente plastico, e cioè che la resistenza del terreno si mobiliti interamente per un qualsiasi valore non nullo dello spostamento a rimanga costante al crescere dello spostamento stesso.

Per i terreni coesivi Broms propone di adottare una reazione del terreno costante con la profondità pari a:

$$p = 9 \cdot c_u \cdot d$$

con reazione nulla fino alla profondità di 1.5 d; avendo indicato con:

c_u Coesione non drenata,

d Diametro del palo

p Reazione del terreno per unità di lunghezza del palo.

Per i terreni incoerenti si assume che la resistenza vari linearmente con la profondità secondo la legge:

$$p = 3 \cdot K_p \gamma z d$$

avendo indicato con:

- p Reazione del terreno per unità di lunghezza del palo;
- K_p Coefficiente di spinta passiva;
- γ Peso unità di volume del terreno;
- z Profondità;
- d Diametro del palo.

Per le verifiche di portanza verticale e orizzontale si rimanda alle verifiche allegate alla presente, prodotte con il programma di calcolo Sismicad 12.13 (Concrete s.r.l.).

11 VERIFICHE DEGLI STATI ULTIMI IDRAULICI

Le opere geotecniche sono verificate nei confronti dei possibili stati limite di sollevamento secondo quanto indicato al punto 6.2.4.2 N.T.C. 2018.

Per la stabilità al sollevamento deve risultare che il valore di progetto dell'azione instabilizzante sia non maggiore della combinazione dei valori di progetto delle azioni stabilizzanti e delle resistenze.

I coefficienti parziali sulle azioni sono indicati nella Tabella 6.2.III e devono essere combinati in modo opportuno con quelli relativi ai parametri geotecnici (M2).

Carichi	Effetto	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	Sollevamento UPL
Permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9
	Sfavorevole		1,1
Permanenti G_2	Favorevole	γ_{G2}	0,0
	Sfavorevole		1,5
Variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0
	Sfavorevole		1,5

Tabella 6.2.III – Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti degli stati limite di sollevamento.

VERIFICHE A SOLLEVAMENTO														RISULTATO		
	AREA SEZIONE	CARICHI STABILIZZANTI									CARICHI INSTABILIZZANTI					
		γ_{cs} mq	PESO/m daN/mc	Hw canale daN/m	γ_w m	B canale daN/mc	PESO W/m m	CONTRIBUTO TIRANTI daN/m	γ_{STAB}	TOT. STAB.	H falda m	SOTTOSPINTA daN/m	γ_{INSTAB}		TOT. INSTAB.	
CANALE ASSE DIGA (platea s=100cm, larghezza cautelativa pareti=60cm)	CARICHI PERM. G1	24	2500	60000	1,1	1000	16,6	18260	20000	0,9	88434	4,7	78020	1,1	85822	VERIFICATO
	CARICHI PERM. G2								0,8				1,5			
	CARICHI ACCID. Q								0				1,5			
CANALE con platea s=60cm e tiranti su un solo lato	CARICHI PERM. G1	13	2500	32500	0	1000	13,3	0	10000	0,9	38250	1,6	21280	1,1	23408	VERIFICATO
	CARICHI PERM. G2								0,8				1,5			
	CARICHI ACCID. Q								0				1,5			
VASCA DISSIPAZIONE 1	CARICHI PERM. G1	32,5	2500	81250	0	1000	16,5	0	30000	0,9	100125	5,5	90750	1,1	99825	VERIFICATO
	CARICHI PERM. G2								0,8				1,5			
	CARICHI ACCID. Q								0				1,5			
VASCA DISSIPAZIONE 2	CARICHI PERM. G1	27	2500	67500	0	1000	12,5	0	20000	0,9	78750	5,5	68750	1,1	75625	VERIFICATO
	CARICHI PERM. G2								0,8				1,5			
	CARICHI ACCID. Q								0				1,5			

12 STIMA DEI CEDIMENTI DELLE FONDAZIONI SUPERFICIALI

Per le verifiche agli stati limite d'esercizio delle fondazioni si deve effettuare una valutazione dei cedimenti in modo da verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione.

Nelle analisi da effettuare i valori delle proprietà meccaniche da utilizzare sono quelli caratteristici e i coefficienti parziali sulle azioni hanno valore unitario.

Il terreno al di sotto del piano di fondazione è considerato diviso in strati omogenei.

Per valutare l'accettabilità del valore teorico calcolato si può fare riferimento alla seguente tabella riportata sul manuale "FONDAZIONI Progetto e analisi" di Joseph Bowles che riassume uno studio fatto da MacDonald e Skempton (1955) confermato successivamente da Grant e altri (1974). I valori tra parentesi costituiscono valori di progetto consigliati.

Tabella 5.8 Cedimenti differenziali tollerabili da edifici, in mm⁽¹⁾ e fra parentesi i valori massimi raccomandabili.

Critero	Fondazioni isolate	Fondazioni a graticcio e a platea
Distorsione angolare (fessure)		0.1
Massimo cedimento differenziale		
Argille	45 (35)	
Sabbie	30 (25)	
Massimo cedimento		
Argille	75 (60)	75-125 (35-100)
Sabbie	50 (35)	50-75 (35-60)

⁽¹⁾ MacDonald e Skempton (1955).

Tabella 5.8 – "Fondazioni progetto e analisi" di Joseph Bowles – Cedimenti differenziali tollerabili e raccomandabili

Non sono previsti cedimenti nelle strutture in progetto. Il carico finale risulta inferiore al carico di terreno asportato.

13 STIMA DEI CEDIMENTI DELLE FONDAZIONI PROFONDE SU PALI

Per le verifiche agli stati limite d'esercizio delle fondazioni si deve effettuare una valutazione dei cedimenti in modo da verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione.

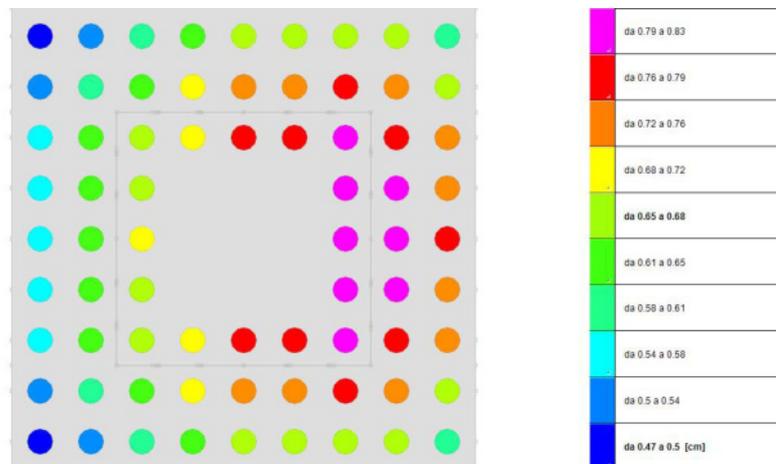
Sismicad implementa un metodo recente basato sulla teoria dell'elasticità, proposto dal prof. Wang. Tale metodo permette il calcolo analitico per la valutazione di spostamenti e tensioni indotte in un semispazio omogeneo, elastico e anisotropo (tra orizzontale e verticale), dovuto a vari tipi di carico; in particolare, mediante funzioni integrali specifiche, è possibile ricavare la soluzione per carico concentrato alla punta o carico lungo il fusto, quest'ultimo con distribuzione costante (dovuto ad attrito laterale uniforme), distribuzione triangolare crescente con la profondità (dovuto ad attrito laterale linearmente crescente), distribuzione parabolica con la profondità (dovuto ad attrito laterale non linearmente crescente). Si può quindi valutare lo spostamento indotto da uno di questi tipi di carico in un qualunque punto del semispazio omogeneo; inoltre, essendo in campo elastico, è possibile studiare un caso di carico più complesso per sovrapposizione degli effetti. Questo consente ad esempio di conoscere l'abbassamento teoricamente indotto in qualunque punto della superficie ad opera di più pali; chiaramente il carico dei pali più vicini al punto di calcolo sarà quello con maggiore influenza sull'abbassamento. Tale formulazione occupa diverse pagine ed è quindi eccessivamente complessa per poter essere riportata.

Per i dettagli si può consultare l'articolo originale:

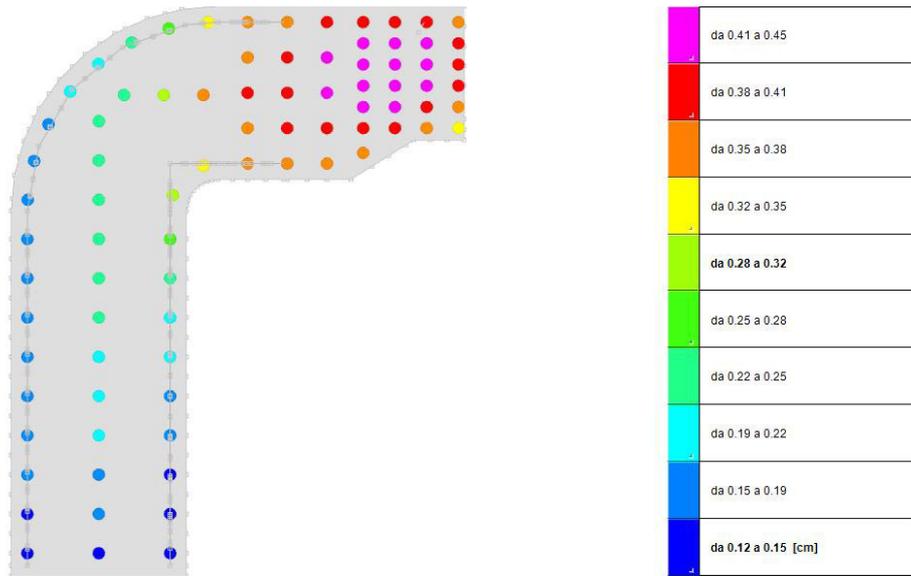
C.D. Wang, Displacements and stresses due to vertical subsurface loading for a cross-anisotropic half-space

Pubblicato su: Soils And Foundations Vol.43, No.5, October 2003

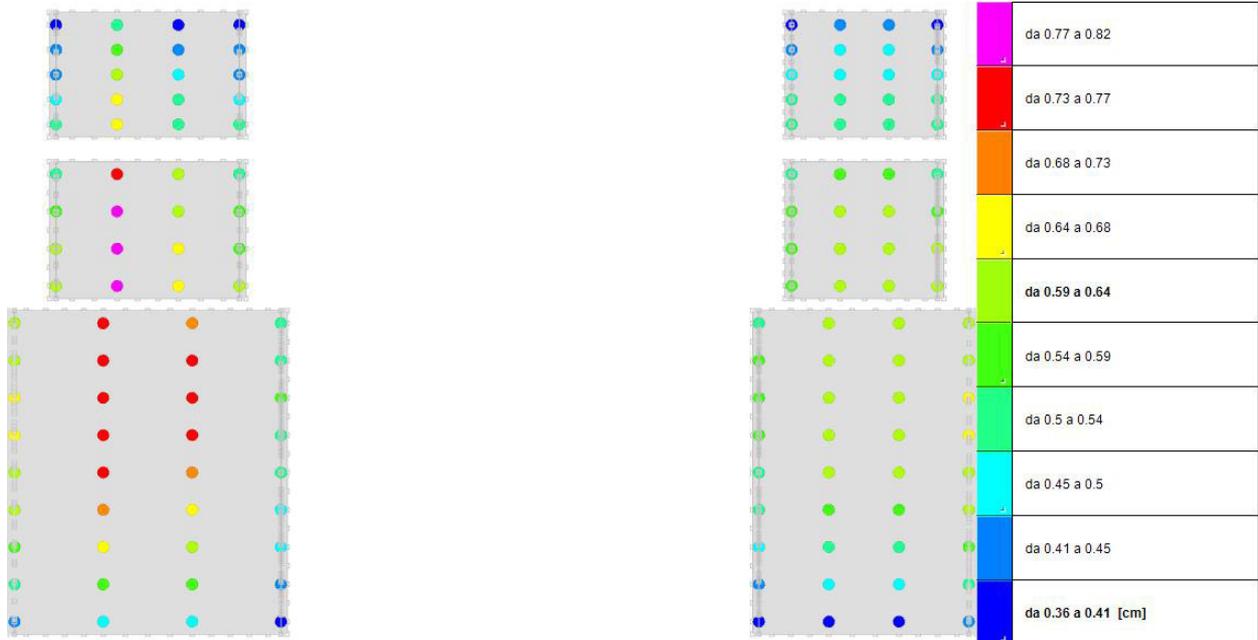
I cedimenti attesi risultano essere accettabili.



Cedimenti massimi pali pozzetto controllo perdite



Cedimenti massimi pali opera di presa scarico di fondo



Cedimenti massimi pali canali fugatori