



NOVEMBRE 2021

PALLADIO TEAM FORNOVO S.R.L.

**IMPIANTO DI SMALTIMENTO RIFIUTI SPECIALI
NON PERICOLOSI SITO IN LOCALITÀ MONTE
ARDONE NEL COMUNE DI FORNOVO DI TARO**

PROGETTO DI AMPLIAMENTO PER OPERAZIONI D1 E D15

NUOVO ARGINE DI VALLE – PROGETTO ESECUTIVO

RELAZIONE DI CALCOLO



Progettisti/coordinamento

Ing. Alberto Angeloni (Ord. Ingegneri Pv. di Milano nr. 20024)

Geol. Pietro Simone (Ord. Geologi della Lombardia n. 1030)



Codice elaborato

2582_4809_PE_R02_Rev0_CALCULO

Montagna

Memorandum delle revisioni

Cod. Documento	Data	Tipo revisione	Redatto	Verificato	Approvato
2582_4809_PE_R02_Rev0_CALCULO	12/2021	Prima emissione	A.F.	P. Simone	A. Angeloni

Gruppo di lavoro

Nome e cognome	Ruolo nel gruppo di lavoro	N° ordine
Alberto Angeloni	Direttore Tecnico – firmatario del progetto	Ord. Ing. Prov. Milano nr. 20024
Piero Simone	Geologo - coordinamento generale	Ord. Geologi Lombardia, nr. 1030
Federico Bernar	Ingegnere – progettista	Ord. Ing. Prov. Milano, nr. A24929
Santina Maddè	Ingegnere – progettista idraulica	Ord. Ing. Prov. Milano, nr. 21616
Marco Maroni	Geologo – progettista	
Mauro Scudu	Geologo – coordinamento progetto	Ord. Geologi Sardegna, nr. A757
Paolo Vasino	Architetto – paesaggista	Ord. Arch. Prov. Milano, nr. 6321
Francesca Jasparro	Esperto ambientale e dott. in urbanistica	
Daniela Casu	Ingegnere – progettista	
Giorgiana Pinna	Ingegnere – progettista	

INDICE

1. PREMESSA	5
1.1 IL PROPONENTE	5
2. ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE.....	6
3. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL SITO	8
4. GEOMETRIA DEL MODELLO.....	10
4.1 NUOVO ARGINE DI VALLE.....	10
5. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	11
5.1 CALCESTRUZZO	11
5.2 BARRE D'ARMATURA	11
5.3 ACCIAIO PER TIRANTI	12
5.4 BOIACCA PER INIEZIONE ANCORAGGI.....	12
5.5 ACCIAIO PER PALI.....	12
5.6 MALTA DI INIEZIONI PER FONDAZIONI PROFONDE	12
5.7 TERRENO DI RIEMPIMENTO.....	12
5.8 ELEMENTI DI RINFORZO/GEOGRIGLIE	13
6. METODI DI CALCOLO E VERIFICA	16
6.1 PERCENTUALE MINIMA D'ARMATURA.....	16
6.2 COPRIFERRO.....	16
7. CODICI DI CALCOLO UTILIZZATI	17
8. CARATTERISTICHE DELL'OPERA STRUTTURALE	18
8.1 VITA NOMINALE	18
8.2 CLASSE D'USO.....	18
8.3 PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA.....	18
8.4 CATEGORIA DEL SUOLO	19
8.5 CATEGORIA TOPOGRAFICA.....	19
9. COMBINAZIONI DI CARICO	20
9.1 COMBINAZIONE STATICA SLU	20
9.2 COMBINAZIONE STATICA SLE	20
10. INQUADRAMENTO SISMICO.....	21
11. ANALISI SISMICA	23
12. VERIFICA SEZIONI MURO IN C.A.	24
12.1 SOLLECITAZIONI STATICHE	24
12.2 SOLLECITAZIONI SISMICHE	25
12.3 COMBINAZIONE DELLE SOLLECITAZIONI.....	25
12.3.1 Combinazioni statiche.....	25
12.3.2 Combinazioni sismiche	27
12.4 DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DELLE SEZIONI IN C.A.	30
13. DIMENSIONAMENTO PALI DI FONDAZIONE	31
14. DIMENSIONAMENTO TIRANTI	33
15. DIMENSIONAMENTO TERRA RINFORZATA.....	38



15.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	38
15.2	MATERIALI IMPIEGATI – SISTEMA TIPO MISTO CON RINFORZI SECONDARI IN RETE METALLICA A DOPPIA TORSIONE E RINFORZI PRINCIPALI IN GEOGRIGLIE DRENANTI IN POLIESTERE AD ALTA RESISTENZA.....	38
15.2.1	Elementi di rinforzo principali in geogriglie drenanti in poliestere ad alta resistenza	38
15.2.2	Elementi di rinforzo secondari in rete metallica a doppia torsione	40
15.3	CONDIZIONI DI CARICO VERIFICATE	41
15.4	COEFFICIENTI DI SICUREZZA PARZIALI.....	42
15.5	IPOTESI DI CALCOLO	43
15.6	METODO DI CALCOLO	44
15.7	GENERAZIONE DELLE SUPERFICI DI ROTTURA.....	47
15.8	CARICHI DINAMICI DOVUTI A FORZE DI NATURA SISMICHE	48
15.9	ESITO DELLE VERIFICHE	49

ALLEGATI

ALLEGATO 1 – DIMENSIONAMENTO E VERIFICA SEZIONE INCASTRO FONDAZIONE

ALLEGATO 2 – DIMENSIONAMENTO E VERIFICA SEZIONE FONDAZIONE 2M

ALLEGATO 3 – DIMENSIONAMENTO E VERIFICA SEZIONE INCASTRO PARAMENTO VERTICALE

ALLEGATO 4 – DIMENSIONAMENTO E VERIFICA SEZIONE PARAMENTO VERTICALE 2M

ALLEGATO 5 – DIMENSIONAMENTO STATICO RILEVATO IN TERRA RINFORZATA

ALLEGATO 6 – DIMENSIONAMENTO SISMICO RILEVATO IN TERRA RINFORZATA

1. PREMESSA

Il presente elaborato, redatto da Montana S.p.A. su incarico della ditta Palladio Team Fornovo S.r.l., costituisce la Relazione di calcolo relativa al progetto esecutivo del nuovo argine di valle dell'ampliamento per operazioni D1 e D15 dell'impianto di smaltimento di rifiuti non pericolosi sito in località Monte Ardone nel Comune di Fornovo Taro (PR).

In particolare il nuovo argine sarà costituito da un muro in c.a. fondato su pali e tirantato alla base, e da un rilevato in terra rinforzata a valle, la cui larghezza in testa garantisce il transito dei mezzi nelle fasi di conferimento a discarica dei materiali.

Il dimensionamento degli elementi strutturali (muro, pali e tiranti) è stato eseguito utilizzando le sollecitazioni determinate nei modelli di calcolo bidimensionale agli elementi finiti (software PLAXIS, versione 8.6) ed alle differenze finite (software FLAC2D v8 - Itasca) per la stabilità della geometria finale dell'impianto di smaltimento rifiuti, in condizioni statiche e sismiche, così come riportate nei seguenti documenti allegati al progetto definitivo:

- Relazione Geotecnica (rif. 2582_3937_R05_A4_Rev0_GEOTEC) redatta da Geotechnical Engineering nel dicembre 2020 – stabilità in condizione statiche;
- Relazioni Sismica (rif. 2582_3937_R05_A5_Rev0_SISMIC) redatta dallo Studio Calvi nel dicembre 2020;

L'inquadramento geologico dell'area è stato analizzato nella Relazione Geologica (rif. 2582_3937_R05_A3_Rev0_GEOL).

Il dimensionamento delle opere fa riferimento alla seguente normativa tecnica:

- D.M. 1° gennaio 2018 “Nuove norme Tecniche per le costruzioni”, emanato dal Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti di concerto con il Ministero dell'Interno e il capo del Dipartimento della Protezione Civile, pubblicato sul Supplemento Ordinario n. 8 alla Gazzetta Ufficiale n. 42 del 20 febbraio 2018, entrando quindi in vigore il 22 marzo 2018;
- Istruzioni per l'applicazione delle NTC 17/01/2018. Circolare C.S.LL.PP. n. 7 del 21/02/2019. Supplemento ordinario n. 5 della G.U. n. 35 del 11 Febbraio 2019.
- UNI EN1537 - Esecuzione di lavori geotecnici speciali – Tiranti d'ancoraggio.

1.1 IL PROPONENTE

Il proponente dell'iniziativa progettuale è la società Palladio Team Fornovo S.r.l. che costituisce al contempo il richiedente dell'autorizzazione e il gestore dell'impianto. L'azienda ad oggi svolge nel sito attività di smaltimento di rifiuti speciali non pericolosi.

La Società è conforme alla norma per il Sistema di Gestione Qualità e ambiente ISO 9001:2015 e 14001:2015, ai requisiti della norma per il Sistema di Gestione della Salute e Sicurezza sul Lavoro ISO 45001 ed è conforme ai requisiti della norma Regolamento (CE) No. 1221/2009 modificato dal Regolamento (UE) 2017/1505 della Commissione del Parlamento Europeo e del Consiglio del 25 novembre 2009, sull'adesione volontaria delle organizzazioni a un sistema comunitario di ecogestione e audit (Regolamento EMAS).

I dati societari del Proponente sono i seguenti:

- Denominazione: Palladio Team Fornovo S.r.l.
- Sede Legale: Strada Neviano de' Rossi, 51, 43045 Fornovo (PR)
- C.F. & P.IVA: 02334520984.

2. ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE

L'opera strutturale di sostegno sarà realizzata mediante muro a mensola con fondazione a valle e monte, in cemento armato, con classe di esposizione XA2, classe di resistenza C32/40, armato con barre d'acciaio di tipo B450C $\phi 32\text{mm}$ e ripartitori $\phi 24\text{mm}$, avente le seguenti caratteristiche geometriche:

- Fondazione
 - Sezione rettangolare di larghezza 7.00 e altezza 2m;
 - Piano di imposta fondazione tratto centrale a 245m slm, con sviluppo 100m;
 - Piano di imposta fondazione tratti laterali a 247m slm, con sviluppo 12m ciascuno;
 - Sovrapposizione in pianta della fondazione centrale con le parti laterali di 2m.
- Elevazione
 - Posta a 3m dal bordo di valle della fondazione, con spessore costante pari a 1m;
 - Altezza elevazione nella parte centrale pari a 9m e nelle parti laterali a 7m;
 - Quota testa muratura a 256m slm.

Tale muro, fondato sull'argine esistente, presenterà doppia fila di pali realizzati con profilati d'acciaio tipo HEM 800 in perforo di 1000mm di lunghezza 25m e annegati con malta di iniezione ad elevato dosaggio di cemento. I pali, posti ad interasse longitudinale di 2m e trasversale di 5m, hanno una lunghezza complessiva di 26m ed entreranno nella fondazione della muratura per circa 1m.

All'incastro tra fondazione ed elevazione, verranno posizionati, lungo l'intero sviluppo del muro con interasse di 1m, dei tiranti a 5 trefoli di diam. 15,3mm e sezione 140mm^2 in acciaio con tensione caratteristica a rottura di $f_{ptk} = 1770 \text{ N/mm}^2$ con doppia guaina nel tratto libero, di lunghezza complessiva 50m e fondazione di 10m. L'ancoraggio alla muratura verrà fissato mediante piastra d'acciaio sagomata, al tirante verrà poi applicato un precarico di 85kN.

A valle del muro si prevede altresì la realizzazione di una terra rinforzata, con paramento di inclinazione massima a 45° , elevazione massima nella parte centrale di 20,50m e sviluppo 63m. In tale zona centrale si prevede la posa di uno strato drenante, al di sopra del quale verrà realizzato il rilevato, con strati da 58cm, che andranno poi ad intestarsi lateralmente su entrambe le scarpate. In corrispondenza della sommità del muro a 256m, si otterrà un piano con larghezza pari circa a 7,80m, che garantisce il transito dei mezzi d'opera.

Il rilevato strutturale ed il riempimento a tergo saranno eseguiti con terreno proveniente dagli scavi (principalmente argilloso), le cui caratteristiche sono riportate di seguito ed ipotizzate nei calcoli di verifica per il dimensionamento delle opere, dovranno essere accertate prima dell'inizio dei lavori da parte della Direzione Lavori. Dovranno essere rispettate le seguenti condizioni minime:

- Il terreno di riempimento non dovrà contenere nessun elemento superiore a 100 mm. se non in percentuale massima del 10%;
- La stesa e la compattazione del rilevato viene effettuata impiegando attrezzature e modalità in accordo a quanto previsto dalle specifiche sulle costruzioni stradali;
- La compattazione di ogni singolo corso dovrà avvenire per strati di spessore soffice non superiore a 35-40 cm;
- Il grado di compattazione deve raggiungere in opera il 95 % della prova Proctor modificata.

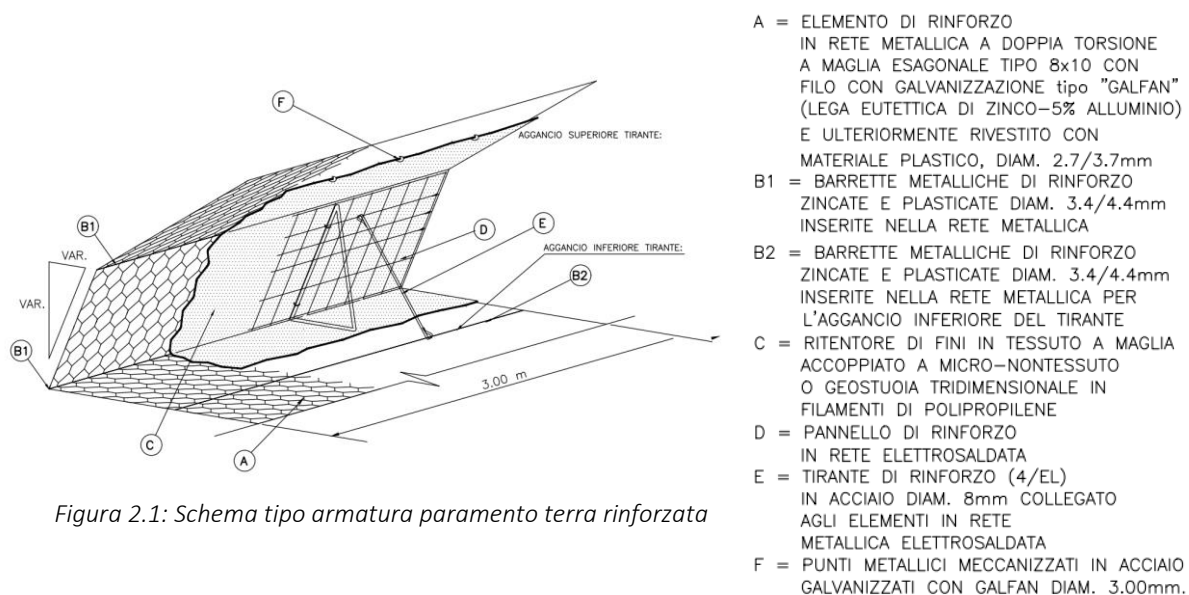


Figura 2.1: Schema tipo armatura paramento terra rinforzata

La struttura della terra rinforzata è costituita da:

- elementi di armatura planari orizzontali in rete metallica a doppia torsione, di dimensione 3m x 3m, realizzati a maglia esagonale del tipo 8x10, tessuta con trafilato di ferro protetto mediante galvanizzazione e rivestito in materiale plastico, in accordo con le "Linee Guida per la certificazione di idoneità tecnica all'impiego e l'utilizzo di prodotti in rete metallica a doppia torsione" approvate dal Consiglio Superiore LL.PP, commissione relatrice n.69/2013;
- rinforzi principali, interposti tra gli strati di terra rinforzata strutturale, in geogriglie drenanti in poliestere di larghezza 3m e lunghezza tale da formare un piede di lunghezza variabile da 16,5m a 8,5m. Questi elementi saranno dotati di certificato CE, completamente imputrescibili, resistenti agli agenti chimici presenti nel terreno alle normali concentrazioni, inalterabili da insetti, muffe e microorganismi;
- geotessile in fibre di polipropilene (con massa areica 400 g/m²) con funzione di separazione e protezione dello strato drenante in ghiaia alla base del rilevato.

Per garantire il rinverdimento della terra rinforzata è necessario prevedere la formazione di una tasca vegetale, di uno spessore non inferiore ai 30 cm, posta a tergo del paramento frontale delle strutture di rinforzo. Prima della posa del terreno vegetale si procederà alla semina a spaglio per l'unione dello stesso a sementi idonee certificate.

3. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL SITO

Rimandando per maggiori dettagli alla Relazione Geotecnica (rif. 2582_3937_R05_A4_Rev0_GEOTEC), si rileva come il modello geologico del sito di intervento deriva direttamente dalle considerazioni ivi riportate.

Di seguito si riassumono le caratteristiche geotecniche dei materiali utilizzate nella definizione del modello di calcolo sviluppato per condurre le verifiche di stabilità, precisando che i simboli utilizzati nella Tabella 3.1 riassuntiva sono i seguenti:

γ_{dry} = peso dell'unità di volume del materiale sopra il livello della falda/percolato;

ϕ'_k = angolo di resistenza al taglio efficace;

c'_k = coesione intercetta efficace;

E = modulo di Young;

ν = coefficiente di Poisson.

Tabella 3.1: Valori caratteristici dei parametri geotecnici assegnati ai materiali del modello numerico agli elementi finiti.

MATERIALI	γ_{dry} (kN/m ³)	ϕ'_k (°)	c'_k (kPa)	E (MPa)	ν (-)
Substrato	20	21	27	50	0,25
Argine	20	21	50	20	0,25
Interfaccia esistente	20	10	0	5	0,25
Interfaccia ampliamento	20	14	0	5	0,25
Rifiuti assimilabili (pre-2010)	10	24	0	3	0,25
Fanghi	14	32	8	3	0,25
Copertura	20	30	15	5	0,25

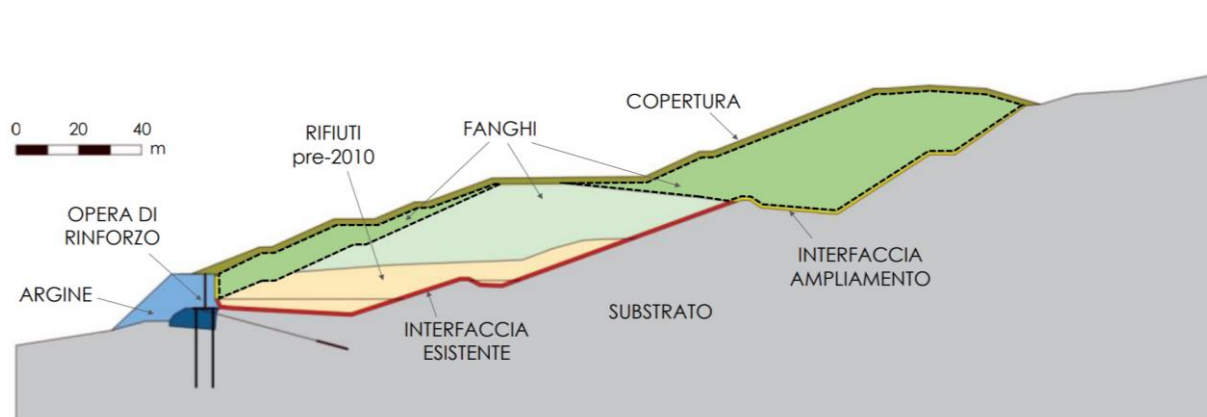


Figura 3.1: Geometria della sezione bidimensionale utilizzata per condurre le verifiche di stabilità.

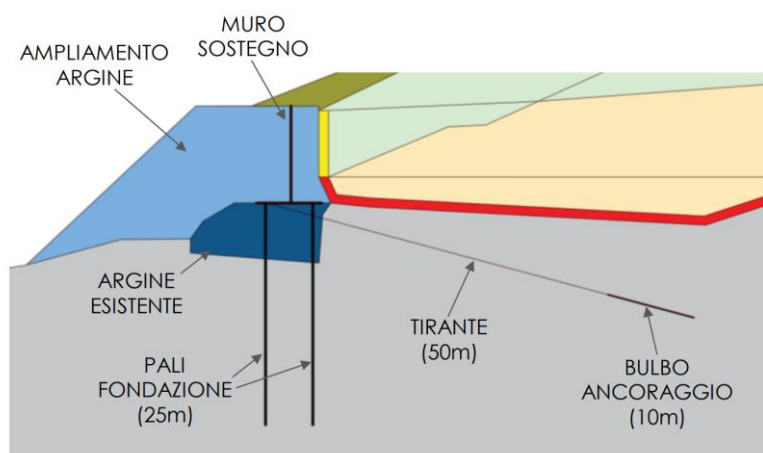


Figura 3.2: Dettaglio della geometria del modello in corrispondenza dell'argine di contenimento di valle.

4. GEOMETRIA DEL MODELLO

4.1 NUOVO ARGINE DI VALLE

L'opera in progetto prevede la realizzazione di un nuovo argine in terra rinforzata per l'ampliamento della già esistente discarica ed è costituito da un muro in C.A. e rilevato in terra rinforzata con funzione sia strutturale sia di mitigazione del paramento in calcestruzzo. Il muro a mensola ha elevazione massima pari a 9m e spessore pari a 1m, fondazione formata da una ciabatta di larghezza 7m e spessore di 2m poggiante su una doppia fila di pali in profilati d'acciaio tipo HEM800 di lunghezza complessiva pari a 26 m alloggiati in foro di diam.1000m - profondità min.25m - posti ad interasse trasversale di 5m e longitudinale di 2m. In corrispondenza della parte centrale del nuovo argine, per uno sviluppo di 100m la quota d'imposta della fondazione è prevista a 245m slm, mentre nelle parti laterali, la fondazione viene impostata a quota 247m slm - altezza del muro pari a 7m - per uno sviluppo di ciascun tratto di 12m.

In corrispondenza della base del muro di sostegno è prevista la realizzazione di tiranti d'ancoraggio di lunghezza pari a 50 m, posti ad interasse di 1m e di inclinazione di 15° rispetto all'orizzontale. Il bulbo del tirante, realizzato con diametro di perforazione di 200mm, ha una lunghezza pari a 10m e si innesta per tutta la sua lunghezza all'interno del substrato.

Il rilevato in terra rinforzata antistante il muro in calcestruzzo viene realizzato con il terreno proveniente dagli scavi, con paramento inclinato di max 45°, altezza massima pari a 21,3m, incluso uno strato di base di spessore 80cm di materiale drenante, e spessore in testa di circa 7,80m, che garantisce il transito dei mezzi durante la fase di coltivo della discarica.

Tutti gli elementi strutturali sono stati inseriti nei modelli bidimensionali mediante elementi monodimensionali aventi rigidezza flessionale e assiale (rif. 2582_3937_R05_A4_Rev0_GEOTEC).

Nell'immagine sottostante è schematizzata la geometria del muro e della terra rinforzata antistante la struttura.

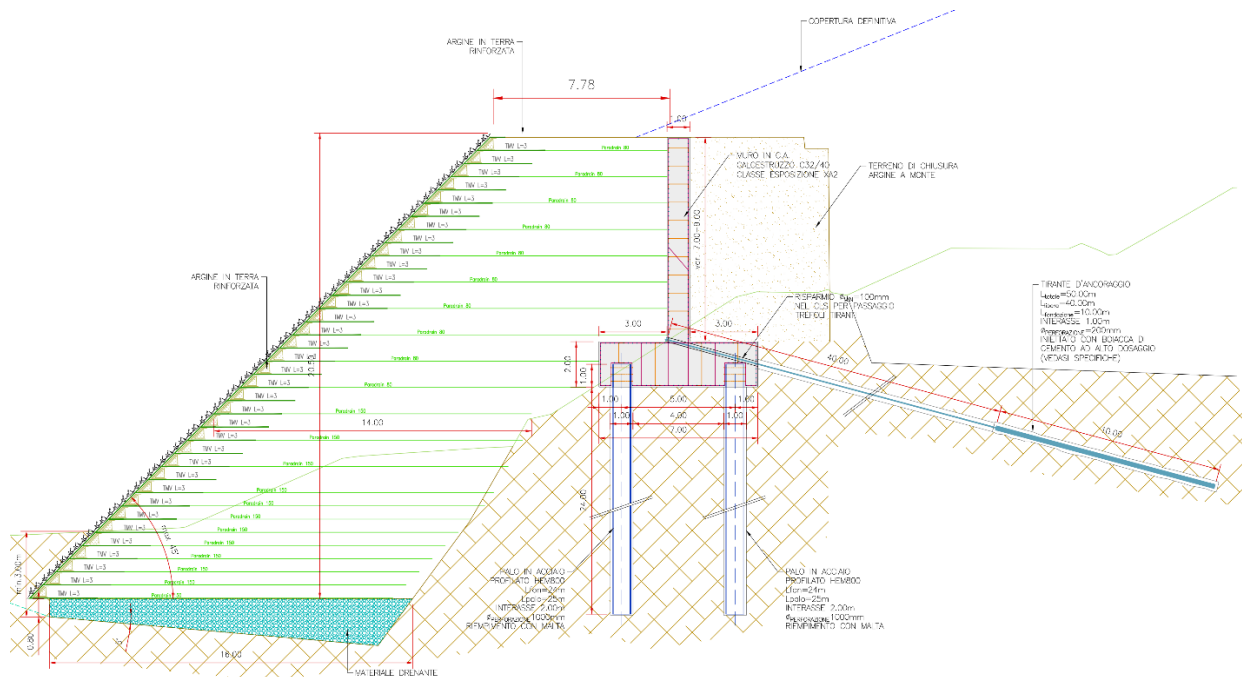


Figura 4.1: Geometria del muro in c.a.

5. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

5.1 CALCESTRUZZO

I materiali per le strutture in cemento armato sono in accordo con le Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC2018 – D.M. 17/01/2018), UNI EN 206:2006 e UNI 11104:2004 “Classi di esposizione per calcestruzzo strutturale”.

Il calcestruzzo ha le seguenti caratteristiche generali:

Coefficiente di Poisson	$\nu = 0,2$
Coefficiente di espansione termica	$\alpha = 1,00 \times 10^{-5} 1/^{\circ}\text{C}$
Peso specifico (compresa l'armatura)	$\rho = 25 \text{ kN/m}^3$

Di seguito sono elencate le caratteristiche specifiche del calcestruzzo per i diversi tipi di impiego.

Strutture di fondazione ed elevazione

Classe di resistenza	C32/40
Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck} \geq 40 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck} \geq 33,20 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico secante	$E = 33.642,80 \text{ N/mm}^2$
Classe di esposizione	XA2
Classe di consistenza	S3
Diametro massimo dell'aggregato	32 mm
Massimo rapporto A/C	$\leq 0,50$
Contenuto minimo di cemento	340 kg/m^3
Copriferro nominale	60 mm

Magrone di pulizia e livellamento

Classe di resistenza	C12/15
Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck} \geq 15 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck} \geq 12,45 \text{ N/mm}^2$
Contenuto minimo di cemento	150 kg/m^3

5.2 BARRE D'ARMATURA

L'acciaio ha le seguenti caratteristiche generali:

Modulo elastico	$E = 210.000 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente di Poisson	$\nu = 0,3$
Coefficiente di espansione termica	$\alpha = 1,20 \times 10^{-5} 1/^{\circ}\text{C}$
Peso specifico	$\rho = 78,50 \text{ kN/m}^3$

Di seguito sono elencate le caratteristiche dell'acciaio per armatura lenta sono:

Tipo di acciaio	B450C
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$
Rapporto tensioni caratteristiche	$1,15 \leq (f_t/f_y)_k < 1,35$

Rapporto tensioni di snervamento	$(f_y/f_{y,nom})_k < 1,25$
Allungamento a carico massimo	$(A_{gt})_k \geq 7,5\%$

5.3 ACCIAIO PER TIRANTI

Qualità dell'acciaio	
Tensione caratteristica di rottura dell'acciaio	$f_{ptk} = 1770 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica all'1% di def. dell'acciaio	$f_{p(1)k} = 1550 \text{ N/mm}^2$
Diametro trefolo	$\phi_s = 15,30 \text{ mm (0,60'')}$
Area trefolo	$A_s = 140 \text{ mm}^2$

5.4 BOIACCA PER INIEZIONE ANCORAGGI

Cemento	CEM II 42.5 R resistente ai solfati
Resistenza a compressione a 28gg	$R_{ck} \geq 30 \text{ N/mm}^2$
Massimo rapporto A/C	$\leq 0,45$

5.5 ACCIAIO PER PALI

L'acciaio ha le seguenti caratteristiche generali:

Modulo elastico	$E = 210.000 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente di Poisson	$\nu = 0,3$
Coefficiente di espansione termica	$\alpha = 1,20 \times 10^{-5} \text{ 1/}^\circ\text{C}$
Peso specifico	$\rho = 78,50 \text{ kN/m}^3$

Di seguito sono elencate le caratteristiche dell'acciaio per strutturale per i pali di fondazione sono:

Tipo di acciaio	S450
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq 440 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} \geq 550 \text{ N/mm}^2$

5.6 MALTA DI INIEZIONI PER FONDAZIONI PROFONDE

Cemento	CEM II 42.5 R resistente ai solfati
Resistenza a compressione a 28gg	$R_{ck} \geq 30 \text{ N/mm}^2$
Massimo rapporto A/C	$\leq 0,50$
Dosaggio per m ³	
Inerti	1.100-1.300 kg
Cemento	600kg
Additivi	5-10kg

5.7 TERRENO DI RIEMPIMENTO

Il materiale costituente l'argine di valle e di riempimento a monte della muratura, utilizzerà il terreno di scavo preparato mediante fresatura con frangizolle, eliminazione di eventuali blocchi/trovanti ecc. posato a strati e compattati. Le caratteristiche geotecniche del terreno per la realizzazione del nuovo argine sono conformi ai valori ottenuti dalle prove a taglio su campioni rilevati di terreno dell'argine esistente. Valori indicativi di riferimento:

Angolo di attrito interno: 21°;

Peso specifico: 20,0 kN/m³;

Coesione: 18,0 kN/m².

5.8 ELEMENTI DI RINFORZO/GEOGRIGLIE

Linear Composites - ParaDrain - 150_Seismic

CARATTERISTICHE	NORMA	U.M.	VALORI DI RIFERIMENTO
Resistenza a trazione nominale longitudinale	EN ISO 10319	kN/m	≥ 150
Resistenza a trazione nominale trasversale	EN ISO 10319	kN/m	≥ 5.0
Resistenza a trazione nominale singolo nastro	EN ISO 10319	kN	≥ 11.25
Allungamento a rottura nelle due direzioni	EN ISO 10319	%	≤ 9
Sforzo di trazione allo SLU/SLV con deformazione massima inferiore al 10%;	UNI EN ISO 12958	kN/m	≥ da calcolare
Deformazione viscosa residua post-costruzione tra la curva a 24 h e quella a 1.000.000 h *	ISO TR 20432	-	≤ 1%*
Allungamento max sulla curva dei 114 anni (1.000.000 h) al 40% del NBL*	ISO TR 20432	%	≤ 6%*
Coefficiente riduttivo per impiego in ambienti basici con PH pari a 11 per opere permanenti con tempo di ritorno di 120 anni a 20°C *	ISO TR 20432		≤ 1.12*
Coefficiente riduttivo del "creep" a 20°C per opere permanenti di 120 anni *	ISO TR 20432	-	≤ 1.38*
Trasmissività longitudinale a 100 kPa con gradiente idraulico di 1.0		l/(m · h)	3.8
Trasmissività longitudinale a 100 kPa con gradiente idraulico di 0,5		l/(m · h)	1.9
Trasmissività longitudinale a 100 kPa con gradiente idraulico di 0.1		l/(m · h)	0.9
Global Warming Potential (GWP 100 anni) - coefficiente di emissione di kg CO ₂ per kg di prodotto realizzato fco stabilimento di produzione, incluso dell'imballaggio.	ISO 14025 - EN 15804		<2.00 kgCO ₂ -Equiv. per kg di prodotto realizzato*

* valore certificato da ente governativo/laboratorio accreditato esterno qualificato (BBA o assimilabile)

Linear Composites - ParaDrain - 80_Seismic

CARATTERISTICHE	NORMA	U.M.	VALORI DI RIFERIMENTO
Resistenza a trazione nominale longitudinale	EN ISO 10319	kN/m	≥ 80
Resistenza a trazione nominale trasversale	EN ISO 10319	kN/m	≥ 5.0
Resistenza a trazione nominale singolo nastro	EN ISO 10319	kN	≥ 6.0
Allungamento a rottura nelle due direzioni	EN ISO 10319	%	≤ 9
Sforzo di trazione allo SLU/SLV con deformazione massima inferiore al 10%;	UNI EN ISO 12958	kN/m	\geq da calcolare
Deformazione viscosa residua post-costruzione tra la curva a 24 h e quella a 1.000.000 h *	ISO TR 20432	-	$\leq 1\%^*$
Allungamento max sulla curva dei 114 anni (1.000.000 h) al 40% del NBL*	ISO TR 20432	%	$\leq 6\%^*$
Coefficiente riduttivo per impiego in ambienti basici con PH pari a 11 per opere permanenti con tempo di ritorno di 120 anni a 20°C *	ISO TR 20432		$\leq 1.12^*$
Coefficiente riduttivo del "creep" a 20°C per opere permanenti di 120 anni *	ISO TR 20432	-	$\leq 1.38^*$
Trasmissività longitudinale a 100 kPa con gradiente idraulico di 1.0		l/(m · h)	3.8
Trasmissività longitudinale a 100 kPa con gradiente idraulico di 0,5		l/(m · h)	1.9
Trasmissività longitudinale a 100 kPa con gradiente idraulico di 0.1		l/(m · h)	0.9
Global Warming Potential (GWP 100 anni) - coefficiente di emissione di kg CO ₂ per kg di prodotto realizzato fco stabilimento di produzione, incluso dell'imballaggio.	ISO 14025 - EN 15804		<2.00 kgCO ₂ -Equiv. per kg di prodotto realizzato*

* valore certificato da ente governativo/laboratorio accreditato esterno qualificato (BBA o assimilabile)

Maccaferri - Green Terramesh - 45° - 8/2.7P - 0.58

CARATTERISTICHE	NORMA	U.M.	VALORI DI RIFERIMENTO
Altezza elemento		m	0.58
Lunghezza Rinforzo		m	3 + 1.50
Tipo di maglia della rete	UNI EN 10223-3	-	8 x 10

Diametro filo interno	UNI EN 10218-2	mm	2.7
Diametro filo esterno	UNI EN 10218-2	mm	3.7
Rivestimento filo in acciaio	UNI EN 10244-2	-	Zn-Al 5% - Classe A 245 g/m ²
Spessore rivestimento Polimerico	UNI EN 10245	mm	0.5
Rivestimento Polimerico – resistenza all’abrasione	EN 60229-2008	cicli	100.000
Rivestimento Polimerico – resistenza ai raggi UV dopo esposizione di 2500 ore a raggi QUV-A	ISO 4892-3 mode 1	%	< 25%
Resistenza a trazione del filo	UNI EN 10218-2	N/mm ²	350 - 550
Resistenza a trazione della rete nominale Tb	UNI EN 10223-3	kN/m	≥ 50*
Resistenza a trazione della rete nelle condizioni di progetto Td = 120 anni e terreno di riempimento con dimensioni < 38 mm e PH tra 3 e 13	BS 8006	kN/m	≥ 39,5*
Resistenza a punzonamento della rete	UNI 11437.	kN/m	≥ 65
Resistenza a corrosione in SO ₂ del rivestimento Galfan dopo 28 cicli	EN ISO 6988		percentuale di ruggine rossa < 5%
Resistenza del filo plasticato a corrosione test in nebbia salina della rete dopo 6000 h	EN ISO 9227		percentuale di ruggine rossa < 5%
Global Warming Potential (GWP 100 anni) - coefficiente di emissione di kg CO ₂ per kg di prodotto realizzato fco stabilimento di produzione, incluso dell’imballaggio	ISO 14025 - EN 15804		< 1.1 kgCO ₂ -Equiv. per kg di prodotto realizzato *
Durabilità (vita utile presunta)	EN 10223-3	Anni	120*

* valore certificato da ente governativo/laboratorio accreditato esterno qualificato (BBA o assimilabile)

6. METODI DI CALCOLO E VERIFICA

La schematizzazione di calcolo delle strutture progettate, il calcolo dei parametri di sollecitazione e la valutazione delle tensioni e delle deformazioni, allo scopo di ottenere la garanzia di una sicurezza permanente e uniforme dell'opera, sono stati effettuati secondo i metodi della scienza delle costruzioni e della teoria dell'elasticità. Si sono analizzate le combinazioni più sfavorevoli delle condizioni elementari di carico al fine di individuare i valori massimi e minimi delle sollecitazioni cercate. Il calcolo è stato eseguito in conformità alla vigente normativa tecnica e più precisamente alle già citate Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" – D.M. 17/01/2018 (G.U. n.42 del 20.02.2018), ricorrendo al metodo degli Stati Limite.

6.1 PERCENTUALE MINIMA D'ARMATURA

Per la percentuale minima di armatura si considerano le prescrizioni delle NTC 2018 tenendo conto del tipo di sollecitazione agente sull'elemento.

Si considera di armare le sezioni (in fondazione ed in elevazione) con percentuali di armatura comunque non inferiori a $0,26 (f_{ctm}/f_{yk}) b_t d$ e comunque non minore di $0,0013 b_t d$, dove b_t rappresenta la larghezza della sezione di verifica e d l'altezza utile della sezione.

6.2 COPRIFERRO

La determinazione del copriferro minimo si evince dalla tabella C4.1.IV della Circolare applicativa 7 delle NTC 2018. I valori del copriferro, per ogni tipologia di elemento costruttivo, sono riportati nel paragrafo 5.1 delle specifiche materiali.

7. CODICI DI CALCOLO UTILIZZATI

Le analisi sono state svolte ricorrendo ai seguenti codici di calcolo:

Software Plaxis (versione 8.6) - simulazione numerica agli elementi finiti con valutazione delle condizioni di stabilità della discarica;

Software Slope (GeoStudio 2010, versione 8.11.1) - verifiche di stabilità globali eseguite con il metodo dell'equilibrio limite;

Software FLAC2D v8 (Itasca) - codice di calcolo alle differenze finite con il quale sono state implementate le analisi dinamiche non-lineari mediante modello numerico bidimensionale della discarica;

MacStARS W – Rel. 4.0 - Maccaferri Stability Analysis of Reinforced Slopes and Walls – calcolo delle griglie di rinforzo – rilevato in terra rinforzata;

Calculus-SEZIONE v.6.00a - ACCA Software – dimensionamento delle sezioni in C.A..

8. CARATTERISTICHE DELL'OPERA STRUTTURALE

Si riportano di seguito le caratteristiche dell'opera strutturale secondo quanto esposto nelle Aggiornamenti delle "Norme tecniche per le costruzioni" – D.M. 17/01/2018 (NTC 2018).

8.1 VITA NOMINALE

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata.

Tabella 8.1: Tipo e vita nominale V_N dell'opera (NTC 2018 – tabella 2.4.I)

TIPI DI COSTRUZIONE	V_N (ANNI)
1 - Costruzioni temporanee e provvisorie	≤ 10
2 - Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	≥ 50
3 - Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	≥ 100

Nel caso in studio è possibile fare riferimento al tipo 3 – Costruzioni con livelli di prestazioni elevati - con vita nominale pari a:

$$V_N \geq 100 \text{ anni}$$

8.2 CLASSE D'USO

In presenza di azioni sismiche con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso la classe d'uso dell'opera in oggetto è pari a **III** (si veda § 2.4.2 NTC 2018).

8.3 PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in Tabella 8.2.

Tabella 8.2: Valori del coefficiente d'uso C_U dell'opera (NTC 2018 – tabella 2.4.II)

Classe d'uso	I	II	III	IV
Coefficiente C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \times C_U = 100 \times 1,5 = 150 \text{ anni}$$

8.4 CATEGORIA DEL SUOLO

La categoria del suolo, sulla base del modello sismo-stratigrafico utilizzato per le Argille a Palombini (vedi fig. 31 a pag. 31 della relazione sismica – Rif2582_3937_R05_A5_Rev0_SISMIC) può essere assunta pari alla *categoria B*: “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 velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.”

8.5 CATEGORIA TOPOGRAFICA

Con riferimento al rilievo eseguito nell’area, si individua nella prima porzione di discarica un’inclinazione maggiore di 15° e pertanto viene individuata come rappresentativa la categoria T2.

9. COMBINAZIONI DI CARICO

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

9.1 COMBINAZIONE STATICA SLU

La combinazione per le verifiche statiche allo stato limite ultimo è:

$$F_d = \sum_{i=1}^{ng} \gamma_{gi} \cdot G_{ki} + \gamma_{q1} \cdot Q_{1k} + \sum_{i=2}^{nq} \gamma_{qi} \cdot \psi_{0i} \cdot Q_{ik}$$

dove:

- G_{ki} è il valore caratteristico delle azioni permanenti
- Q_{1k} è il valore caratteristico di una delle azioni variabili
- Q_{ik} è il valore caratteristico delle altre azioni variabili
- γ_g coefficiente parziale per la i-esima azione permanente
- γ_q coefficiente parziale per la i-esima azione variabile
- ψ_{0i} coefficiente di combinazione

Si riportano di seguito, in tabella 9.1, i valori dei coefficienti di combinazione per le azioni agenti sull'opera in esame.

Tabella 9.1: Valore dei coefficienti parziali di sicurezza (NTC 2018 – tabella 2.6.I)

		COEFFICIENTE γ_F	STR
Carichi permanenti	Favorevoli	γ_{G1}	1,00
	Sfavorevoli		1,30
Carichi permanenti non strutturali (1)	Favorevoli	γ_{G2}	0,80
	Sfavorevoli		1,50
Carichi variabili	Favorevoli	γ_Q	0,00
	Sfavorevoli		1,50

Le sollecitazioni determinate sull'elemento di sostegno (muro tirantato fondato su micropali), nel modello analizzato con Plaxis e Flac3D sono dovute al solo terreno a monte e pertanto verranno amplificate allo SLU secondo il coefficiente $\gamma_{G1}=1,3$ o pari a 1 in condizioni sismiche.

9.2 COMBINAZIONE STATICA SLE

La combinazione per le verifiche statiche allo stato limite di esercizio sono:

- Combinazione rara $F_d = \sum_{j=1}^{ng} G_{kj} + Q_{1k} + \sum_{j=2}^{nq} \psi_{0j} \cdot Q_{jk}$
- Combinazione frequente $F_d = \sum_{j=1}^{ng} G_{kj} + \psi_{1j} \cdot Q_{1k} + \sum_{j=2}^{nq} \psi_{2j} \cdot Q_{jk}$
- Combinazione quasi permanente $F_d = \sum_{j=1}^{ng} G_{kj} + \sum_{j=2}^{nq} \psi_{2j} \cdot Q_{jk}$

Non avendo sollecitazioni dovute a carichi variabili le combinazioni frequente e quasi permanente si equivalgono.

10. INQUADRAMENTO SISMICO

L'intervento ricade nel comune di Fornovo di Taro sito alle seguenti coordinate geografiche (sistema ED50):

Longitudine 10,138931

Latitudine 44,676709

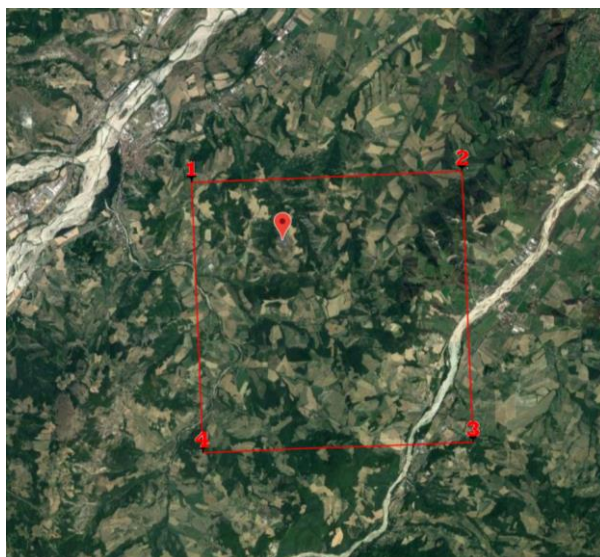


Figura 10.1: Inquadramento planimetrico con individuazione dei vertici della maglia di riferimento

Siti di riferimento

- Sito 1	ID: 15825	Lat: 44,6871	Lon: 10,1160	Distanza: 2149,119
- Sito 2	ID: 15826	Lat: 44,6891	Lon: 10,1862	Distanza: 3984,833
- Sito 3	ID: 16048	Lat: 44,6391	Lon: 10,1891	Distanza: 5761,943
- Sito 4	ID: 16047	Lat: 44,6371	Lon: 10,1189	Distanza: 4676,442



Vita Nominale

100



Interpolazione

Media ponderata

CU = 1.5

Stato Limite	Tr [anni]	a _g [g]	Fo	Tc* [s]
Operatività (SLO)	90	0.084	2.472	0.265
Danno (SLD)	151	0.103	2.476	0.272
Salvaguardia vita (SLV)	1424	0.220	2.523	0.297
Prevenzione collasso (SLC)	2475	0.257	2.548	0.306
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	150			

Figura 10.2: Parametri sismici di riferimento (GeostruAPP)

Di seguito si riportano le rappresentazioni grafiche della pericolosità sismica come picco di accelerazione orizzontale del suolo riferita ad una probabilità di superamento del 10% in 50 anni.

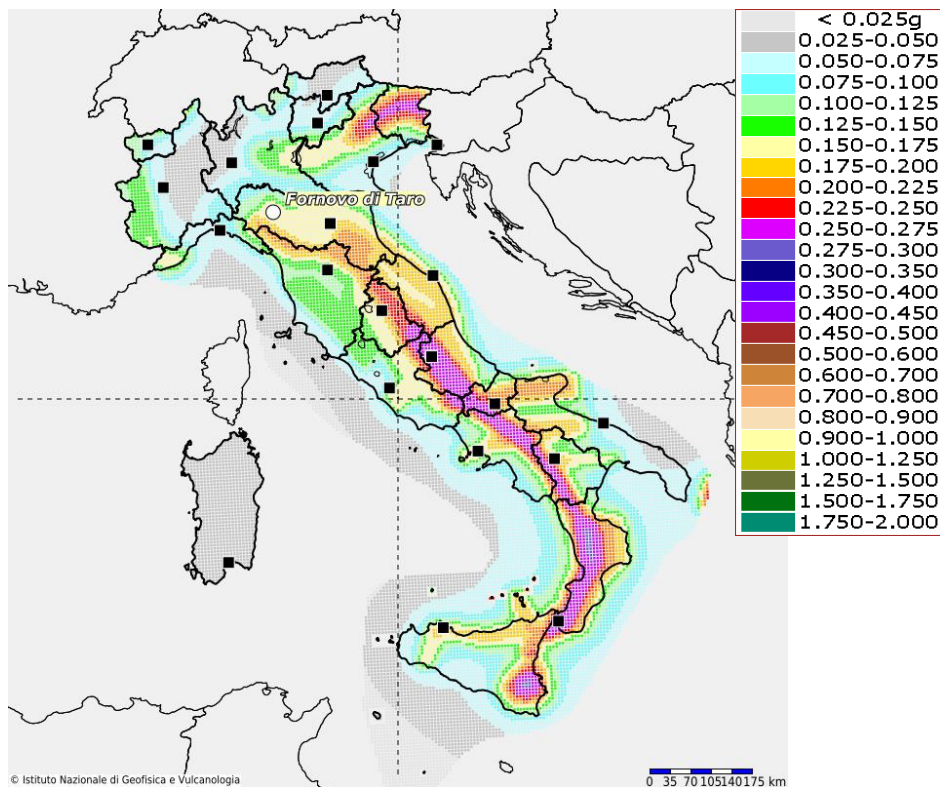


Figura 10.3: Carta della pericolosità sismica nazionale

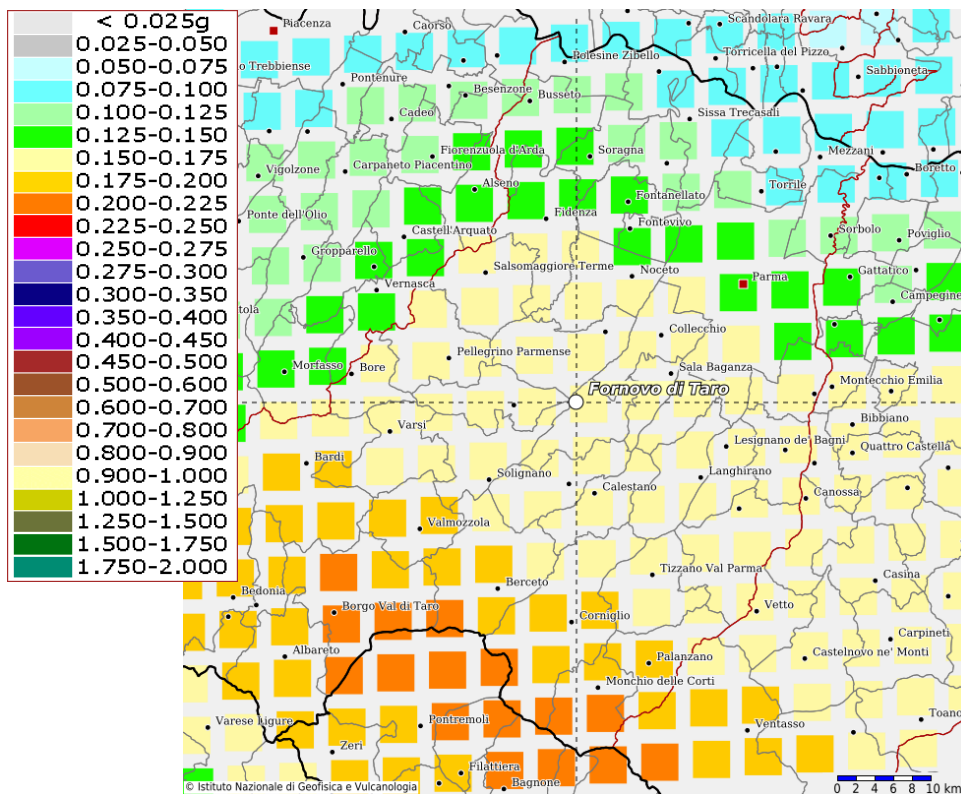


Figura 10.4: Carta della pericolosità sismica provincia di Parma

11. ANALISI SISMICA

La verifica sismica e il calcolo delle sollecitazioni applicate all'elemento resistente di valle (muro tirantato fondato su micropali) sono stati eseguiti in accordo alle prescrizioni delle NTC 2018 e del Decreto Legislativo 3 Settembre 2020 attraverso analisi dinamiche non-lineari utilizzando un modello numerico bidimensionale della discarica e un input sismico rappresentato dallo stesso set di accelerogrammi reali spettro-compattibili utilizzato nello studio di Calvi e Lai (2018).

Per maggiori dettagli si rimanda alla Relazioni Sismica (rif. 2582_3937_R05_A5_Rev0_SISMIC) allegata al presente progetto.



Cantelli stratigrafici

12. VERIFICA SEZIONI MURO IN C.A.

12.1 SOLLECITAZIONI STATICHE

Nelle tabelle seguenti vengono riportate le sollecitazioni statiche caratteristiche applicate agli elementi strutturali (fondazione ed elevazione) nella sezione centrale quella maggiormente caricata:

PARAMENTO VERTICALE

x	y	N	Q	M
[m]	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]
0,00	10,90	-12,1	4,6	0,0
0,00	10,51	-47,0	-13,4	-2,5
0,00	10,12	-90,6	-14,9	-8,1
0,00	9,73	-138,8	-8,0	-13,0
0,00	9,34	-187,1	-1,2	-14,5
0,00	9,34	-186,0	4,2	-14,5
0,00	8,95	-244,7	13,1	-10,9
0,00	8,56	-303,4	19,3	-4,8
0,00	8,18	-363,1	26,9	4,3
0,00	7,79	-425,1	40,0	17,0
0,00	7,79	-424,2	40,1	17,0
0,00	7,40	-490,5	46,4	33,7
0,00	7,01	-556,4	55,6	53,5
0,00	6,62	-622,5	67,9	77,4
0,00	6,23	-689,5	83,4	106,8
0,00	6,23	-691,5	78,1	106,8
0,00	5,84	-758,8	92,6	140,0
0,00	5,45	-826,5	106,4	178,7
0,00	5,06	-893,7	120,6	222,9
0,00	4,67	-959,3	136,5	272,9
0,00	4,67	-959,0	135,5	272,9
0,00	4,28	-1023,3	153,4	329,0
0,00	3,89	-1086,3	174,4	392,7
0,00	3,50	-1146,6	200,1	465,5
0,00	3,11	-1202,6	231,8	549,3
0,00	3,11	-1203,4	231,4	549,3
0,00	2,73	-1255,2	264,3	645,5
0,00	2,34	-1304,2	300,7	755,5
0,00	1,95	-1351,2	338,8	879,9
0,00	1,56	-1397,1	377,1	1019,3
0,00	1,56	-1397,3	376,7	1019,3
0,00	1,17	-1441,0	411,8	1172,8
0,00	0,78	-1481,6	441,7	1339,3
0,00	0,39	-1518,3	463,6	1515,7
0,00	0,00	-1550,0	474,6	1698,8

Tabella 12.1: Sollecitazioni statiche massime dal modello Plaxis – Paramento verticale

FONDAZIONE

x	y	N	Q	M
[m]	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]
0,00	0,00	-120	-60	0
0,27	0,00	-168	-97	22
0,55	0,00	-211	-123	52
0,82	0,00	-249	-141	89
1,10	0,00	-282	-155	129
1,10	0,00	-590	-774	-550
1,55	0,00	-629	-789	-199
2,00	0,00	-663	-805	160
2,45	0,00	-692	-825	526
2,90	0,00	-716	-852	903
2,90	0,00	-716	-852	903
3,35	0,00	-736	-886	1294
3,80	0,00	-751	-930	1702
4,25	0,00	-760	-988	2133
4,70	0,00	-763	-1064	2594
4,70	0,00	-290	475	895
5,05	0,00	-268	418	739
5,40	0,00	-240	365	602
5,75	0,00	-200	308	484
6,10	0,00	-143	240	387
6,10	0,00	-231	243	124
6,34	0,00	-188	190	73
6,58	0,00	-148	131	34
6,81	0,00	-108	71	10
7,05	0,00	-66	17	0

Tabella 12.2: Sollecitazioni statiche massime dal modello Plaxis - Fondazione

12.2 SOLLECITAZIONI SISMICHE

Nelle tabelle seguenti vengono riportate i valori di incremento delle sollecitazioni dovute al sisma applicate agli elementi strutturali (fondazione ed elevazione) nella sezione maggiormente caricata (sezione centrale):

PARAMENTO VERTICALE		ΔM		ΔT	
x [m]	y [m]	Min [kNm/m]	Max [kNm/m]	Min [kN/m]	Max [kN/m]
0,00	11,02466	0,09	-0,09	0,08	-0,08
0,00	10,12286	0,79	-0,79	0,70	-0,70
0,00	9,544027	1,94	-1,94	1,42	-1,42
0,00	8,815821	3,89	-3,89	2,55	-2,55
0,00	8,087614	7,11	-7,11	3,69	-3,69
0,00	7,359407	10,97	-10,97	4,84	-4,84
0,00	6,51917	16,39	-16,39	6,16	-6,16
0,00	5,622915	23,61	-23,61	7,57	-7,57
0,00	4,633302	33,18	-33,18	9,14	-9,14
0,00	3,625016	44,53	-44,53	10,72	-10,72
0,00	2,467354	59,56	-59,56	12,57	-12,57
0,00	1,309692	76,80	-76,80	14,39	-14,39
0,00	0,00	98,82	-98,82	16,47	-16,47

Tabella 12.3: Incrementi sismici massimi dal modello Flac2D – Paramento verticale

FONDAZIONE		ΔM		ΔT	
x [m]	y [m]	Min [kNm/m]	Max [kNm/m]	Min [kN/m]	Max [kN/m]
0,0	0,0	- 0,11	0,11	-0,88	-0,64
0,5	0,0	3,29	5,26	-2,63	-1,99
1,0	0,0	-172,31	-58,96	2,47	6,78
3,0	0,0	-255,80	-206,81	-2,82	1,21
4,6	0,0	-243,99	-174,39	-23,37	-18,54
5,0	0,0	-153,69	-75,57	-25,71	-20,59
6,0	0,0	14,64	20,72	2,00	2,65
6,5	0,0	3,46	5,36	0,64	0,92
7,0	0,0	-0,15	0,16	-0,01	0,00

Tabella 12.4: Incrementi sismici massimi dal modello Flac2D - Fondazione

12.3 COMBINAZIONE DELLE SOLLECITAZIONI

Nelle seguenti tabelle si riportano le sollecitazioni statiche amplificate del coefficiente A1 in condizioni statiche, in particolare dovute alla spinta delle terre ($\gamma_G = 1,3$) e in condizioni sismiche dove i carichi non sono amplificati in quanto ($\gamma_G = \gamma_Q = 1$), valutando inoltre se il contributo della sollecitazione sia favorevole o sfavorevole ai fini della verifica strutturale.

12.3.1 Combinazioni statiche

PARAMENTO VERTICALE				
x	y	N	Q	M
[m]	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]
0,000	11,024	-12,13	6,036185	9,1E-11
0,000	10,900	-12,13	6,036185	9,1E-11



0,000	10,511	-47,02	-17,4024	-3,2679
0,000	10,123	-90,49	-19,2999	-10,4895
0,000	10,121	-90,65	-19,3069	-10,5161
0,000	9,732	-138,77	-10,4229	-16,904
0,000	9,544	-162,13	-6,10897	-17,8519
0,000	9,343	-187,12	-1,49572	-18,8656
0,000	9,343	-185,99	5,425564	-18,8656
0,000	8,954	-244,66	17,0419	-14,1982
0,000	8,816	-265,43	19,88567	-11,361
0,000	8,564	-303,35	25,07847	-6,18036
0,000	8,175	-363,13	34,91875	5,565628
0,000	8,088	-377,03	38,74104	9,267653
0,000	7,786	-425,07	51,94623	22,05736
0,000	7,786	-424,17	52,18346	22,05736
0,000	7,396	-490,48	60,34552	43,83787
0,000	7,359	-496,75	61,48297	46,28134
0,000	7,007	-556,40	72,30584	69,531
0,000	6,618	-622,53	88,25049	100,6629
0,000	6,519	-639,50	93,3498	110,3267
0,000	6,229	-689,48	108,3655	138,7834
0,000	6,229	-691,49	101,4709	138,7834
0,000	6,000	-731,038	112,5552	164,1762
0,000	5,839	-758,84	120,3488	182,0304
0,000	5,623	-796,47	130,3138	209,9869
0,000	5,450	-826,54	138,2773	232,3286
0,000	5,061	-893,66	156,7981	289,7909
0,000	4,671	-959,26	177,4528	354,7158
0,000	4,671	-958,99	176,2006	354,7158
0,000	4,633	-965,28	178,475	361,8681
0,000	4,282	-1023,26	199,4224	427,7428
0,000	3,893	-1086,32	226,727	510,4704
0,000	3,625	-1127,81	249,6652	575,5712
0,000	3,504	-1146,62	260,0659	605,0893
0,000	3,114	-1202,62	301,391	714,0255
0,000	3,114	-1203,44	300,7647	714,0255
0,000	3,000	-1218,63	313,3522	750,7783
0,000	2,725	-1255,18	343,6408	839,2146
0,000	2,467	-1287,59	374,8914	933,8414
0,000	2,336	-1304,15	390,8583	982,1894
0,000	2,000	-1344,71	433,5675	1121,642
0,000	1,946	-1351,18	440,3827	1143,895
0,000	1,557	-1397,10	490,1796	1325,042
0,000	1,557	-1397,29	489,7163	1325,042
0,000	1,310	-1425,05	518,7551	1451,908
0,000	1,168	-1440,96	535,3997	1524,625
0,000	0,779	-1481,64	574,2584	1741,09
0,000	0,389	-1518,32	602,6519	1970,472
0,000	0,000	-1549,96	616,9398	2208,382
0,000	0,000	-1549,96	616,9398	2208,382

0,000	0,000	-1549,96	616,9398	2208,382
-------	-------	----------	----------	----------

Tabella 12.5: Combinazione statica per il paramento verticale

FONDAZIONE				
x	y	N	Q	M
[m]	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]
0,000	0,000	-120,405	-77,5285	3,55E-10
0,000	0,000	-120,405	-77,5285	3,55E-10
0,275	0,000	-168,166	-125,59	28,35545
0,500	0,000	-203,061	-153,205	60,54235
0,550	0,000	-210,816	-159,341	67,695
0,825	0,000	-248,600	-183,311	115,1173
1,000	0,000	-269,702	-195,222	148,8357
1,100	0,000	-281,761	-202,028	168,1033
1,100	0,000	-590,114	-1006,81	-715,582
1,550	0,000	-629,478	-1025,2	-258,488
2,000	0,000	-663,244	-1046,36	207,454
2,450	0,000	-691,999	-1072,86	684,2556
2,900	0,000	-716,284	-1106,95	1174,284
2,900	0,000	-716,327	-1107,3	1174,284
3,000	0,000	-720,765	-1117,13	1287,125
3,350	0,000	-736,298	-1151,55	1682,071
3,800	0,000	-750,712	-1208,74	2212,433
4,250	0,000	-759,506	-1284,13	2772,918
4,600	0,000	-761,954	-1361,27	3238,754
4,700	0,000	-762,654	-1383,31	3371,85
4,700	0,000	-289,998	617,9416	1163,468
5,000	0,000	-271,290	554,5024	989,5774
5,050	0,000	-268,172	543,9292	960,5956
5,400	0,000	-239,796	474,4813	782,0084
5,750	0,000	-199,866	400,3338	628,93
6,000	0,000	-159,518	337,3973	539,3943
6,100	0,000	-143,378	312,2227	503,58
6,100	0,000	-230,908	316,0466	161,663
6,338	0,000	-187,987	247,6299	94,40603
6,500	0,000	-160,291	194,9157	60,49017
6,575	0,000	-147,508	170,5861	44,83669
6,813	0,000	-107,518	92,92039	13,40812
7,000	0,000	-74,7877	37,43424	2,822761
7,050	0,000	-66,0596	22,63794	3,25E-11

Tabella 12.6: Combinazione statica per la fondazione

12.3.2 Combinazioni sismiche

PARAMENTO VERTICALE		T		M	
x	y	Min	Max	Min	Max
[m]	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]
0,000	11,025	4,72	4,56	0,09	-0,09
0,000	10,900	4,81	4,48	0,19	-0,19



0,000	10,511	-12,95	-13,82	-2,03	-3,00
0,000	10,123	-14,15	-15,55	-7,28	-8,85
0,000	10,121	-14,15	-15,55	-7,30	-8,88
0,000	9,732	-6,83	-9,21	-11,44	-14,57
0,000	9,544	-3,27	-6,12	-11,79	-15,67
0,000	9,343	0,58	-2,88	-12,03	-16,99
0,000	9,343	5,91	2,44	-12,03	-16,99
0,000	8,954	15,44	10,78	-7,40	-14,44
0,000	8,816	17,84	12,75	-4,85	-12,63
0,000	8,564	22,23	16,35	0,25	-9,76
0,000	8,175	30,42	23,31	11,00	-2,44
0,000	8,088	33,49	26,11	14,24	0,02
0,000	7,786	44,13	35,79	25,68	8,26
0,000	7,786	44,31	35,97	25,68	8,26
0,000	7,396	51,20	41,64	44,50	22,95
0,000	7,359	52,13	42,46	46,57	24,63
0,000	7,007	61,01	50,23	66,73	40,24
0,000	6,618	73,89	61,88	93,19	61,68
0,000	6,519	77,97	65,65	101,26	68,48
0,000	6,229	89,98	76,74	125,49	88,03
0,000	6,229	84,67	71,44	125,49	88,03
0,000	6,000	93,56	79,60	146,86	105,72
0,000	5,839	99,81	85,35	161,89	118,16
0,000	5,623	107,81	92,67	185,14	137,92
0,000	5,450	114,21	98,52	204,00	153,43
0,000	5,061	129,08	112,15	251,96	193,87
0,000	4,671	145,58	127,42	305,67	240,05
0,000	4,671	144,62	126,46	305,67	240,05
0,000	4,633	146,43	128,15	311,54	245,18
0,000	4,282	163,09	143,71	366,16	291,90
0,000	3,893	184,71	164,10	434,18	351,16
0,000	3,625	202,77	181,33	487,28	398,22
0,000	3,504	210,97	189,13	511,56	419,35
0,000	3,114	243,38	220,30	600,41	498,09
0,000	3,114	242,89	219,82	600,41	498,09
0,000	3,000	252,76	229,32	630,17	524,88
0,000	2,725	276,49	252,18	701,77	589,33
0,000	2,467	300,94	275,81	777,90	658,78
0,000	2,336	313,43	287,89	817,05	694,01
0,000	2,000	346,82	320,21	929,32	796,28
0,000	1,946	352,14	325,37	947,24	812,60
0,000	1,557	391,06	363,06	1092,38	946,15
0,000	1,557	390,71	362,70	1092,38	946,15
0,000	1,310	413,44	384,65	1193,65	1040,06
0,000	1,168	426,46	397,23	1251,97	1093,61
0,000	0,779	456,97	426,50	1425,03	1253,57
0,000	0,389	479,43	447,73	1608,02	1423,47
0,000	0,000	491,04	458,10	1797,58	1599,94
0,000	0,000	491,04	458,10	1797,58	1599,94



0,000	0,000	491,04	458,10	1797,58	1599,94
-------	-------	--------	--------	---------	---------

Tabella 12.7: Combinazione sismica per il paramento verticale

FONDAZIONE		T		M	
x [m]	y [m]	Min [kN/m]	Max [kN/m]	Min [kNm/m]	Max [kNm/m]
0,000	0,000	-59,74519	-59,5294	-0,88352	-0,63863
0,000	0,000	-59,74519	-59,5294	-0,88352	-0,63863
0,275	0,000	-94,84537	-93,6643	19,96966	20,42811
0,500	0,000	-114,5568	-112,586	43,94442	44,5776
0,550	0,000	-136,8377	-123,729	49,95645	50,95712
0,825	0,000	-251,8583	-177,492	89,24017	92,26204
1,000	0,000	-322,4822	-209,134	116,9624	121,2705
1,100	0,000	-331,8921	-221,762	131,5188	135,8134
1,100	0,000	-950,9582	-840,829	-548,239	-543,944
1,550	0,000	-983,8895	-888,241	-197,821	-193,587
2,000	0,000	-1018,949	-937,781	159,4046	163,5782
2,450	0,000	-1058,121	-991,435	524,9831	529,0961
2,900	0,000	-1103,128	-1050,92	900,7359	904,7884
2,900	0,000	-1103,393	-1051,19	900,7359	904,7884
3,000	0,000	-1115,132	-1066,14	987,2723	991,3113
3,350	0,000	-1139,025	-1085,53	1286,583	1290,794
3,800	0,000	-1179,698	-1120,4	1688,777	1693,209
4,250	0,000	-1234,366	-1169,28	2114,142	2118,795
4,600	0,000	-1291,123	-1221,52	2467,984	2472,809
4,700	0,000	-1285,500	-1213,77	2569,779	2574,678
4,700	0,000	253,92405	325,651	871,0237	875,9229
5,000	0,000	272,85384	350,9681	735,5034	740,6235
5,050	0,000	273,13678	347,6493	714,5954	719,492
5,400	0,000	278,62843	327,9287	586,9202	590,2525
5,750	0,000	280,50501	304,593	478,8671	480,6352
6,000	0,000	274,17312	280,2523	416,9218	417,5726
6,100	0,000	252,57244	257,8168	389,0992	389,676
6,100	0,000	255,51394	260,7583	126,0861	126,6629
6,338	0,000	197,57614	200,8379	73,70117	74,10255
6,500	0,000	153,39392	155,2992	47,16812	47,44944
6,575	0,000	134,13789	135,8035	35,02945	35,27053
6,813	0,000	72,682064	73,58877	10,54478	10,65839
7,000	0,000	28,648064	28,95565	2,158368	2,171355
7,050	0,000	17,266291	17,57387	-0,01299	2,5E-11

Tabella 12.8: Combinazione sismica per la fondazione

12.4 DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DELLE SEZIONI IN C.A.

Per il dimensionamento del muro in calcestruzzo armato si sono utilizzati quali dati di calcolo gli sforzi massimi risultanti dalla combinazione di carico più sfavorevole.

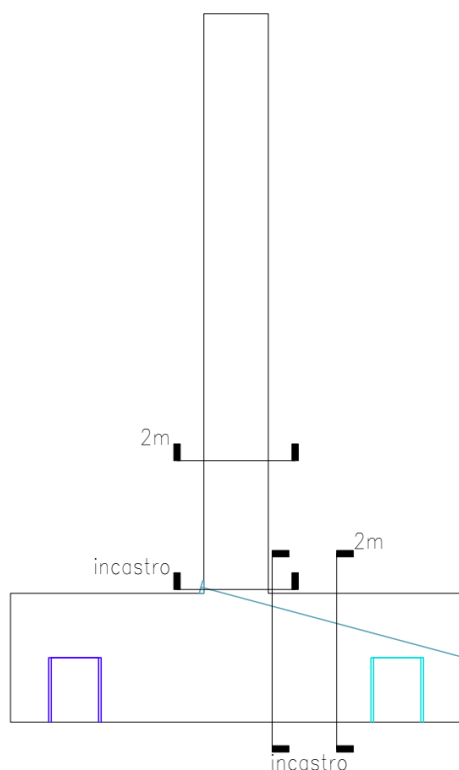


Figura 12.1: Individuazione delle sezioni per il dimensionamento dell'opera in C.A.

Le sezioni in C.A. sono state dimensionate in tre punti distinti come si vede in figura:

- all'incastro tra fondazione ed elevazione dove ho gli sforzi massimi sia in fondazione sia in elevazione;
- ad un'altezza di 2 m dalla fondazione per il paramento verticale;
- a distanza di 2m dal bordo della fondazione di monte.

Mentre le sezioni all'incastro sono state utilizzate per il calcolo dell'armatura minima necessaria per la resistenza a SLU e SLE, le altre due sezioni calcolate si sono utilizzate per ottimizzare la quantità di armatura all'interno dell'opera.

Dimensionamento e verifica delle sezioni sono stati condotti tramite l'utilizzo del software Calcolus v. 6.00a. Per ogni sezione evidenziata sono state eseguite le seguenti verifiche:

- verifica a pressoflessione retta allo SLU;
- verifica a taglio;
- verifica delle tensioni di esercizio del calcestruzzo e dell'acciaio e calcolo momento di prima fessurazione allo SLE per le sezioni in C.A..

La metodologia di calcolo usata per la valutazione della Resistenza strutturale dell'elemento in calcestruzzo armato è quella della discretizzazione in fibre della sezione. La sezione viene suddivisa in un numero discreto di elementi, di dimensione quasi infinitesimale, ognuno di essi caratterizzati da un determinato tipo di materiale con le proprie caratteristiche meccaniche. Per ognuno è possibile ricavare, in funzione dei legami costitutivi e delle proprietà meccaniche del materiale, lo stato deformativo e tensionale. In funzione di quest'ultimo è possibile ricavate le sollecitazioni resistenti per i meccanismi di verifica considerati. Per ogni meccanismo resistente considerato, il confronto tra Resistenza e valore di Progetto fornisce il coefficiente di sicurezza (CS).

Per ulteriori approfondimenti si rimanda ai tabulati di calcolo allegati alla presente (Allegato 1, Allegato 2, Allegato 3 e Allegato 4).

13. DIMENSIONAMENTO PALI DI FONDAZIONE

Al fine di identificare le sollecitazioni di momento flettente, taglio, e sforzo normale agenti nei pali, è stata eseguita una simulazione numerica (analisi tenso-deformativa elasto-plastica) così come riportato al capitolo 9.1 della relazione Geotecnica (rif. 2582_3937_R05_A4_Rev0_GEOTEC).

I valori massimi di sforzo normale sono rispettivamente di 338 kN e 639 kN per il palo di monte e di valle.

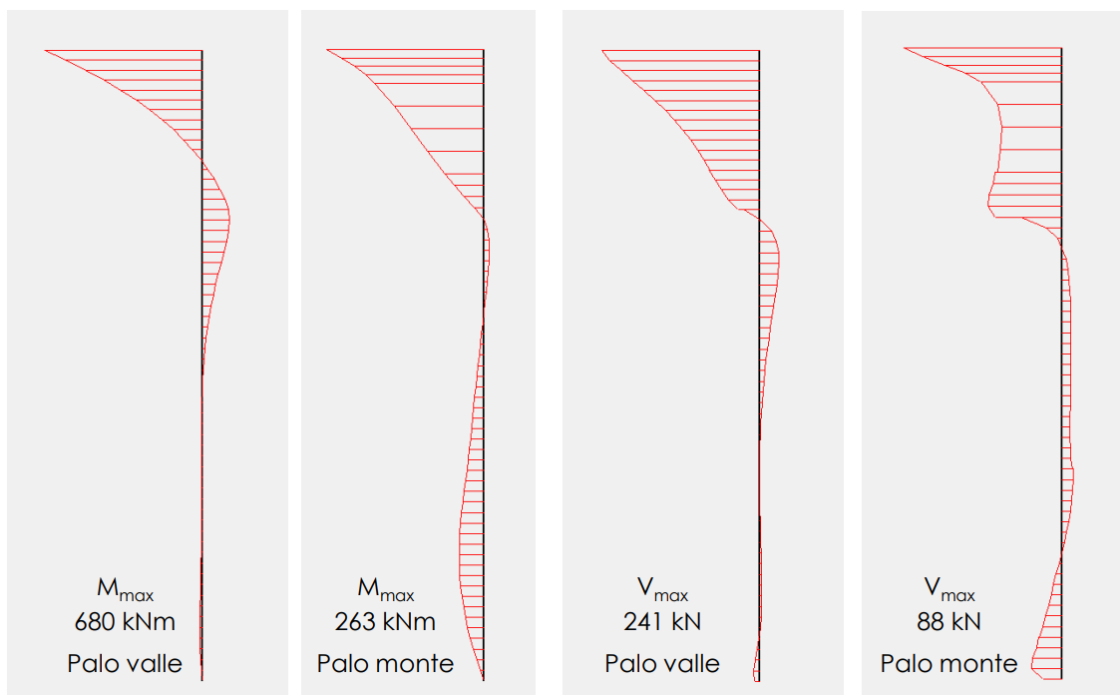


Figura 13.1: Sollecitazioni di momento flettente (M) e taglio (V) lungo i pali di valle e di monte.

Nel caso di verifiche strutturali dei pali, le NTC 2018 prevedono che il coefficiente delle resistenze γ_R non sia considerato. Pertanto, al fine di soddisfare le verifiche, è necessario che i valori delle resistenze siano maggiori delle sollecitazioni massime ottenute dalla modellazione amplificate tramite il coefficiente parziale per le azioni (γ_F) pari ad 1.3. I valori di resistenza del momento flettente, taglio, e sforzo normale sono stati calcolati in accordo con il paragrafo 4.2.4 delle NTC 2018 per i profilati in acciaio. Il momento flettente resistente $M_{rd,pl}$ è stato calcolato con la seguente formula, considerando la sezione dei pali HEM 800 di classe 1:

$$M_{rd,pl} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad (1)$$

dove W_{pl} è il modulo di resistenza plastico della sezione pari a 12.490 cm^3 , f_{yk} è la tensione caratteristica di snervamento pari a 440 MPa per l'acciaio S450, e γ_{M0} è il coefficiente di sicurezza per la resistenza pari 1,05. Da questi valori, si ottiene un momento resistente per il singolo palo pari a 5.234 kNm.

$$V_{rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \quad (2)$$

dove A_v è l'area resistente a taglio, ed è ottenuta per i profilati ad I e ad H dalla seguente formula:

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + r) \cdot t_f \quad (3)$$

dove i parametri A , b , t_f , t_w , r , t_f sono relativi alla geometria della sezione (si veda il paragrafo 4.2.4.1.2.4 delle NTC 2018). Il valore di V_{rd} ottenuto per il singolo palo è pari 4.701 kN.

Infine, la resistenza di progetto a compressione è calcolata con la seguente espressione:

$$N_{rd} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad (4)$$

dove A è l'area della sezione. Il valore ottenuto per il singolo palo è pari 16.942 kN

Considerato che è stato adottato un interasse dei pali pari a 2 m, i valori delle resistenze devono essere dimezzati per eseguire le verifiche. Nella Tabella 13.1 sono riassunti i valori resistenti e sollecitanti di momento flettente, taglio e sforzo, normale.

Tutte le verifiche in condizioni statiche sono soddisfatte, ovvero $E_d \leq R_d$.

Tabella 13.1: Confronto tra i valori delle azioni e delle resistenze per i pali

SOLLECITAZIONE	RESISTENZA (R_d)	AZIONE STATICA (E_d)
Momento flettente (kN/m)	2617	884
Taglio (kN)	2350	313
Sforzo normale (kN)	8471	831

Gli incrementi delle sollecitazioni dovute alle azioni sismiche e le sollecitazioni totali (statiche più sismiche) sono riportati nella Tabella 13.2. Per il calcolo degli incrementi indotti dalle azioni sismiche si veda la "Relazione sismica" condotta dall'Università di Pavia (rif. 2582_3937_R05_A5_Rev0_SISMIC). A tali incrementi, come indicato nelle NTC18, è stato applicato un coefficiente parziale sulle azioni unitario. Nella stessa tabella sono riportati i corrispondenti valori di resistenza di confronto. Anche in queste condizioni le resistenze strutturali soddisfano i requisiti richiesti dalle norme nazionali.

Tabella 13.2: Verifiche strutturali in condizioni sismiche: incremento delle sollecitazioni nei pali in condizioni sismiche, sollecitazioni totali e confronto con i valori delle resistenze per momento flettente, taglio, e sforzo normale.

SOLLECITAZIONE	RESISTENZA (R_d)	AZIONE STATICA	AZIONE SISMICA	AZIONE TOTALE (E_d)
Momento flettente (kN/m)	2617	884	389	1273
Taglio (kN)	2350	313	67	380
Sforzo normale (kN)	8471	831	2737	3568

14. DIMENSIONAMENTO TIRANTI

Le verifiche a sfilamento dei tiranti sono state eseguite in accordo con quanto indicato dalle NTC 2018 al paragrafo 6.6.2.

Secondo la normativa tecnica i tiranti devono essere progettati considerando tutti i meccanismi di SLU sia a breve sia a lungo termine, e si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi che li compongono. Per il dimensionamento geotecnico, deve risultare rispettata la condizione [6.2.1] con specifico riferimento ad uno stato limite di sfilamento della fondazione dell'ancoraggio. La verifica di tale condizione può essere effettuata con riferimento alla combinazione A1+M1+R3, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.6.I. delle NTC di seguito riportate.

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_{G1}

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

Tab. 6.6.I - Coefficienti parziali per la resistenza degli ancoraggi

	Simbolo	Coefficiente parziale
Temporanei	γ_R	1,1
Permanenti	γ_R	1,2

Tab. 6.6.III - Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica dalle prove geotecniche, in funzione del numero n di profili di indagine

Numero di profili di indagine	1	2	3	4	≥ 5
ξ_{a3}	1,80	1,75	1,70	1,65	1,60
ξ_{a4}	1,80	1,70	1,65	1,60	1,55

La **verifica a sfilamento** della fondazione dell'ancoraggio si esegue confrontando la massima azione di progetto E_d con la resistenza di progetto $R_{a,d}$, determinata applicando alla resistenza caratteristica $R_{a,k}$ i coefficienti parziali γ_R riportati nella Tab. 6.6.I. delle NTC.

Il valore caratteristico della resistenza allo sfilamento dell'ancoraggio $R_{a,k}$ si può determinare dai risultati di prove di progetto su ancoraggi di prova, applicando i fattori di correlazione ξ_{a1} e ξ_{a2} al valor medio e al valor minimo delle resistenze, o come nel caso in esame con metodi di calcolo analitici, dai valori caratteristici dei parametri geotecnici dedotti dai risultati di prove in sito e/o di laboratorio, applicando i fattori di correlazione ξ_{a3} e ξ_{a4} al valor medio e al valor minimo delle resistenze. Considerato che la resistenza limite a sfilamento è ottenuta tramite la resistenza limite unitaria (τ_s) stimata dalle otto prove penetrometriche indicate nella Relazione geotecnica al capitolo 8.3 (rif. 2582_3937_R05_A4_Rev0_GEOTEC), il valore di progetto della resistenza a sfilamento ($R_{a,d}$) è stato calcolato con la seguente espressione:

$$R_{a,d} = \frac{(\alpha \cdot \pi \cdot D \cdot \tau_s \cdot L_{fi})}{\gamma_R \cdot \xi_a} \quad (5)$$

Dove:

- $R_{a,d}$ = è la resistenza a sfilamento di progetto;
- τ_s = è la resistenza al taglio nell'interfaccia roccia/malta determinata dalle prove effettuate;
- α = coefficiente in funzione del tipo di terreno, della metodologia di iniezione e del quantitativo di miscela iniettata (1,1);
- D = diametro della perforazione;
- L_{fi} = lunghezza della fondazione;
- γ_R = coefficiente di parziale per la resistenza degli ancoraggi permanenti (1,2) (Tabella 6.6.I);
- ξ_a = coefficiente per determinare la resistenza caratteristica sulla base delle prove geotecniche eseguite, (ξ_{a3} - ξ_{a4} - Tabella 6.6.III).

A partire dal valore di resistenza unitaria $\tau_{medio}=150$ kPa e $\tau_{min}=120$ kPa, derivante delle prove in sito assumendo cautelativamente un valore di NSPT pari a 30 e a 20 rispettivamente per il valor medio e il valor minimo (Figura 14.2), dalla lunghezza del bulbo di ancoraggio $L=10$ m, assumendo un diametro del bulbo $D=200$ mm, inclinazione 15° , un interasse tra i tiranti di 1,00m, un valore di ξ_a in funzione del numero di profili di indagine (pari a 1,60 – 1,55), e un γ_R per ancoraggi permanente (pari a 1,2), il valore di resistenza di progetto ($R_{a,d}$) ottenuto è pari a 445,90 kN.

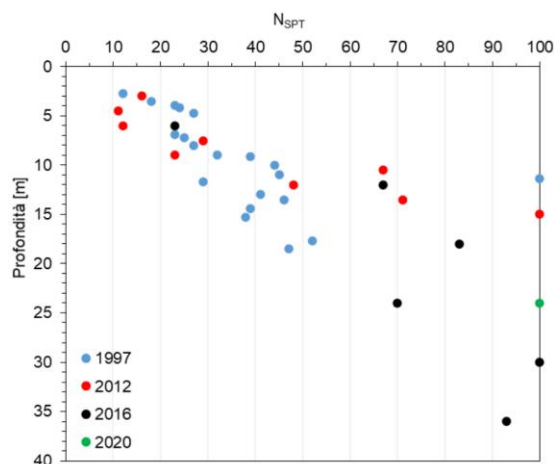


Figura 14.1: Risultati delle prove penetrometriche dinamiche utilizzate per la stima della resistenza unitaria limite (q_s)

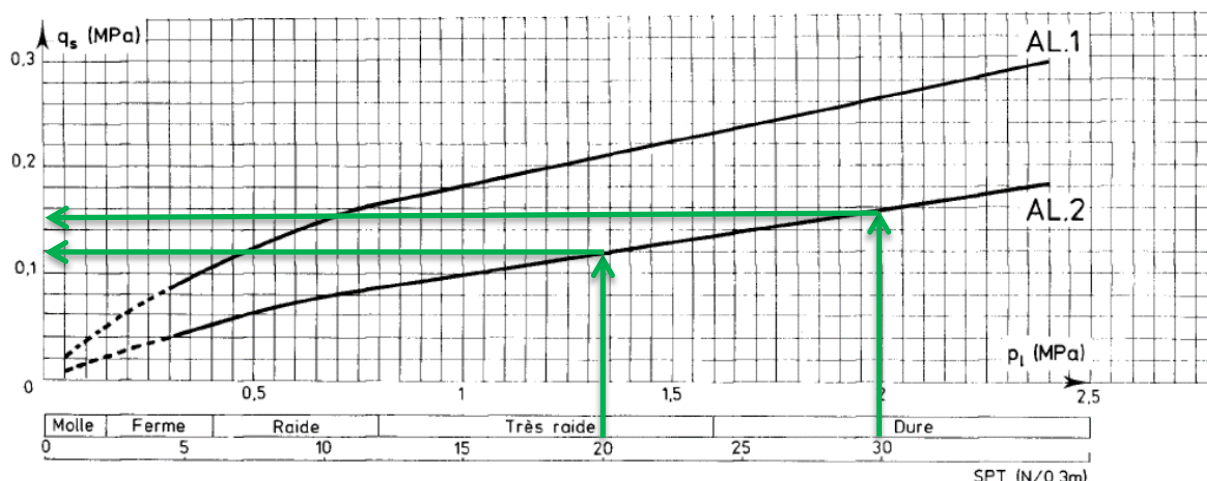


Figura 14.2: Resistenza unitaria limite per terreni a grana fine (AGI, AICAP, Ancoraggio nei Terreni e nelle Rocce, 2012)

Tale valore è stato confrontato con la sollecitazione massima nel tirante, la quale è stata stimata tramite la medesima simulazione numerica adottata per le verifiche dei pali presentata nel precedente paragrafo. Il valore ottenuto dalla simulazione è pari a 72 kN, che moltiplicato per il coefficiente parziale sulle azioni $\gamma_F = 1,3$, porta ad una stima finale della forza assiale pari a 94 kN. Tale valore risulta essere inferiore al valore della resistenza di progetto a sfilamento $R_{a,d}$, e pertanto la verifica in condizioni statiche è soddisfatta.

Come nel caso dei pali, l'incremento di carico sui tiranti dovuto alle azioni sismiche è stato valutato tramite le analisi dinamiche presentate nella "Relazione Sismica" (rif. 2582_3937_R05_A5_Rev0_SISMIC) dell'Università di Pavia. Nella Tabella 13.2 è riportato tale incremento di carico insieme al valore ottenuto in condizioni statiche ed il corrispondente valore di resistenza.

Anche in queste condizioni le resistenze strutturali soddisfano i requisiti richiesti dalle norme nazionali.

Tabella 14.1: Verifiche strutturali dei tiranti di ancoraggi in condizioni statiche e sismiche.

SOLLECITAZIONE	RESISTENZA MALTA TERRENO ($R_{a,d}$)	AZIONE STATICA	AZIONE SISMICA	AZIONE TOTALE (E_d)
Azione (kN)	445,90	94	184	278

Si precisa che le verifiche presentate dovranno essere successivamente validate con delle prove di sfilamento su ancoraggi di prova da eseguire in-situ durante la messa in opera dei tiranti.

Nella verifica del criterio di gerarchia delle resistenze è stata eseguita anche la verifica all'interfaccia acciaio/malta, considerando un coefficiente d'aderenza $\tau_{M-A} = 2,69\text{MPa}$ (pari alla tensione d'aderenza nei calcestruzzi f_{bd} corrispondente ad un cls con valore minimo di $f_{ck} = 25\text{MPa}$) risulta soddisfatta per gli ancoraggi in quanto $R_{tm,d} = 6796,28\text{ kN}$.

A favore di sicurezza, è stato verificato che la resistenza a sfilamento della fondazione dell'ancoraggio risulti minore della resistenza a snervamento dell'armatura (pari a 664,70kN) considerando un tirante costituito da 5 trefoli di $\phi = 15,3\text{mm}$ sezione 140mm^2 e una tensione caratteristica di rottura $f_{ptk} = 1770\text{N/mm}^2$.

Tabella 14.2: Calcolo resistenza ancoraggio

METODO DI CALCOLO SECONDO BUSTAMANTE DOIX		
$R_{a,c} = (\alpha \cdot \pi \cdot D_f \cdot \tau_f \cdot L_f) / (\gamma_{Ra} \cdot \xi_a)$		
Tipo di terreno di fondazione		terreno
Sollecitazione di progetto (sismica più sfavorevole)	Ed_tot	278,00 kN
Percentuale precarico	%P	30%
Precarico di calcolo	P_k	83,40 kN
Precarico progetto	P_d	85,00 kN
Diametro della perforazione	D _f	200,00 mm
Diametro dell'ancoraggio (barra/trefolo)	D _a	15,30 mm
Rapporto D _a /D _f	D _a /D _f	0,08
Coefficiente di maggiorazione del diametro	α	1,1
Tipo di ancoraggio		permanente
Coefficiente parziale resistenza ancoraggi (NTC 2018-Tab. 6.6.I)	$\gamma_{Ra,t}$	1,2
Numero di prove eseguite	n.	5,0
Valore tensione aderenza medio determinato da NSPT medio	τ_{MEDIO}	0,15 MPa
Valore tensione aderenza minimo determinato da NSPT minimo	τ_{MIN}	0,12 MPa
Fattore di correlazione medio (NTC 2018-Tab. 6.6.III)	ξ_{3a}	1,60
Lunghezza fondazione con valore τ_{MEDIO}	L _{f med}	6,72 m
Fattore di correlazione minimo (NTC 2018-Tab. 6.6.III)	ξ_{4a}	1,55
Lunghezza fondazione con valore τ_{MINIMO}	L _{f min}	8,14 m
Lunghezza fondazione massima	L _{f MAX}	8,14 m
N. ancoraggi		1,00
Lunghezza fondazione di progetto	L_f	10,00 m
Resistenza progetto terreno/fondazione singolo ancoraggio	R _{a,d-singolo}	445,90 kN
Resistenza progetto terreno/fondazione totale ancoraggi	R_{a,d-totale}	445,90 kN
Fattore sicurezza terreno/fondazione ancoraggi	FS	1,23
Verifica resistenza (malta/terreno)	Ed_tot < R_{a,d-totale}	Verificata
Tipo di ancoraggio		trefoli
N. ancoraggi/trefoli	n.trefoli/ancoraggi	5
Diametro barra/trefolo	ϕ	15,30 mm
Sezione barra/trefolo	A	700 mm ²
Tensione limite di snervamento	f _{yk}	1092 kN
Tensione limite di rottura	f _{tk}	1239 kN
Coefficiente parziale di sicurezza dell'acciaio	γ_s	1,15
Coefficiente calcolo aderenza	η	1
Coefficiente sicurezza calcestruzzo	γ_c	1,5
Resistenza cilindrica calcestruzzo	f _{ck}	25,00 MPa
	f _{ctk} = 0,21 · f _{ck} ^{2/3}	1,80 MPa
Resistenza caratteristica di aderenza	f _{bk} = 2,25 · η · f _{ctk}	4,04 MPa
Resistenza tangenziale barre calcestruzzo	f _{bd} = f _{bk} / γ_c	2,69 MPa



Tensione aderenza malta-acciaio	$\tau_{M-A} = f_{bd}$	2,69 MPa
Coefficiente correttivo dipendente dallo stato delle superfici	γ	2
Coefficiente correttivo dipendente dal numero di tiranti elementari contenuti nella stessa guaina	δ	0,63
Resistenza aderenza malta-acciaio singolo ancoraggio	$R_{tm,d-singolo}$	6796,28 kN
Resistenza aderenza malta-acciaio ancoraggi	$R_{tm,d-tot}$	6796,28 kN
Verifica resistenza (malta-acciaio)	$E_{d-tot} < R_{tm,d-tot}$	Verificata
Fattore sicurezza malta/acciaio ancoraggi	FS	18,72
Resistenza rottura acciaio singolo ancoraggio	$R_{rot,d-singolo}$	754,17 kN
Resistenza snervamento acciaio singolo ancoraggio	$R_{t,d-singolo}$	664,70 kN
Resistenza snervamento acciaio ancoraggi	$R_{t,d-tot}$	664,70 kN
Verifica resistenza dell'acciaio	$E_{d-tot} < R_{t,d-tot}$	Verificata
Fattore sicurezza snervamento acciaio ancoraggi	FS	1,83
Sollecitazione di progetto singolo ancoraggio	E_d	363,00 kN
Resistenza aderenza malta-terreno singolo ancoraggio	$R_{a,d}$	589,05 kN
Resistenza snervamento acciaio singolo ancoraggio	$R_{t,d}$	664,70 kN
Verifica principio delle gerarchie delle resistenze	$E_d < R_{a,d} < R_{t,d}$	Verificata

15. DIMENSIONAMENTO TERRA RINFORZATA

Nel campo della geotecnica è definita come opera in terra rinforzata o pendio rinforzato, una struttura atta al contenimento o alla stabilizzazione di una scarpata costituita, essa stessa, da terreno e da elementi di rinforzo di forma e materiale opportuno, capaci di assorbire sforzi di trazione. Tali elementi vengono di solito disposti lungo piani di posa orizzontali durante il riempimento e la compattazione del rilevato di terreno strutturale, che avviene per strati successivi.

Così facendo, il regime di sollecitazioni che s'instaura nel rilevato strutturale con l'aumentare dei carichi, è tale da mobilitare la resistenza a trazione dei rinforzi in virtù della propria aderenza per attrito con il terreno.

Il terreno che costituisce il rilevato strutturale, invece, offrirà il suo contributo di resistenza alla compressione per effetto dei carichi verticali.

Nella progettazione di queste strutture è pertanto necessario individuare i meccanismi di rottura potenziali nel terreno al fine di valutare il contributo di stabilità offerto dalla presenza dei rinforzi.

Il dimensionamento di una struttura in terra rinforzata implica pertanto la scelta corretta della lunghezza e della spaziatura verticale dei rinforzi necessarie a garantire la stabilità, noti i parametri geotecnici del rilevato strutturale (angolo d'attrito, peso specifico) e le caratteristiche meccaniche dei rinforzi (carico rottura, coeff. aderenza terreno).

I meccanismi di scivolamento schematizzati nel calcolo saranno in generale diversi secondo le caratteristiche dei rinforzi e soprattutto della geometria e della stratigrafia della scarpata.

15.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Nella redazione della presente relazione si è fatto riferimento alla seguente normativa:

- Nuove Norme tecniche sulle Costruzioni Approvate con D.Min. 17/01/2018
- Eurocodice 7 "Progettazione geotecnica - Parte 1: Regole generali", aprile 1997.
- Eurocodice 8 "Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture – Parte 1: Regole generali - azioni sismiche e requisiti generali per le strutture", ottobre 1997.
- Eurocodice 8 "Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici", febbraio 1998.
- UNI EN 14475 - Esecuzione di lavori geotecnici speciali - Terra rinforzata
- UNI 10006 - Costruzione e manutenzione delle strade - Tecniche di impiego delle terre
- ASTM D 3282 - Standard Practice for Classification of Soils and Soil-Aggregate Mixtures for Highway Construction Purposes
- UNI EN 13242 - Aggregati per materiali non legati e legati con leganti idraulici per l'impiego in opere di ingegneria civile e nella costruzione di strade
- UNI EN 13285 - Miscele non legate - Specifiche
- UNI EN ISO 14688-1 - Indagini e prove geotecniche - Identificazione e classificazione dei terreni - Identificazione e descrizione

15.2 MATERIALI IMPIEGATI – SISTEMA TIPO MISTO CON RINFORZI SECONDARI IN RETE METALLICA A DOPPIA TORSIONE E RINFORZI PRINCIPALI IN GEOGRIGLIE DRENANTI IN POLIESTERE AD ALTA RESISTENZA

15.2.1 Elementi di rinforzo principali in geogriglie drenanti in poliestere ad alta resistenza

I rinforzi previsti per la realizzazione dei muri in terra rinforzata sono costituiti da geogriglie drenanti del tipo "Paradrain". Queste geogriglie sono costituite da due ordini di nastri tra loro saldati ortogonalmente

così da ottenere una struttura di rinforzo a “griglia” avente resistenza longitudinale e trasversale variabile, con maglia vuota di dimensioni pari a mm ...①... . I singoli nastri sono costituiti da filamenti di poliestere ad alta tenacità allineati ed incapsulati in una guaina protettiva di rivestimento di polietilene (LDPE). I singoli nastri, una volta rivestiti, vengono sagomati longitudinalmente ad “omega” e i due lembi inferiori vengono connessi tra loro tramite un sottile strato di geotessuto non tessuto a filo continuo termosaldato in bopolimero coestruso di polipropilene e polietilene (esterno) avente una permeabilità minima di 90 l/mq x sec ed una dimensione dei pori AOS O90 di 100 micron. In questo modo, il canale che si viene a formare all’interno, è in grado di drenare le acque contenute all’interno del terreno circostante.

Le caratteristiche minime di seguito riportate dovranno essere certificate dal produttore supportate da adeguate certificazioni di enti/laboratori esterni:

- resistenza a trazione trasversale 5 kN/m
- resistenza a trazione longitudinale kN/m ...②...
- resistenza a trazione singolo nastro longitudinale kN ...③...
- allungamento a rottura nelle due direzioni $\leq 11\%$
- allungamento max sulla curva dei 114 anni (1.000.000 h) al 40% del NBL < 6%
- deformazione viscosa residua post-costruzione tra la curva a 24 h e quella a 20.000 h non superiore all’ 1% per carichi di esercizio compresi tra il 40 ed il 60% della resistenza nominale a breve termine; il coefficiente riduttivo del “creep” a 20°C per opere permanenti di 100 anni deve risultare non superiore a 1.39 corrispondente al 72% del carico di rottura nominale del prodotto
- la griglia dovrà risultare idonea all’impiego in ambienti basici con ph pari a 11 con coefficiente ambientale riduttivo per opere permanenti con tempo di ritorno di 120 anni a 20°C non superiore a 1.17
- trasmissività longitudinale a 100 kPa con gradiente idraulico di 1.0, 0.5 e 0.1 pari rispettivamente a 3.8, 1.9, 0.9 l/m x hr

Tabella 15.1: Caratteristiche degli elementi di rinforzo

TIPOLOGIA	80	150
①	425x50	425x40
②	80	150
③	6,0	11,25

Il materiale dovrà essere sottoposto alla DL per approvazione accompagnato dalla scheda tecnica, la documentazione CE relativa secondo norma relativa alle applicazioni di rinforzo, certificazione ISO 9001 del produttore e fornitore, polizza assicurativa RC prodotto per danni contro terzi per massimale non inferiore a 5 milioni di Euro (validità decennale come da DPR 224/1988 art. 14) con sotto limite di 0.5 milioni di Euro per il danno da inquinamento ambientale accidentale; la non presentazione della presente documentazione implica la non accettazione del prodotto.

Il prodotto dovrà possedere una certificazione ambientale (EPD) in accordo a ISO 14025 e EN 15804 presentando un coefficiente Global Warming Potential (GWP 100 anni) - coefficiente di emissione di kg CO₂ per kg di prodotto realizzato fco stabilimento di produzione, incluso dell’imballaggio, <2.0 kgCO₂-Equiv. per kg di prodotto realizzato

Il materiale sarà steso manualmente avendo cura di evitare la formazione di ondulazioni o grinze in conformità alle istruzioni di posa del fornitore ed in accordo alla EN 14475.

15.2.2 Elementi di rinforzo secondari in rete metallica a doppia torsione

La struttura di sostegno in terra rinforzata con paramento rinverdibile è realizzata in elementi marcati CE in accordo con la ETA 16/0767 per gli specifici impieghi come “sistemi in rete metallica per il rinforzo del terreno per opere di sostegno”. La struttura è costituita da elementi di armatura planari orizzontali, larghi 3.0 m, in rete metallica a doppia torsione, realizzati in accordo con le “Linee Guida per la certificazione di idoneità tecnica all’impiego e l’utilizzo di prodotti in rete metallica a doppia torsione” approvate dal Consiglio Superiore LL.PP. (n.69/2013), ed in accordo con la UNI EN 10223-3:2013. La rete metallica a doppia torsione deve essere realizzata con maglia esagonale tipo 8x10 (UNI-EN 10223-3), tessuta con filo in acciaio trafilato, avente un diametro non inferiore a 2.70 mm, galvanizzato con lega eutettica di Zinco - Alluminio (5%), conforme all’EN 10244-2 (Classe A) con un quantitativo non inferiore a 245 g/mq. Oltre a tale trattamento il filo sarà ricoperto da un rivestimento di materiale polimerico che dovrà avere uno spessore nominale di 0.5 mm, portando il diametro esterno al valore nominale di almeno 3.70 mm

La resistenza a trazione nominale della rete dovrà essere non inferiore a 50 kN/m (test eseguiti in accordo alla UNI EN 10223-3:2013) ed avrà capacità di carico massimo a punzonamento non inferiore a 65 kN (test eseguiti in accordo alla UNI 11437 e ISO 17746).

La rete una volta sottoposta al 50% del carico massimo a rottura nominale per trazione pari a 25 kN/m, non dovrà presentare rotture del rivestimento plastico del filo all’interno delle torsioni.

La rete deve presentare una resistenza a corrosione in SO₂ tale per cui dopo 28 cicli la percentuale di ruggine rossa non deve essere superiore al 5% (test eseguito in accordo alla EN ISO 6988) e deve presentare una resistenza a corrosione in test in nebbia salina tale per cui dopo 6000h la percentuale di ruggine rossa non deve essere superiore al 5% (test eseguito in accordo alla EN ISO 9227).

- Resistenza all’abrasione del rivestimento polimerico superiore ai 100.000 cicli secondo test eseguito in accordo alla EN60229-2008.
- Resistenza a raggi U.V.: dopo esposizione di 2500 ore ai raggi QUV-A (ISO 4892-3 Mode 1) le prestazioni meccaniche del polimero di base non variano in misura maggiore al 25%
- Resistenza chimica: resistenza agli agenti chimici in concentrazioni che sono normalmente rappresentative dei terreni e dei corsi d’acqua di uso civile.
- Resistenza chimica: resistenza agli agenti chimici in concentrazioni che sono normalmente rappresentative dei terreni e dei corsi d’acqua di uso civile.
- Il prodotto dovrà possedere una certificazione ambientale (EPD) emessa da ente terzo accreditato in accordo a ISO 14025 e EN 15804 presentando un coefficiente Global Warming Potential (GWP 100 anni)
 - coefficiente di emissione di kg CO₂ per kg di prodotto realizzato fco stabilimento di produzione, incluso dell’imballaggio, < 1.5 kgCO₂-Equiv. per kg di prodotto realizzato

Ogni singolo elemento è provvisto di barrette di rinforzo galvanizzate con lega eutettica di Zinco - Alluminio (5%), con un quantitativo non inferiore a 265 g/mq e plasticate, aventi diametro pari a 3.40/4.40 mm e inserite all’interno della doppia torsione delle maglie, in corrispondenza dello spigolo superiore ed inferiore del paramento. Il paramento in vista sarà provvisto inoltre di un elemento di irrigidimento interno assemblato in fase di produzione in stabilimento, costituito da un pannello di rete elettrosaldato con diametro non inferiore a 8 mm e da un idoneo ritentore di fini. Il paramento sarà fissato secondo la pendenza di progetto, per mezzo di elementi a squadra realizzati in tondino metallico e preassemblati alla struttura.

Gli elementi di rinforzo contigui saranno posti in opera e legati tra loro con punti metallici meccanizzati galvanizzati con lega eutettica di Zinco - Alluminio (5%) classe A secondo la UNI EN 10244-2, con diametro 3.00 mm e carico di rottura minimo pari a 1720 MPa.

Prima della messa in opera e per ogni partita ricevuta in cantiere, l'Appaltatore dovrà consegnare alla D.L. la relativa Dichiarazione di Prestazione (DoP) rilasciata in originale, in cui specifica il nome del prodotto, la Ditta produttrice, le quantità fornite e la destinazione. La conformità dei prodotti dovrà essere certificata da un organismo notificato ai sensi della CPD 89/106 CEE o del CPR 305/2011, terzo ed indipendente, tramite certificato del controllo del processo di fabbrica CE.

Il Sistema Qualità della ditta produttrice dovrà essere inoltre certificato in accordo alla ISO 9001:2008 da un organismo terzo indipendente. Il Sistema di Gestione Ambientale della ditta produttrice dovrà essere inoltre certificato in accordo alla ISO 14001:2004 da un organismo terzo indipendente.

La ditta produttrice dovrà esibire polizza assicurativa RC prodotto per danni contro terzi per massimale non inferiore a 10 milioni di Euro (validità decennale come da DPR 224/1988 art. 14; la non presentazione della presente documentazione implica la non accettazione del prodotto).

Le lunghezze dei rinforzi sono riportate negli elaborati grafici di dettaglio e nei tabulati di dimensionamento allegati.

15.3 CONDIZIONI DI CARICO VERIFICATE

Il dimensionamento della struttura è stato condotto sulla base dei dati forniti dal cliente secondo gli Stati Limite Ultimi (SLU - SLV) sia in condizioni statiche che in condizioni sismiche.

In accordo con le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 17/01/2018 - capitolo 6 – sono stati applicati coefficienti parziali ai carichi, ai parametri geotecnici ed alle resistenze (come definiti nel capitolo successivo).

Per quanto riguarda la stabilità globale si è utilizzato l'Approccio 1 Combinazione 2: $A2+M2+R2$ (NTC2018 par. 6.5.3.1.1 Muri di sostegno).

Per quanto riguarda le verifiche agli SLU di tipo geotecnico (GEO) cioè per le Verifiche Esterne a Scorrimento della Fondazione, verifica di Capacità Portante della Fondazione e verifica a Ribaltamento della Struttura si è utilizzato l'Approccio 2: $A1+M1+R3$ (NTC2018 par. 6.5.3.1.1 Muri di sostegno).

Per quanto riguarda le verifiche agli SLU di tipo strutturale (STR), per le Verifiche di resistenza degli elementi strutturali si è utilizzato l'Approccio 2: $A1+M1+R3$ (NTC2018 par. 6.5.3.1.1 Muri di sostegno).

In accordo con le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 17/01/2018 - capitolo 7.11 – sono state condotte anche le verifiche in condizioni sismiche applicando i coefficienti parziali dei parametri geotecnici ed alle resistenze (come definiti nel capitolo successivo), mentre i coefficienti parziali dei carichi sono stati posti pari ad 1.

Per quanto riguarda la stabilità globale si è utilizzato l'Approccio 1 Combinazione 2: $M2+R2+kh\pm kv$ (NTC2018 par. 6.5.3.1.1 Muri di sostegno).

Per quanto riguarda le verifiche agli SLU di tipo geotecnico (GEO) cioè per le Verifiche Esterne a Scorrimento della Fondazione, verifica di Capacità Portante della Fondazione e verifica a Ribaltamento della Struttura si è utilizzato l'Approccio 2: $M1+R3+kh\pm kv$ (NTC2018 par. 6.5.3.1.1 Muri di sostegno).

Per quanto riguarda invece le verifiche agli SLU di tipo strutturale (STR) (NTC2018 par. 6.5.3.1.1 Muri di sostegno), per le Verifiche di resistenza degli elementi strutturali si è utilizzato l'Approccio 2: $M1+R3+kh\pm kv$.

15.4 COEFFICIENTI DI SICUREZZA PARZIALI

Il progetto strutturale e geotecnico delle opere in esame sarà condotto in conformità alle indicazioni del D.M. 17/01/2018 (rif. Cap. 6 e Cap. 7).

Nell'ambito delle verifiche allo Stato Limite Ultimo si sono adottati i seguenti coefficienti parziali:

COEFFICIENTI PARZIALI DEI PARAMETRI DI RESISTENZA γ_R				
$R_d = R_k / \gamma_R$	R2	R2(*)	R3	R3(*)
Stabilità	1,10	1,20	1,00	1,20
Scorrimento - Slittamento per attrito	1,00	1,00	1,10	1,00
Ribaltamento	1,00	1,00	1,15	1,00
Capacità portante della Fondazione - Punzonamento	1,00	1,00	1,40	1,20

COEFFICIENTI PARZIALI DEI PARAMETRI GEOTECNICI γ_M				
$R_d = R_k / \gamma_R$	M1	M1(*)	M2	M2(*)
Stabilità	1,10	1,20	1,00	1,20
Scorrimento - Slittamento per attrito	1,00	1,00	1,10	1,00
Ribaltamento	1,00	1,00	1,15	1,00
Capacità portante della Fondazione - Punzonamento	1,00	1,00	1,40	1,20

COEFFICIENTI PARZIALI DELLE AZIONI γ_F					
		A1	A1(*)	A2	A2(*)
<u>PERMANENTI:</u> (Pesi, spinte geostatiche del terreno; sovraccarichi permanenti) (γ_{G1})	Favorevole	1,00	1,00	1,00	1,00
	Sfavorevole	1,30	1,00	1,00	1,00
<u>VARIABILI:</u> (sovraccarichi variabili; sisma; spinte relative indotte) (γ_{Q1})	Favorevole	0,00	1,00	0,00	1,00
	Sfavorevole	1,50	1,00	1,30	1,00

Nota:

Coefficienti parziali dei carichi e delle spinte (i carichi permanenti non strutturali sono assimilati ai sovraccarichi permanenti in quanto compiutamente definiti).

I coefficienti parziali di riduzione delle prestazioni dei rinforzi definiti nel report di calcolo di MacStars W come “Fs Rottura Rinforzi” e “Fs Sfilamento Rinforzi” sono posti pari all’unità poiché non definiti nelle “Nuove Norme Tecniche 2018”.

(*) condizioni sismiche: nel caso di verifiche sismiche i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici vengono posti pari all’unità (Rif. 7.11.6.2.2 del D.M. 17/01/2018).

15.5 IPOTESI DI CALCOLO

- Comune di costruzione o coordinate topografiche:	Fornovo di Taro (PR)
- Vita nominale dell’opera - VN (Rif. D.M. 17/01/2018 tab 2.4.I):	100 anni
- Coefficiente d’uso – CU=1,5 (Rif. D.M. 17/01/2018 tab 2.4.II):	Classe III
- Categoria del Sottosuolo (Rif. D.M. 17/01/2018 tab. 3.2.II e tab. 3.2.IV):	B
- Categoria Topografica (Rif. D.M. 17/01/2018 Tab. 3.2.III e Tab. 3.2.V):	T2

Poiché sulla sommità dell’argine transiteranno mezzi per la manutenzione, si è considerato agente un sovraccarico accidentale pari a 20 kPa; per le verifiche sismiche il sovraccarico accidentale dovuto al transito di mezzi viene moltiplicato per il fattore $\psi_{2j} = 0.2$ in accordo con D.M. 17/01/2018 cap. 5.1.3.12.

Il calcolo viene inoltre eseguito tenendo conto delle azioni sismiche dell’area oggetto del progetto secondo quanto prescritto da D.M. 17/01/2018 (valori riferiti allo stato limite ultimo SLV):

- Accelerazione orizzontale massima attesa su suolo rigido:	$a_g/g = 0,220$
- Coefficiente di sottosuolo:	$S = S_s \times S_t = 1,42$
- Coefficiente di riduzione:	$\beta_m = 0,38;$
- Coefficiente sismico orizzontale:	$k_h = S \times a_g/g \times \beta_m = 1,42 \times 0,220 \times 0,38 = 0,119$
- Coefficiente sismico verticale:	$k_v = k_h / 2 = \pm 0,059$

Il dimensionamento delle strutture in progetto è stato eseguito con riferimento alla sezione critica nella zona centrale del rilevato. Per le altezze delle sezioni di calcolo si rimanda ai relativi tabulati ed agli eventuali disegni acclusi alla presente nota oltre che alle tavole di progetto. Le caratteristiche geotecniche del terreno per la realizzazione del nuovo argine sono conformi ai valori ottenuti dalle prove a taglio su campioni rilevati di terreno dell’argine esistente, realizzato con materiale in posto (rif. 2582_3937_R05_A4_Rev0_GEOTEC, cap. 4.4).

Tabella 15.2: Dati di calcolo

NORMATIVA/ OPERAZIONE	TIPOLOGIA	QUANTITATIVO	SOGGETTA AD AIA	SOGGETTA A VIA
DATI GEOTECNICI	AE Argille Esistenti (argine esistente)	$\gamma_1 = 20,0 \text{ kN/m}^3$	$\phi_1 = 21^\circ$	$c'_1 = 50 \text{ kPa}$
	AP Argille Palombini	$\gamma_1 = 20,0 \text{ kN/m}^3$	$\phi_1 = 21^\circ$	$c'_1 = 18 \text{ kPa}$
	GH ghiaia drenaggio	$\gamma_2 = 19 \text{ kN/m}^3$	$\phi_2 = 35^\circ$	$c'_2 = 0 \text{ kPa}$
	SUB Substrato Argille Palombini	$\gamma_3 = 20 \text{ kN/m}^3$	$\phi_3 = 21^\circ$	$c'_3 = 27 \text{ kPa}$
CARICHI ACCIDENTALI ESTERNI	Dinamico	20 kPa (4 kPa in condizioni sismiche)		
	Sismico	$k_h = 0,119$ $k_v = 0,059$		

La veridicità dei dati geotecnici in fase esecutiva deve essere verificata attraverso prove di laboratorio e di cantiere. Sarà compito della DD.LL. verificare che i materiali posti in opera corrispondano a quelli di progetto, al fine di assicurare, nella costruzione dei rilevati, i coefficienti di sicurezza previsti.

15.6 METODO DI CALCOLO

L'esame delle condizioni di stabilità dei rilevati viene condotto utilizzando gli usuali metodi dell'equilibrio limite. La valutazione dei fattori di sicurezza alla stabilità viene condotta mediante un programma di calcolo denominato MacStars W cui la ricerca delle superfici critiche viene svolta attraverso la generazione automatica di un elevato numero di superfici di potenziale scivolamento. In particolare, in questa sede si fa riferimento al metodo di BISHOP modificato che prevede l'utilizzo di superfici di scorrimento circolari.

Metodi utilizzati nel codice

Nel codice di calcolo di MacStars W si utilizzano i metodi semplificati di Bishop e Janbu.

In entrambi i metodi il criterio di rottura adottato è quello di Mohr - Coulomb:

$$\tau = c + (\sigma - u) \cdot \tan(\phi')$$

dove:

- τ = tensione tangenziale massima
- c = coesione
- σ = pressione normale totale
- u = pressione interstiziale
- ϕ' = angolo di attrito

Applicando al valore della tensione tangenziale massima il coefficiente di sicurezza si ottiene la forza tangenziale mobilitata.

Caratteristiche del metodo semplificato di Bishop sono:

- vale solo per superfici circolari e quasi circolari, cioè superfici che vengono assimilate a superfici circolari adottando un centro di rotazione fittizio;
- ipotizza che le forze di interazione tra i conci siano solo orizzontali;
- ottiene il coefficiente di sicurezza mediante scrittura della condizione di equilibrio alla rotazione intorno al centro della circonferenza;
- non soddisfa l'equilibrio globale in direzione orizzontale.

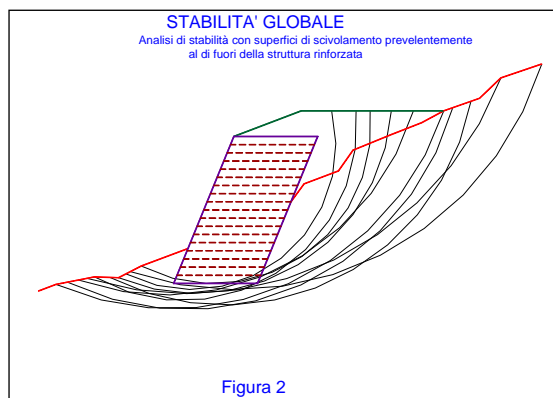
Caratteristiche del metodo semplificato di Janbu sono:

- vale per superfici di forma qualsiasi;
- ipotizza inizialmente che le forze di interazione tra i conci siano solo orizzontali;
- ottiene il coefficiente di sicurezza mediante scrittura della condizione di equilibrio alla traslazione verticale e quindi orizzontale;
- consente di tenere in conto le forze di interazione verticali (tangenziale) tra i conci mediante applicazione al precedente coefficiente di sicurezza di un fattore correttivo che dipende dalla geometria del problema e dal tipo di terreno;
- non soddisfa l'equilibrio globale alla rotazione del cuneo.

In relazione ai modelli di comportamento dei rinforzi una verifica di stabilità può essere condotta con il metodo rigido o con il metodo degli spostamenti.

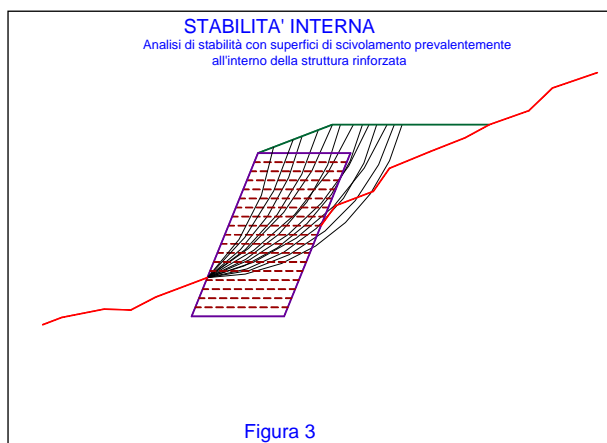
Verifica di stabilità globale

La verifica di stabilità globale, o stabilità di base, è da intendersi come la verifica di stabilità con i metodi all'equilibrio limite di un pendio, rinforzato o meno. Può quindi essere utilizzato per valutare la stabilità del pendio in assenza di rinforzi, prima delle ipotesi di progetto di rinforzo. A seguito del progetto, tale verifica è da utilizzare per valutare la stabilità dell'opera nei confronti di meccanismi di potenziale scivolamento profondi e quindi eventualmente esterni ai rinforzi stessi (fig. 2).



Verifica di stabilità interna

La verifica di stabilità interna (o stabilità di pendio) è quella verifica che consente di valutare il dimensionamento dell'opera, intesa come definizione dei rinforzi (tipologia, spaziatura, lunghezza, ecc.). In tale tipo di verifica le superfici di potenziale scivolamento partono dal piede di valle dell'opera di rinforzo e terminano nella parte superiore del pendio dopo aver attraversato l'opera progettata (fig. 3).



Modello rigido

Nel modello rigido si ipotizza che un qualsiasi rinforzo che attraversi la superficie di potenziale scorrimento analizzata fornisca la forza di rottura del rinforzo, penalizzata dal relativo coefficiente di sicurezza, indipendentemente dai valori di rigidità dei rinforzi stessi. Per ciascun rinforzo devono essere verificate le seguenti condizioni:

- deve essere garantito un ancoraggio minimo (fornito dall'utente);
- deve essere garantito lo sfilamento nella zona di ancoraggio;
- deve essere garantito lo sfilamento all'interno della porzione di terreno instabile.

Nel primo caso, una lunghezza di ancoraggio inferiore al minimo stabilito comporta l'annullamento completo della trazione nel rinforzo

Nel secondo e nel terzo caso la trazione nel rinforzo viene limitata al minore dei due valori di sfilamento.

Il calcolo delle forze ultime di sfilamento viene eseguito con il seguente procedimento, che si basa sulla considerazione che in tutti i punti del rinforzo sia raggiunta la condizione ultima (τ_u).

Sfilamento esterno (tratto di ancoraggio)

La zona di ancoraggio viene suddivisa in tratti e per ciascun tratto si calcola il valore della tensione tangenziale ultima (τ_u) dalla seguente relazione:

$$\tau_u = f \cdot \sigma_v$$

dove:

- f = coefficiente di attrito totale del rinforzo sui materiali sopra e sotto nel tratto interessato, potendo essere rinforzo su rinforzo (f_{rr}) o rinforzo su terreno (f_{tr}).
- σ_v = tensione verticale efficace sul tratto considerato, ottenuta dalla relazione:

$$\sigma_v = (W + P_v - U) / dx$$

- W = peso totale della colonna di terreno sovrastante;
- P_v = componente verticale del carico distribuito uniforme agente in sommità;
- U = pressione neutra;
- dx = larghezza del tratto considerato.

L'integrale delle tensioni tangenziali ultime fornisce la forza di sfilamento esterna ultima del rinforzo. Al valore così determinato può essere applicato un coefficiente di sicurezza definito dall'utente.



Sfilamento interno

Nel caso di rinforzi secondari il procedimento per il calcolo della forza di sfilamento ultima è identico a quella dello sfilamento esterno.

La lunghezza del rinforzo all'interno del blocco instabile viene suddivisa in tratti e per ciascun tratto si calcola il valore della tensione tangenziale ultima (τ_u) dalla seguente relazione:

$$\tau_u = f \cdot \sigma_v$$

dove il significato dei simboli è il medesimo del caso precedente. L'integrazione delle tensioni tangenziali ultime fornisce la forza ultima di sfilamento interno.

Nel caso di rinforzi principali è da aggiungere il contributo resistente dovuto al risvolto. Tale contributo (F_0) può essere calcolato mediante somma di due contributi:

$$F_0 = F_1 + \Delta F$$

Dove F_1 è il contributo che genera sfilamento nella parte risvoltata (orizzontale), mentre ΔF è l'ulteriore contributo che tiene conto delle forze radenti lungo il tratto subverticale, adiacente al paramento.

F_1 viene calcolata con procedimento analogo a quello dello sfilamento esterno (integrazione delle forze tangenziali ultime), mentre ΔF viene calcolato, nell'ipotesi che il tratto in oggetto assuma una configurazione semicircolare, dalla relazione:

$$\Delta F = F_1 \cdot \pi \cdot f_{tr}$$

Al valore di forza ultima totale di sfilamento interno può essere applicato un coefficiente di sicurezza definito dall'utente.

15.7 GENERAZIONE DELLE SUPERFICI DI ROTTURA

Nel codice di calcolo MacStars W è possibile assegnare una superficie di scorrimento mediante le coordinate (da utilizzare quando siano acquisite informazioni tali da conoscere la posizione della superficie di rottura del pendio) oppure è possibile far eseguire una ricerca della superficie di potenziale scorrimento, cioè la ricerca di quella superficie che presenta il coefficiente di sicurezza minore e quindi la superficie che presenta la maggiore probabilità di generare un collasso del pendio, qualora uno o più parametri di resistenza fossero inferiori a quelli del calcolo o i carichi fossero superiori.

La generazione delle superfici può essere di due tipi:

- superfici circolari;
- superfici casuali.

Il metodo di calcolo associabile alle superfici generate è: Bishop per superfici circolari, Janbu per superfici circolari e casuali.

Nel caso di superficie assegnata è possibile il calcolo sia con il metodo di Janbu che con il metodo di Bishop, ma in questo caso la forma della superficie deve essere prossima ad un arco di circonferenza.

La ricerca della superficie critica è sostanzialmente guidata dall'utente mediante l'utilizzo di alcuni parametri geometrici quali:

- l'estensione del tratto da cui partono le superfici;
- l'estensione del tratto in cui terminano le superfici;
- l'ampiezza dell'angolo di partenza delle superfici;
- la lunghezza di ogni singolo tratto della superficie di scorrimento;
- una quota minima sotto la quale le superfici non possono arrivare;
- un profilo geometrico all'interno del quale le superfici non possono entrare (ad esempio un profilo roccioso).

Il risultato finale può dipendere anche sensibilmente da tali scelte per cui è sempre opportuno eseguire più calcoli con differenti parametri. L'utente ovviamente può anche scegliere quante superfici generare. Ogni singola superficie viene generata mediante successione di tratti (della lunghezza stabilita dall'utente) la cui inclinazione è generata in modo casuale, ma comunque parzialmente guidata per rispettare i vincoli imposti.

15.8 CARICHI DINAMICI DOVUTI A FORZE DI NATURA SISMICHE

MacStars W riconduce il calcolo in presenza di carichi sismici al metodo pseudostatico, introducendo nel calcolo forze di massa in direzione orizzontale ed in direzione verticale, ottenute moltiplicando il peso totale di ogni concio per i due coefficienti di intensità sismica.

Valori positivi dei coefficienti di intensità sismica, che vanno espressi come % di g, danno luogo a forze orientate verso l'esterno del pendio e verso l'alto.

Il contributo dei teli di rinforzo viene introdotto nel calcolo solo se essi intersecano la superficie di scivolamento. La resistenza a trazione nei rinforzi può mobilitarsi per l'aderenza tra il rinforzo stesso ed i materiali (terreno o altri rinforzi) che si trovano sopra e/o sotto.

Tale contributo viene simulato con una forza stabilizzante diretta verso l'interno del rilevato applicata nel punto di contatto tra superficie di scorrimento e rinforzo stesso. Il modulo di tale forza è determinato scegliendo il minore tra il valore della resistenza a rottura del rinforzo ed il valore della resistenza allo sfilamento del rinforzo nel tratto di ancoraggio o nel tratto interno alla porzione di terreno instabile.

Per tenere conto dell'effetto dei rinforzi è stato implementato un modello di comportamento rigido. Nel modello rigido si ipotizza che un qualsiasi rinforzo, che attraversi la superficie di potenziale scorrimento analizzata, fornisca la forza di rottura del rinforzo penalizzata del relativo coefficiente di sicurezza, indipendentemente dai valori di rigidezza dei rinforzi stessi. Per ciascun rinforzo vengono verificate le seguenti condizioni:

- deve essere garantito un ancoraggio minimo;
- deve essere garantito lo sfilamento nella zona di ancoraggio;
- deve essere garantito lo sfilamento all'interno della porzione di terreno instabile.

Nel primo caso una lunghezza di ancoraggio inferiore al minimo stabilito comporta l'annullamento completo della trazione nel rinforzo. Nel secondo e terzo caso la trazione nel rinforzo viene limitata al minore dei due valori di sfilamento.

Ai fini del calcolo strutturale si è tenuto conto che si tratta di un'opera permanente per cui si è fatto riferimento alle prestazioni a lungo termine dei materiali metallici.

A tale proposito viene valutato il parametro di resistenza di lavoro T_d . Mancando in Italia uno specifico riferimento normativo, la stima della resistenza di lavoro degli elementi di rinforzo è stata determinata facendo riferimento allo schema illustrato di seguito che la normativa inglese BS8006 prescrive per i rinforzi in genere.

La resistenza di lavoro T_d è valutata secondo la formula:

$$T_d = T_b / f_m$$

Dove f_m è il fattore di sicurezza complessivo che consente di passare dalla resistenza a trazione nominale T^b a quella di progetto e si compone secondo lo schema indicato sotto:

$$f_m = RF_{ID} \cdot RF_W \cdot RF_{CH} \cdot f_s$$

Un ulteriore coefficiente di sicurezza per fenomeni di creep viene considerato nel caso di rinforzi in materiali sintetici ed il suo valore è tabellato a seconda della certificazione dei materiali.

Per rinforzi realizzati in rete metallica doppia torsione, che non subiscono effetti di creep alle condizioni di carico di lavoro, tale coefficiente di riduzione non viene applicato.

La tabella seguente mostra i valori della resistenza a trazione di ogni rinforzo e del valore del coefficiente di sicurezza alla rottura applicato f_m e f_{creep} .

Tabella 15.3: Sintesi dei risultati ottenuti per gli elementi di rinforzo principali

PARADRAIN – 120 ANNI			
Fattore	Significato	Valore	Note
f_{creep}	Creep	1.38 – 1.43	Polimero sensibile al creep
RF_{ID}	Danneggiamento da installazione	1.01 – 1.08	Rispettivamente per sabbie e ghiaie
RF_W	Invecchiamento	1.00	Terreno che copre il polimero
RF_{CH}	Degradazione chimica e biologica	1.03 – 1.15	Alta stabilità chimica del polimero
f_s	Affidabilità estrapolazione alla vita utile di progetto	1.05	Test di trazione eseguiti da oltre 20 anni
f_m			1.51 – 1.86

Tabella 15.4: Sintesi dei risultati ottenuti sui singoli elementi di rinforzo

		PARADRAIN 80		PARADRAIN 150		TERRAMESH VERDE (MAGLIA 8X10 FILO 2.7/3.7MM)
		Statico	Sismico	Statico	Sismico	Argilla
Resistenza caratteristica a trazione (UTS)	kN/m	80	80	150	150	50
Coefficiente di sicurezza globale - f_m	-	1.52	1.10	1.51	1.09	1.09
Coefficiente di creep – f_{creep}	-	1.38	-	1.38	-	-
Resistenza a trazione di progetto	kN/m	38.13	72.72	71.98	137.61	45.87

15.9 ESITO DELLE VERIFICHE

Nella verifica di stabilità esterna ed interna si definiscono i cosiddetti coefficienti di sovradimensionamento, cioè i rapporti fra le capacità di resistenza della struttura e le azioni agenti sulla struttura stessa. Poiché nel calcolo si introducono sia coefficienti di sicurezza parziali che fattori di amplificazione dei carichi, è sufficiente che i fattori di sovradimensionamento siano maggiori od uguali a 1,00 per garantire la sicurezza nei confronti del criterio considerato.



I valori minimi ottenuti nella struttura in oggetto sono riportati in dettaglio nei tabulati di calcolo allegati (Allegato 5 e Allegato 6).

Allegato 1

Dimensionamento e verifica sezione incastro fondazione

Allegato 2

Dimensionamento e verifica sezione fondazione 2m

Allegato 3

Dimensionamento e verifica sezione incastro paramento verticale

Allegato 4

Dimensionamento e verifica sezione paramento verticale 2m

Allegato 5

Dimensionamento statico rilevato in terra rinforzata

Allegato 6

Dimensionamento sismico rilevato in terra rinforzata