

**INTERVENTI RIFERITI A OPERE PUBBLICHE
MESSA IN SICUREZZA DEL TERRITORIO**

**COMUNE DI TRESANA
PROVINCIA DI MASSA CARRARA**



**MITIGAZIONE MOVIMENTO GRAVITATIVO
CON MESSA IN SICUREZZA DELLA STRADA
INTERNA AL CASTELLO DI TRESANA
CUP: F28H22000860001**

PROGETTO ESECUTIVO

COMMITTENTE:
Comune di Tresana
Piazzale 25 Aprile
54012 Tresana (MS)

R.U.P.:
Geom. Giulio Boni
Piazzale 25 Aprile
54012 Tresana (MS)

PROGETTISTA
L.A.B. INGEGNERIA
SOCIETA' COOPERATIVA
Ing. Marco Tabardi
Via Provinciale 66
54010 Podenzana (MS)

RELAZIONE GEOLOGICA
L.A.B. INGEGNERIA
SOCIETA' COOPERATIVA
Geol. Giusti Francesco
Via Provinciale 66
54010 Podenzana (MS)

RELAZIONE GEOTECNICA

Tav. N.09.2	Data: Febbraio 2024	Scala:	File: T.09.2_Relazione geotecnica
-------------	------------------------	--------	-----------------------------------



ELENCO DOCUMENTAZIONE PROGETTO STRUTTURALE

DOCUMENTI

- T.01 Relazione illustrativa di progetto**
- T.09.1 Relazione di calcolo strutturale**
- T.09.2 Relazione geotecnica (questo stesso documento)**
- T.09.3 Fascicolo dei calcoli**
- T.07 Piano di manutenzione**

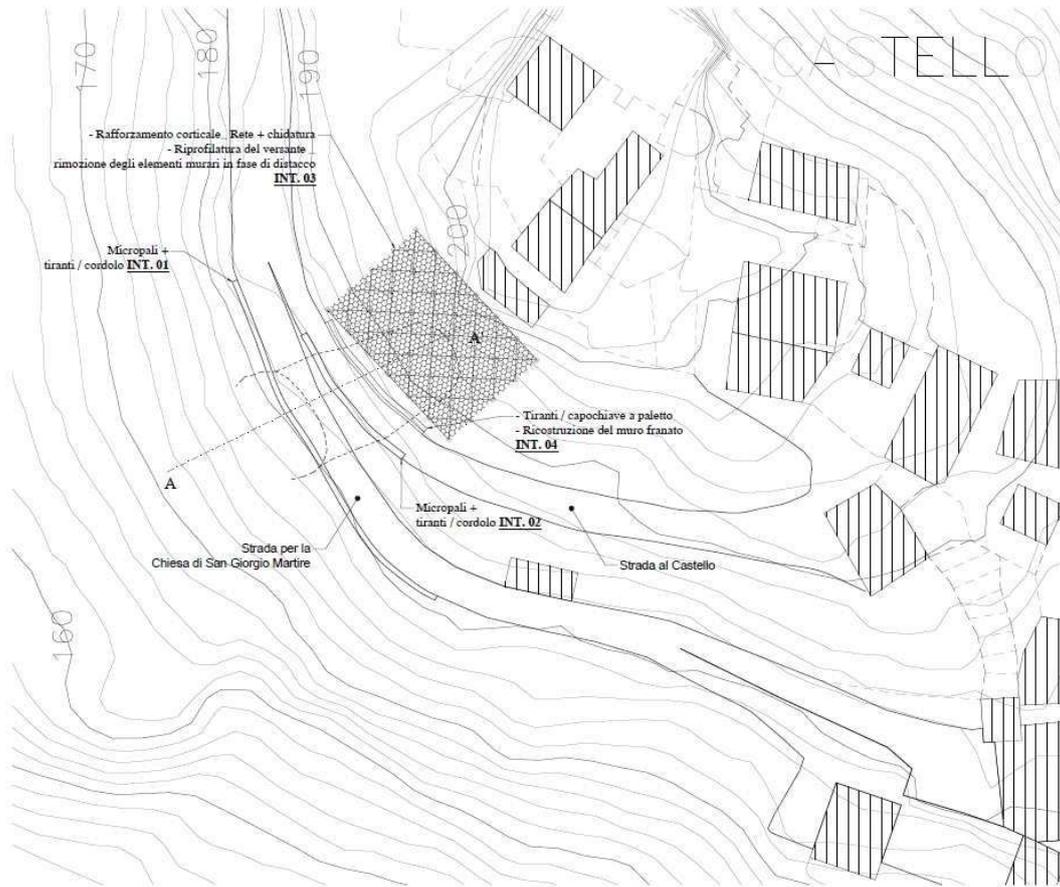
ELABORATI GRAFICI

- Tav. T.11.1_A01 Planimetria generale _ Stato attuale _ Stato di progetto _ Stato di raffronto**
- Tav. T.11.2_A02 Tavola degli interventi 1/2**
- Tav. T.11.3_A03 Tavola degli interventi 2/2**
- Tav. T.11.4_A04 Sezioni _ Stato attuale _ Stato di progetto _ Stato di raffronto**
- Tav. T.11.5_S01 Tavola Strutturale _ Micropali con tiranti**
- Tav. T.11.6_S02 Tavola Strutturale _ Rafforzamento corticale _ muro in pietra con tirante**

INDICE

1	UBICAZIONE DEGLI INTERVENTI	3
2	RIFERIMENTI.....	11
3	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE	12
3.1	Proprietà geotecniche dei terreni	12
3.2	Falda.....	15
3.3	Caratterizzazione sismica	16
4	VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA GEOTECNICA	17
4.1	Verifiche geotecniche svolte	17
4.1.1	Verifica di stabilità del complesso opera di sostegno / terreno – Micropali	17
4.1.2	Verifica del collasso per sfilamento dei tiranti passivi (barre).....	17
5	CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO.....	18
6	MODELLI GEOTECNICI.....	19
6.1	Micropali con tiranti _ INT.01 - INT.02	19
6.1.1	Sintesi dei risultati	20
6.2	Rafforzamento corticale _ INT.04.....	21
6.2.1	Descrizione del metodo	21
6.2.2	Sintesi dei risultati	22
6.3	Muro in pietra con tirante _ INT.05	23
6.3.1	Sintesi dei risultati	23

1 UBICAZIONE DEGLI INTERVENTI



Planimetria generale degli interventi

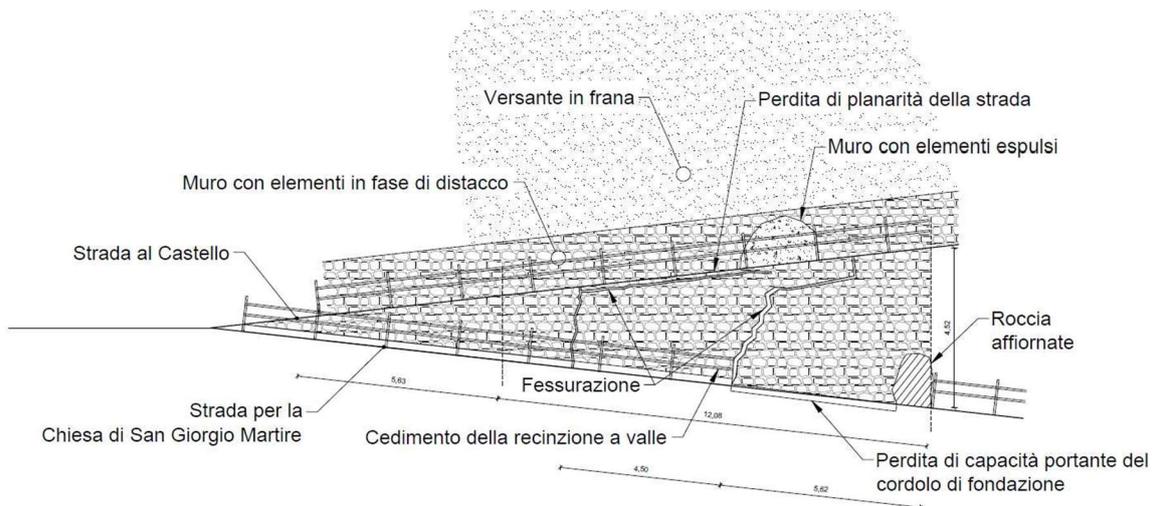


Tavola degli interventi _ Stato attuale

Comune di Tresana (MS)

Mitigazione movimento gravitativo con messa in sicurezza della strada interna al castello di Tresana
CUP: F28H22000860001

La presente relazione strutturale si riferisce al progetto esecutivo relativo alla realizzazione delle opere necessarie per la messa in sicurezza della “Strada per la Chiesa di San Giorgio Martire” e della “Strada al Castello”, Comune di Tresana (Provincia di Massa e Carrara).

È evidente la formazione di un movimento franoso appena dopo la deviazione delle strade.

Sulla “Strada al Castello” il muro a monte ha elementi distaccati ed in fase di distacco, perdita della planarità della strada stessa. A monte si evidenzia una successione di elementi murari in frana.

Sulla “Strada per la Chiesa di San Giorgio Martire” il muro laterale è caratterizzato da fessure sull’intera altezza, perdita di capacità portante del cordolo di fondazione e la recinzione di valle ha completamente ceduto a valle.

È prevista la messa in sicurezza delle strade, del versante ed il ripristino dei muri laterali. L’intervento comprende la realizzazione di un sistema di micropali con tiranti, di un rafforzamento corticale con riprofilatura delle parti di versante potenzialmente instabili, il ripristino dei muri in sasso a protezione delle sedi stradali.



“Strada al Castello” _ Muro in frana



“Strada al Castello” _ Versante in frana



“Strada per la Chiesa di San Giorgio” _ Muro a monte fessurato



“Strada per la Chiesa di San Giorgio” _ Cedimento strada

In particolare, allo stato attuale il muro Sulla “Strada al Castello” presenta aree caratterizzate da deformazioni secondo un processo di “spanciamento” lungo tutta la superficie, identificato da una mancanza di linearità e da pietre in fase di distacco. Oltre un certo limite di deformazione, si ha la perdita di stabilità in alcuni degli elementi impiegati nel paramento esterno e, dunque, la formazione di mancanze che possono mettere in crisi la stabilità complessiva del muro.

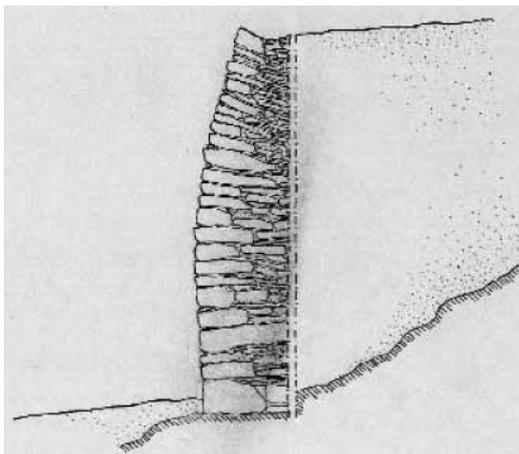
Si riportano di seguito immagini del 2022 e 2024. La spinta della parte di terreno a monte, generata dalla superficie di scivolamento del movimento franoso, e la perdita di capacità portante (evidenziata dalla non planarità della sede stradale), sono concause dello “spanciamento” del muro e la perdita di elementi lapidei.



Vista d'insieme dell'opera di sostegno allo Stato Attuale _ 2024



Vista d'insieme dell'opera di sostegno allo Stato Attuale _ 2022



Rappresentazione della deformazione

SINTESI DEGLI INTERVENTI

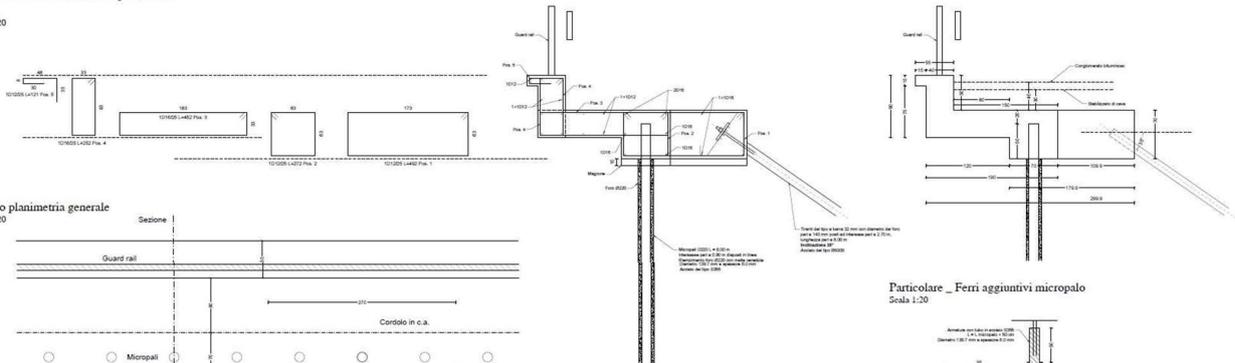
Micropali (paratia) + tiranti – INT.01 – INT.02

Realizzazione di micropali con tiranti e cordolo di sommità in c.a.

Lo sviluppo complessivo risulta pari a circa 47 m ed è suddiviso in INT.01 e INT.02 da eseguirsi rispettivamente sulla “Strada per la Chiesa di San Giorgio Martire” e sulla “Strada al Castello” (rispettivamente di circa 32 m e 15 m).

L’intervento 01 viene realizzato con micropali di diametro 220 mm e lunghezza 8.00 m disposti su un’unica fila (interasse longitudinale 0.90 m) armati con profili tubolari di diametro 139.7 mm e spessore 8.0 mm. Completano la struttura un sistema di tiranti passivi di diametro 140 mm, barra 32 mm e lunghezza 8.00 m posti ad un interasse di 2.70 m, ed un cordolo di sommità in C.A. di altezza 0.70 m. L’intervento 02 prevede micropali di diametro 180 mm e lunghezza 8.00 m disposti su una fila (interasse longitudinale 0.90 m) armati con profili tubolari di diametro 101.6 mm e spessore 8 mm e tiranti passivi di diametro 140 mm, barra 32 mm e lunghezza 8.00 m.

Sezione cordolo in c.a. / micropali / tirante
INT.01
Scala 1:20

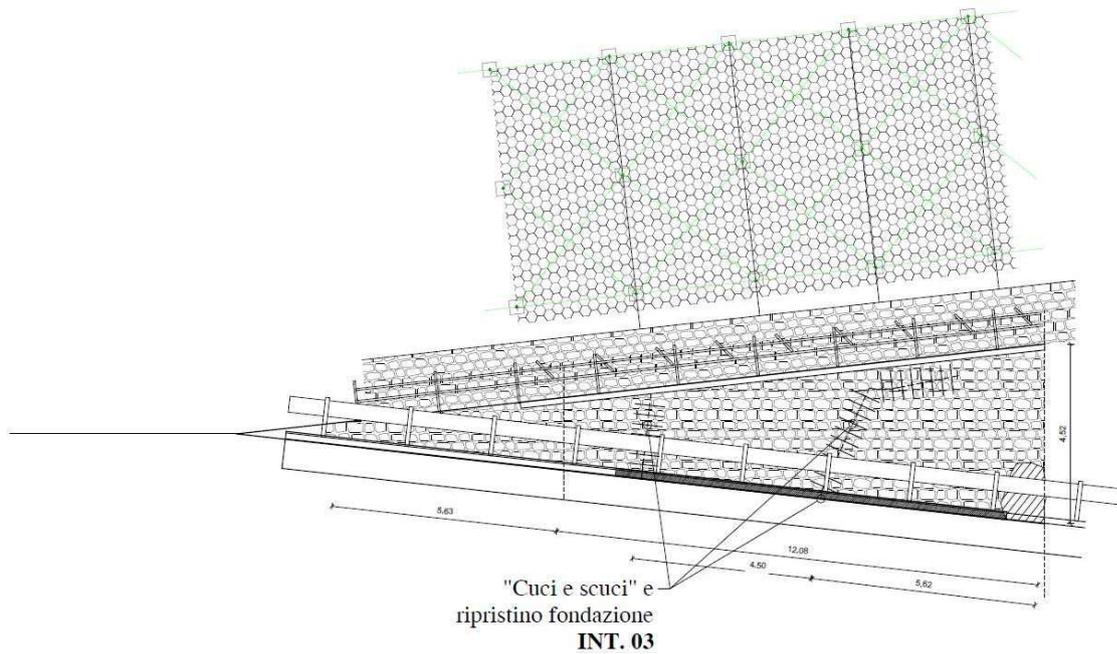


Sezione / Planimetria micropali con tiranti _ INT. 01 / INT.02

Muro a monte della “Strada per la Chiesa di San Giorgio Martire” – INT.03

L'intervento INT.03 riguarda il muro a monte della “Strada per la Chiesa di San Giorgio Martire”. Il paramento murario è caratterizzato da fessure trasversali e longitudinali che interessano l'intero spessore, misurato pari a circa 65 cm. È necessario un intervento di “cuci e scuci” ed il ripristino della sottostante fondazione.

Il lavoro di “cuci e scuci” è un intervento di tipo locale e prevede la regolarizzazione della tessitura muraria nel suo paramento, frontale o nel proprio spessore.



Intervento di “cuci e scuci” e ripristino fondazione _ INT. 03

Rafforzamento corticale e riprofilatura del versante instabile – INT.04

L'intervento INT.04 prevede l'impiego di barre di diametro 25 mm ancorate in perforazioni di diametro 90 mm per una lunghezza pari a 6.00 m. la distanza verticale ed orizzontale tra due ancoraggi pari a 3.00 m.

In dettaglio le lavorazioni in oggetto prevedono:

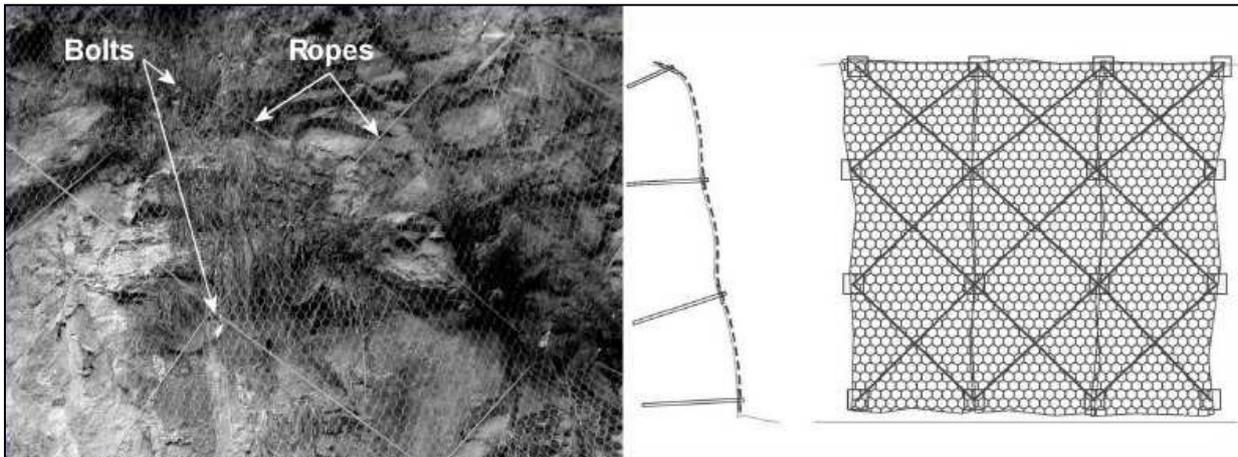
- il posizionamento di un rivestimento di tipo flessibile in rete metallica a doppia torsione a maglia esagonale + biorete;
- la posa in opera, a cavallo del ciglio, di una fune di sostegno in sommità, di una fune di contenimento al piede.
- la realizzazione di chiodature con barre di diametro 25 mm e lunghezza pari a 6.00 metri, inserite in fori in roccia di diametro 90 mm e opportunamente cementate nei fori mediante iniezione con boiaccia cementizia di classe C25/30 o superiore.

Il rafforzamento corticale, costituito da reti abbinata alla chiodatura sistematica della parete con una maglia di ancoraggi, è un intervento che ha la funzione di:

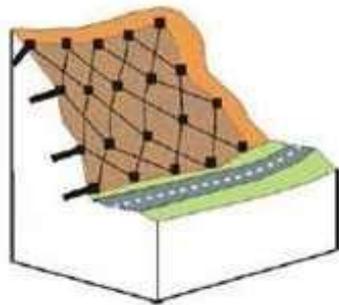
- evitare la genesi del distacco di parti del versante migliorando la stabilità superficiale della parete;
- consolidare e stabilizzare la parte corticale dell'ammasso roccioso / terreno instabile;
- proteggere strade (o centri abitati, ecc.) situate direttamente adiacenti al piede di scarpate di scavo o pendii naturali;
- contenere il distacco di grandi elementi rocciosi in pendii soggetti ad alterazione e degrado della roccia per azione delle piante, dilatazione termica, vento, gelo e disgelo, spinte idrostatiche, ecc.

L'utilizzo di una rete a doppia torsione evita la diffusione dei danni all'interno della struttura a causa di rotture locali dei fili di acciaio.

Gli ancoraggi in parete sono costituiti da barre di acciaio ancorate al terreno che entrano in carico a seguito dei movimenti dell'ammasso. La miscela impiegata in foro è una boiaccia cementizia additivata con prodotti antiritiro che viene iniettata nel foro prima di inserire la barra.



Prospetto tipologico dell'intervento



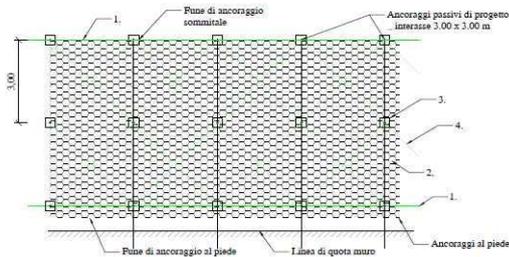
Vista 3D tipologica dell'intervento

NOTA:

Necessario un continuo monitoraggio delle reti, che a seguito di moti franosi non devono presentare eccessive deformazioni e formazioni di tasche di volume instabile.

**Rafforzamento corticale
rete + biostuoia con ancoraggi in maglia quadrata - INT. 04**
Scala 1:100

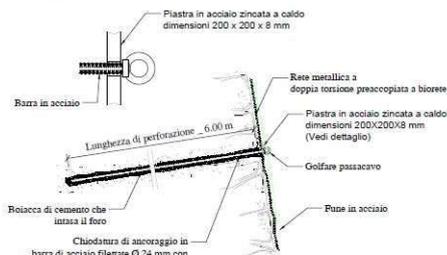
1. Fune di ancoraggio sommitale / al piede in acciaio diam. 16 mm
2. Rete metallica a doppia torsione tipo "geocomposito antierosivo ARCO FORT 700" a maglia esagonale tessuta con filo di acciaio diam. 3,40 mm rivestito con ZNAL lega eutettica Zn-Al. Test realizzati secondo la norma UNI-EN 10223-2. Test a punzonamento in accordo UNI-EN 11437. Filo di bordatura diam. 3,90 e filo di legatura diam. 2,20. Rete precoppiata ad una biorette in fibra naturale 100% cocco 700gr/mq
3. Piastre di ripartizione in acciaio zincate a caldo 200 x 200 x 8 mm
4. Posa in opera di reticolo di contenimento di 3,00 x 3,00 ml, costituito da orditura romboidale in fune metallica con diam. 12 mm



FASE ESECUTIVE:

1. Riprofilatura del versante _ disaggio di roccia pericolante e delle ceppaie
2. Realizzazione di ancoraggi di lunghezza 5,00 m e diametro di perforazione 90 mm utilizzando barre in acciaio di 24 mm;
3. Cementazione delle barre di ancoraggio con iniezione di boiaccia
4. Posa in opera di pannello di rete + biostuoia, piastre e funi di contenimento

Particolare tipo 1: Ancoraggio
Scala: F.S.

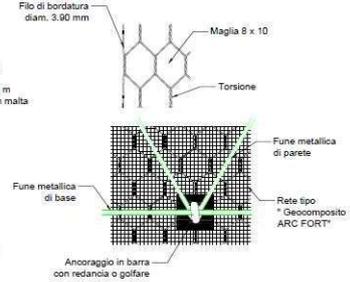


Nota
In fase di realizzazione l'interasse degli ancoraggi può ridursi in funzione della morfologia della parete da rafforzare

**Particolare tipo 2:
Sistema di ancoraggio in sommità**
Scala: F.S.



**Particolare tipo 3:
Descrizione materiale / ancoraggio**
Scala: F.S.



Muro in pietra con chiave e tirante – INT.05

Il tratto di muro da ripristinare ha uno sviluppo longitudinale pari a circa 15 m.

L'intervento INT.05 prevede la realizzazione di un muro in pietra di altezza pari a circa 1.60 m e fondazione in c.a. È necessario l'inserimento di un congruo numero di barre di ancoraggio al fine di contenere la spinta agente sul muro. I tiranti hanno lunghezza pari a 10.00 m, diametro 28 mm in fori D90 mm e sono organizzate su N° 1 fila alla quota -0.80 rispetto alla sommità del paramento disposte ad interasse 1.50 m.

Inoltre, è la realizzazione nuovi barbacani ad integrazione di quelli già esistenti al fine di eliminare le sovrappressioni esercitate dalle acque meteoriche che permeano a tergo dell'opera.

La sezione tipologica dell'opera è riportata nella successiva figura.

Anteriormente al muro è contestualmente previsto il ripristino della pavimentazione stradale.

Sezione muro in c.a. e pietra

INT. 05

Scala 1:20

NOTE MATERIALI

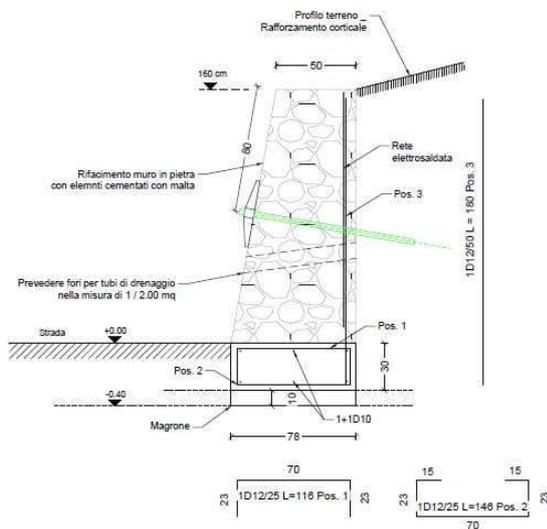
Calcestruzzo per opere di fondazione: C25/30 (Rck 300)

Consistenza: S4

Classe di esposizione: XC2

Copriferro minimo : 3.5 cm

Acciaio per barre da C.A. tipo B450C controllato in stabilimento
fyk=4500 daN/cm² fyd=3900 daN/cm²



Particolare chiave e tirante

INT. 05

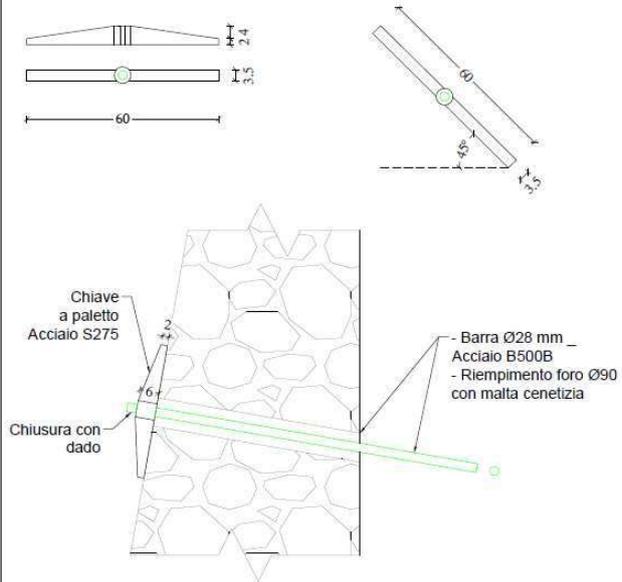
Scala 1:10

NOTE MATERIALI

Acciaio per capochiave S275 _ fyk = 2750 daN/cm²

Acciaio per tiranti B500B _ fyk : 500 MPa

I micropali ed i tiranti andranno gettati con malta cementizia confezionata con cemento Rck 425 dosato a 6 Q.li / mc.



Muro in pietra con chiave e tirante _ INT. 05

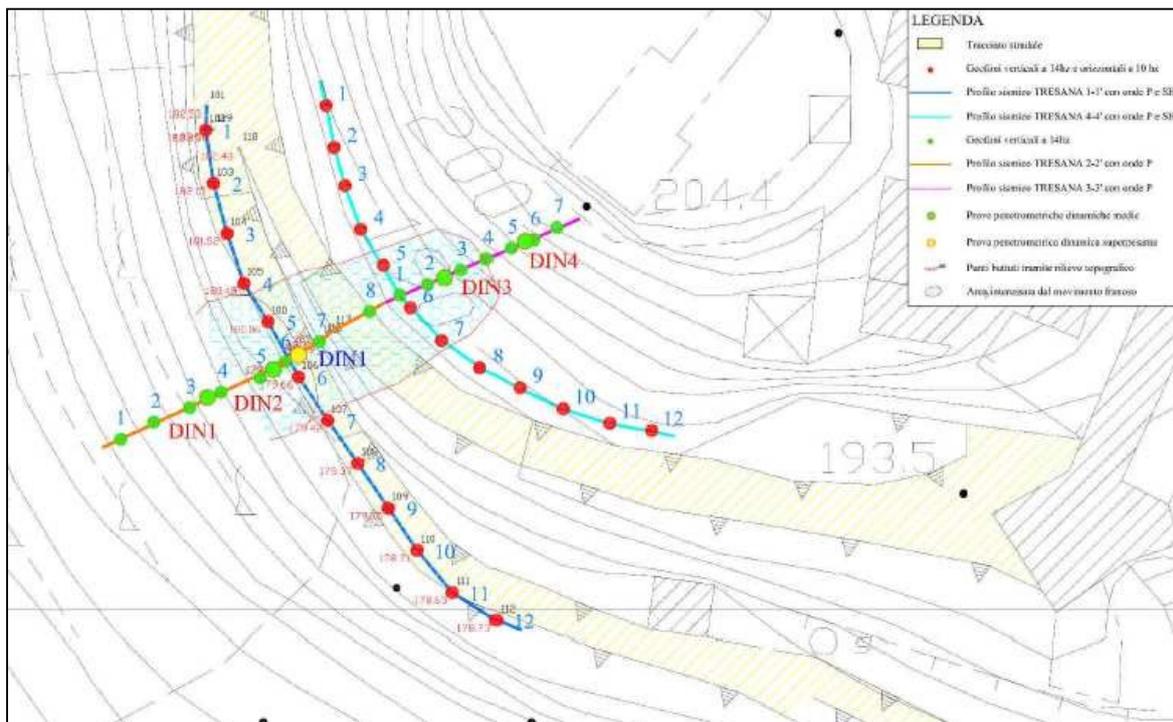
2 RIFERIMENTI

Il documento di riferimento per le valutazioni e le analisi oggetto del presente elaborato è la relazione geologica “Indagini geologiche e geognostiche a corredo del progetto “*Mitigazione movimento gravitativo con messa in sicurezza della Strada Interna al Castello di Tresana*” redatta dal **Dott. Geol. Francesco Giusti**.

La relazione è stata redatta a seguito di una campagna di indagini geognostiche così articolata:

- N° 5 prove penetrometriche dinamiche
- N° 4 profili di sismica a rifrazione con onde SH e P, 2 con onde P e SH e 2 con onde P

Una visione planimetrica delle indagini è riportata nella successiva immagine.

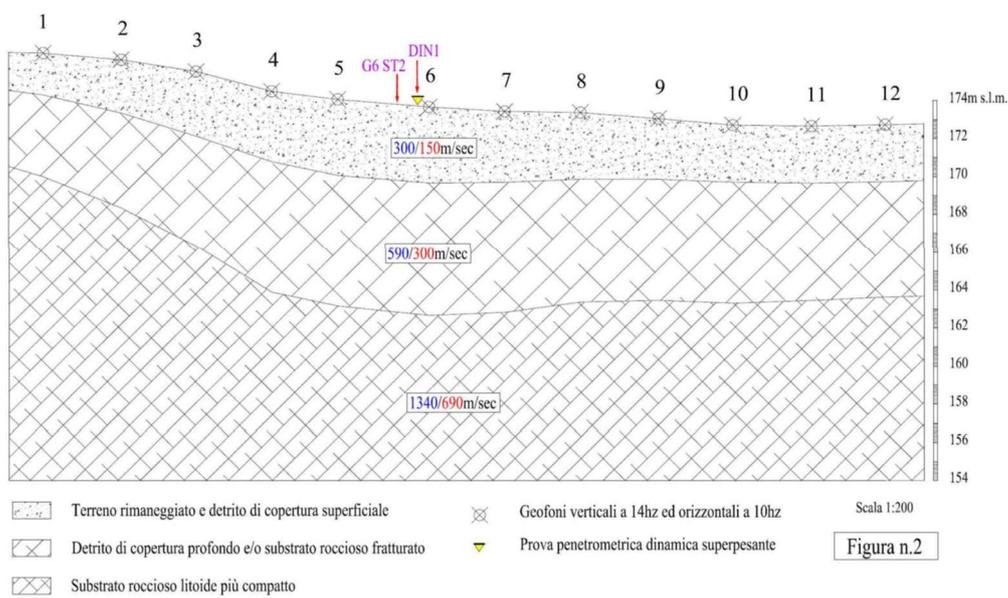


3 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE

3.1 Proprietà geotecniche dei terreni

I parametri geologici del sito sono stati desunti dalla Relazione geologica redatta dal **Dott. Geol. Francesco Giusti**. Si riporta la sezione stratigrafica ed i valori delle proprietà fisico _ meccaniche desunte dalla relazione in questione:

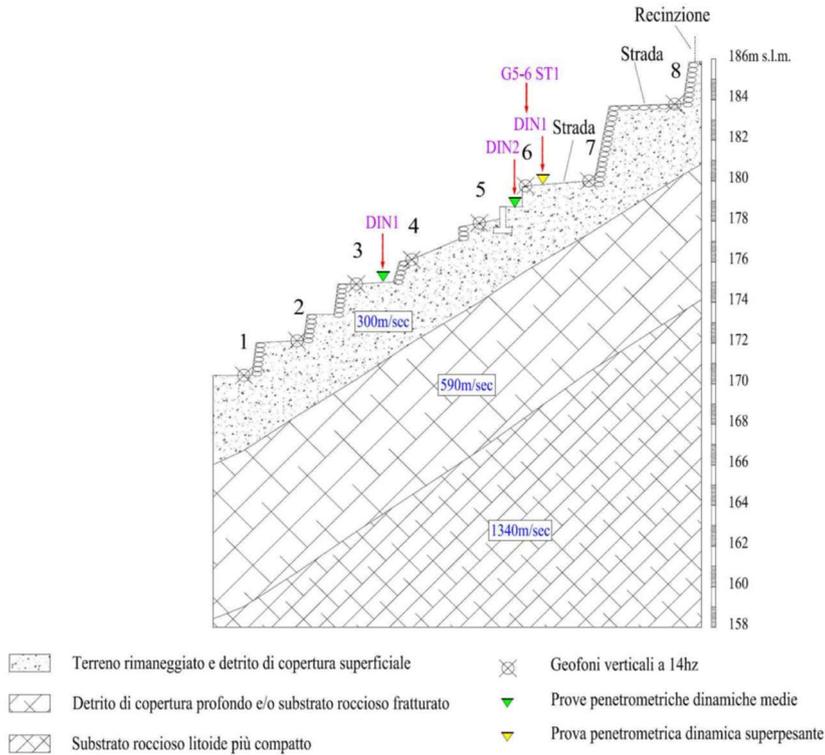
Sezione sismica: "TRESANA 1-1' (con onde P e SH)"



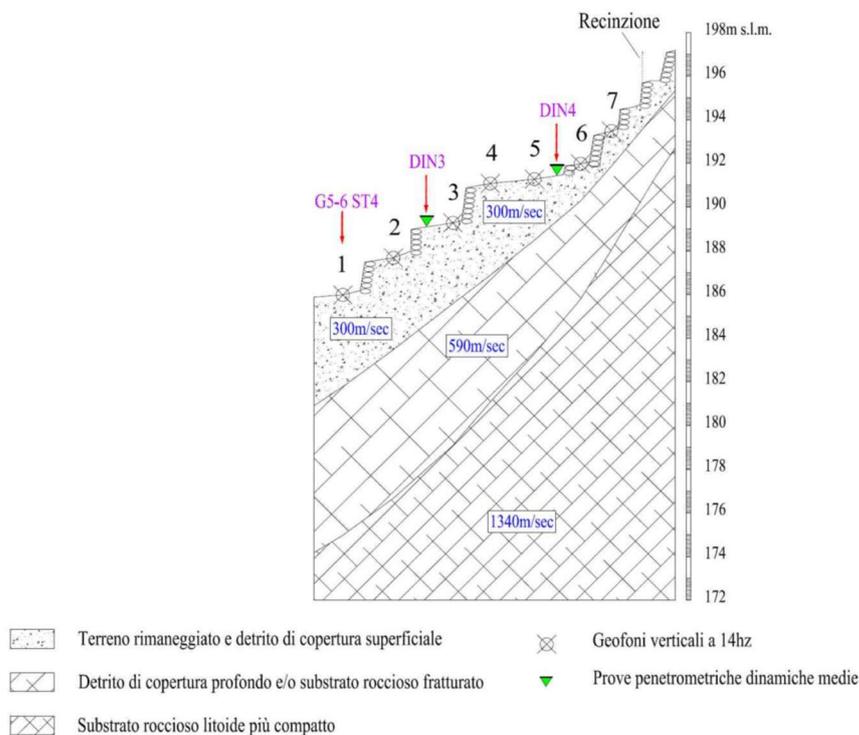
Comune di Tresana (MS)

Mitigazione movimento gravitativo con messa in sicurezza della strada interna al castello di Tresana
CUP: F28H22000860001

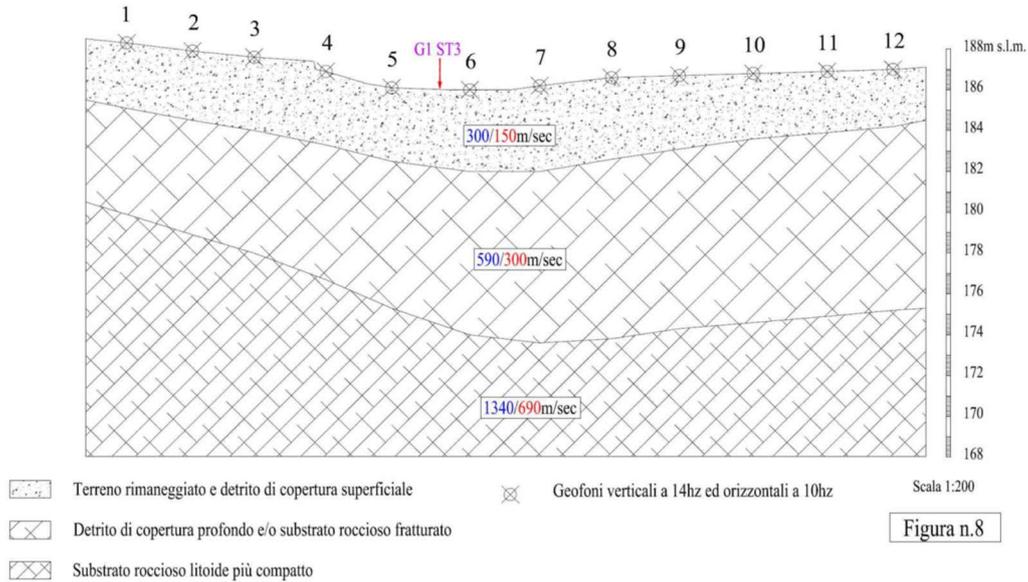
Sezione sismica: "TRESANA 2-2' (onde P)"



Sezione sismica: "TRESANA 3-3' (onde P)"



Sezione sismica: "TRESANA 4-4' (onde P e SH)"



Unità A – Detrito di copertura

Sottounità A₁ "Detrito di copertura superficiale (comportamento prevalentemente coesivo)"

- **Limo argilloso sabbioso con elementi litoidi di dimensioni centimetriche "poco consistente"**

Peso di volume naturale (dedotto da bibliografia)	(γ_n)	=	1.90	t/mc
Peso di volume saturo (dedotto da bibliografia)	(γ_{sat})	=	2.00	t/mc
Angolo di attrito interno efficace (dedotto dalle prove penetrometriche)	(φ')	=	27°	
Coesione non drenata (dedotta dalle misure scissometriche)	(c_u)	=	0.3	kg/cmq
Coesione efficace (dedotta tramite la back analysis)	(c')	=	0.03	kg/cmq
Modulo edometrico (dedotto dalle prove penetrometriche)	(E_{ed})	=	60	kg/cmq
Coefficiente di compressibilità di volume (inverso modulo edometrico)	(m_v)	=	0.0166	cmq/kg
Modulo di elasticità statico in condizioni drenate (dalla correlazione con il modulo edometrico ed il coefficiente di Poisson)	(E_s)	=	46	kg/cmq
Velocità onde di compressione (da indagine sismica con onde)	(V_p)	=	300	m/sec
Velocità onde di taglio (da indagine sismica con onde SH)	(V_s)	=	150	m/sec
Coefficiente di Poisson (da correlazione con le onde sismiche)	(μ)	=	0.33	
Coefficiente di spinta passiva (da correlazione con angolo di attrito)	(k_0)	=	0.54	
Modulo di taglio dinamico (da velocità onde SH e coefficiente di Poisson)	(G)	=	427	kg/cmq
Modulo di elasticità dinamico (da velocità onde P, SH e coefficiente di Poisson)	(E_{din})	=	1140	kg/cmq

Unità B – Substrato roccioso (Complesso di Casanova “regolite”)**Sottounità B₁ “Detrito di copertura clasto sostenuto e/o substrato roccioso costituito da Breccie clasto sostenute alterate e fratturate (regolite)”**• **Detrito di copertura profondo e breccie clasto sostenute “moderatamente consistenti”**

Peso di volume naturale (dedotto da bibliografia)	(γ_n)	=	2.20	t/mc
Angolo di attrito interno efficace (dedotto dalle prove penetrometriche)	(φ')	=	32°	
Coesione efficace (dedotta da letteratura)	(c')	=	0.3	kg/cmq
Modulo edometrico (dedotto dalle prove penetrometriche dinamiche)	(E_{ed})	=	350	kg/cmq
Coefficiente di compressibilità di volume (inverso modulo edometrico)	(m_v)	=	0.0028	cmq/kg
Velocità onde di compressione (da indagine sismica con onde)	(V_p)	=	590	m/sec
Velocità onde di taglio (da indagine sismica con onde SH)	(V_s)	=	300	m/sec
Coefficiente di Poisson (da correlazione con la velocità delle onde sismiche)	(μ)	=	0.33	
Coefficiente di spinta passiva (da correlazione con angolo di attrito)	(k_0)	=	0.47	
Modulo di taglio dinamico (da velocità onde SH e coefficiente di Poisson)	(G)	=	1980	kg/cmq
Modulo di elasticità dinamico (da velocità onde P, SH e coefficiente di Poisson)	(E_{din})	=	5250	kg/cmq
Modulo di elasticità statico (formula di Heerden)	(E_{stat})	=	274	kg/cmq

• **Sottounità B₃: Substrato Roccioso “compatto” – Classificazione secondo Bieniawski - Qualità ammasso roccioso intermedia tra “scadente” e “discreta”**

Peso di volume naturale (da bibliografia)	(γ_n)	=	2.4	t/mc
Angolo di attrito interno efficace (da Bieniawski)	(φ')	=	35°	
Coesione efficace (da Bieniawski)	(c')	=	1.2	kg/cmq
Velocità onde di compressione (da indagine sismica con onde P in terreni simili)	(V_p)	=	1340	m/sec
Velocità onde di taglio (da indagine sismica con onde SH)	(V_s)	=	690	m/sec
Coefficiente di Poisson (correlazione con le onde sismiche)	(μ)	=	0.32	
Coefficiente di spinta passiva (correlazione con angolo d'attrito)	(k_0)	=	0.43	
Modulo di taglio dinamico (da velocità onde SH e coefficiente di Poisson)	(G)	=	11426	kg/cmq
Modulo di elasticità dinamico (da velocità onde P, SH e coefficiente di Poisson)	(E_{din})	=	30156	kg/cmq
Modulo di elasticità statico (formula di Heerden)	(E_{stat})	=	4200	kg/cmq

3.2 Falda

Sulla base di quanto riportato nella “Relazione geologica”, i volumi significativi di terreno non sono interessati dalla presenza di falda. Nei periodi caratterizzati dalle maggiori precipitazioni si può creare una falda sotterranea / temporanea che probabilmente presenta il suo limite inferiore in corrispondenza del contatto tra la copertura detritica più permeabile e la roccia sottostante. Nelle analisi si considera un'aliquota cautelativa della falda che possa simulare lo scorrimento dell'acqua di filtrazione che arriva sul substrato roccioso.

3.3 Caratterizzazione sismica

Ai sensi del D.M. 17 gennaio 2018 le strutture risultano classificate come costruzioni di tipo 2 (“opere infrastrutturali di importanza normale” – $V_N = 50$ anni) e Classe d’uso II (Opere infrastrutturali, reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d’uso III o in Classe d’uso IV – $C_u = 1.0$).

Si assume quindi come periodo di riferimento per l’azione sismica:

$$V_R = V_N \times C_u = 50 \times 1.0 = 50 \text{ anni}$$

Il sito di costruzione ricade in zona sismica 2, più in particolare le coordinate del sito (ED50) sono le seguenti:

Latitudine: 44.20770

Longitudine: 9.93921

Per quanto riguarda la caratterizzazione del suolo si è fatto riferimento alla Relazione geologica a cura del Dott. Geol. Francesco Giusti. In tale relazione il suolo, non suscettibile di liquefazione, è stato classificato come di “Categoria B”. Il valore del coefficiente di sottosuolo S_S verrà quindi valutato con riferimento ai diversi Stati Limite.

Sempre sulla base di quanto illustrato nella suddetta relazione, il sito può essere classificato come appartenente alla categoria topografica T3, in accordo con essa per il coefficiente topografico S_T si assume par a 1.200.

In accordo con quanto previsto dal DM Infrastrutture 17 gennaio 2018, la valutazione della sicurezza in ambito sismico è stata condotta adottando il metodo pseudostatico. Sono stati determinati i seguenti coefficienti inerziali k_h (orizzontale) e k_v (verticale) in funzione della categoria di sottosuolo e del tipo di opera per cui varia il coefficiente β_m .

$$k_h = (S_S \cdot S_T \cdot a_g/g) \cdot \beta_m; \text{ SLV } _ K_{h \text{ mri di sost.}} = 0.096; K_{h \text{ paratie}} = 0.132; K_{h \text{ stab pendii}} = 0.061$$

dove:

$a_g = 0.165$ g accelerazione attesa al sito in esame in ambito SLV su suolo rigido

$S_S = 1.20 - \text{SLD} / 1.20 - \text{SLV}$ _ Suolo “Categoria B”

$S_T = 1.200$

$\beta_m = 0.380$ _ Muri di sostegno

$\beta_m = 0.520$ _ Paratie

$\beta_m = 0.240$ _ Stabilità dei pendii

In accordo con quanto indicato dal precedente par. 7.11.6.3 per le paratie si può porre $a_v = 0$

4 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA GEOTECNICA

4.1 Verifiche geotecniche svolte

Le verifiche geotecniche sono state svolte in accordo con quanto previsto dal DM Infrastrutture 17 gennaio 2019 al par. 6.5.3.1.1 (condizioni statiche) e 7.11.6.2 (condizioni sismiche).

Le verifiche geotecniche in condizioni di Stato Limite Ultimo sono state svolte con riferimento agli Stati Limite previsti dal par. 6.5.3.1.1 del DM Infrastrutture 17 gennaio 2018 adottando l'Approccio 1 (Combinazione 2 _ A2-M2-R2) e Approccio 2 (A1-M1-R3).

Si illustrano in dettaglio nei paragrafi seguenti le verifiche svolte, con particolare riferimento ai metodi utilizzati e alle ipotesi di calcolo adottate.

Per i coefficienti parziali sulle azioni e sulle proprietà geotecniche del terreno si rimanda alle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I del DM.

4.1.1 Verifica di stabilità del complesso opera di sostegno / terreno – Micropali

La valutazione della sicurezza è stata svolta assumendo come metodo di calcolo delle potenziali superfici di scorrimento il metodo di Bishop.

In accordo con quanto precisato dal par. 6.5.3.1.1 la verifica è stata condotta con riferimento alla Combinazione 2 _ A2-M2-R2.

Per la verifica in oggetto il coefficiente parziale di sicurezza sulle resistenze risulta:

- Combinazione 2: $\gamma_{R2} = 1.10$.

4.1.2 Verifica del collasso per sfilamento dei tiranti passivi (barre)

Per i tiranti relativi alle paratie INT.01, INT.02, INT. 05 sono previsti ancoraggi passivi con barre diametro 32 mm, 28 mm (INT.05) e rispettivamente di lunghezza pari a 8.00 m e 10.00 m (INT.05), inserite in fori di diametro 140 mm e 90 mm. Inoltre, per l'intervento di rafforzamento corticale INT.04 si utilizzano ancoraggi con barre di diametro 25 mm e lunghezza pari a 6.00 metri ed inserite in fori di diametro 90 mm. Le barre sono opportunamente cementate mediante iniezione con boiaccia cementizia assimilabile a calcestruzzo di classe C25/30 o superiore.

Per la valutazione della portanza laterale caratteristica Q_{lk} è stato tenuto conto del numero di indagini eseguite attraverso i coefficienti Z_3 e Z_4 afferenti rispettivamente alla portanza media e minima:

$$Q_{lk} = \min (Q_{l_med} / Z_3; Q_{l_min} / Z_4)$$

Si sono assunti cautelativamente i seguenti valori:

- Tiranti di ancoraggio $Z_3 = 1.60$ e $Z_4 = 1.55$ (Tab. 6.6.III _ D.M. 2018).

5 CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO

Micropali con tiranti

Il dimensionamento e la verifica strutturale / geotecnica sono state eseguite utilizzando il programma di calcolo “PAC 16” della società “Aztec Informatica S.r.L” di Casole Bruzio (CS).

Per la verifica della sicurezza strutturale e geotecnica locale è stato messo a punto un modello di calcolo piano di tipo pseudo – statico.

Muro in cemento armato

Il dimensionamento e la verifica strutturale / geotecnica è stata eseguita utilizzando il programma di calcolo “MAX 16” della società “Aztec Informatica S.r.L” di Casole Bruzio (CS).

Per la verifica della sicurezza geotecnica locale è stato messo a punto un modello di calcolo piano di tipo pseudo – statico.

Rafforzamento corticale della pendice rocciosa

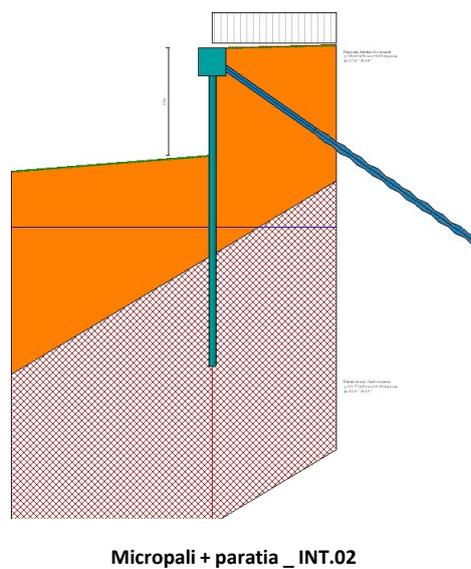
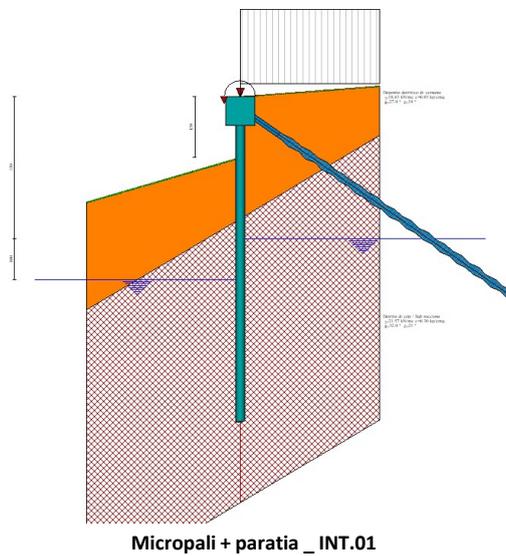
Il dimensionamento e la verifica sono state eseguite utilizzando “SRS - *Soil Reinforcement System*”, applicativo di calcolo per il dimensionamento di un sistema di rivestimento corticale di coltri instabili, costituito da reti metalliche solidarizzate al terreno mediante ancoraggi disposti secondo un raster rettangolare o romboidale.

6 MODELLI GEOTECNICI

6.1 Micropali con tiranti _ INT.01 - INT.02

La paratia è discretizzata, mediante il metodo degli elementi finiti, in una serie di elementi tipo trave, mentre il terreno viene schematizzato con una serie di molle a comportamento elastoplastico reagenti solo a compressione. Questo tipo di analisi presenta il vantaggio, rispetto ai metodi classici, di considerare la paratia con la sua effettiva rigidezza ed è in grado di fornire una soluzione in termini di spostamenti.

Una vista delle sezioni stratigrafiche dei modelli di calcolo è riportata nelle successive figure.



Comune di Tresana (MS)

Mitigazione movimento gravitativo con messa in sicurezza della strada interna al castello di Tresana
CUP: F28H22000860001

6.1.1 Sintesi dei risultati

A titolo esemplificativo, si riporta qui di seguito i risultati relativi alle verifiche strutturali, agli spostamenti dell'opera di sostegno, ai valori delle spinte, ai valori di portanza dei pali ed i risultati dei tiranti relativi all'intervento INT.01

Sintesi Risultati			
SPINTA	SPOSTAMENTI	VERIFICHE STRUTTURALI	
SLU			
Ordinata della sezione con fattore di sicurezza minimo	0.35 [m]		
Momento ultimo Mu	57.78 [kNm]		
Sforzo normale ultimo Nu	36.53 [kN]		
Fattore di sicurezza della sezione	1.06		
SLE			
Tensione ideale nella sezione del tubolare [kg/cmq]	3437.30	y [m]	0.35
Tensione massima nell'armatura [kg/cmq]	3429.03	y [m]	0.35
---	137.61	---	0.35
---	---	---	---

Sintesi Risultati			
SPINTA	SPOSTAMENTI	VERIFICHE STRUTTURALI	
MAX			
U [cm]	0.4742	y [m]	0.00
V [cm]	0.0553	y [m]	0.00
MIN			
U [cm]	-0.1908	y [m]	1.75
V [cm]	0.0000	y [m]	0.00

Sintesi Risultati			
SPINTA	SPOSTAMENTI	VERIFICHE STRUTTURALI	
combinazione n° 3			
Spinta massima [kN]	20.32 [kN]	y [m]	1.09 [m]
Resistenza passiva [kN]	-38.60 [kN]	y [m]	6.07 [m]
Controspinta [kN]	8.35 [kN]	y [m]	2.60 [m]
Incremento sismico [kN]	---	y [m]	---
Spinta falda	39.23	Y [m]	5.99

Risultati Tiranti							
Y [m]	nt	N [kN]	R [kN]	L [m]	Lf [m]	sf [kg/cmq]	Fs
0.35	15	206.35	210.82	8.00	7.00	2616.24	1.49

Dettagli tirante 1 (y = 0.35 m)							
Comb n°	h [m]	N [kN]	u [cm]	L [m]	Lf [m]	Nimi [kN]	
1 * SLU - STR (A1-M1-R3)	1.50	104.17	0.1101	5.60	4.60	33.25 * 23.28	
2 * SLU - STR (A1-M1-R3)	1.50	108.65	0.1176	5.70	4.70	34.68 * 24.28	
3 * SLU - GEO (A2-M2-R1)	1.50	91.83	0.0959	4.80	3.80	29.31 * 20.52	
4 * SLU - GEO (A2-M2-R1)	1.50	94.41	0.1013	4.90	3.90	30.13 * 21.10	
5 * SLV - GEO (A2-M2-R1)	1.50	95.59	0.0983	4.90	3.90	30.51 * 21.38	
6 * Eccezionale	1.50	206.35	0.1881	5.60	4.60	65.86 * 46.11	
7 * SLE - Rara	1.50	74.02	0.0794	3.50	2.50	23.62 * 16.54	
8 * SLE - Frequente	1.50	67.98	0.0734	3.40	2.40	21.69 * 15.19	
9 * SLE - Quasi permanente	1.50	66.55	0.0722	3.40	2.40	21.24 * 14.87	
10 * SLE - Rara	1.50	77.44	0.0850	3.60	2.60	24.72 * 17.31	
11 * SLE - Frequente	1.50	68.91	0.0751	3.40	2.40	21.99 * 15.40	
12 * SLD	1.50	69.89	0.0750	3.50	2.50	22.31 * 15.62	

6.2 Rafforzamento corticale _ INT.04

Con riferimento all'intervento in progetto, è stato messo a punto un idoneo modello di calcolo geotecnico al fine di valutare la relativa sicurezza.

Tenendo anche conto di quanto riportato nell'elaborato a carattere geologico, il modello è stato messo a punto considerando le seguenti ipotesi:

- pendenza media del versante da consolidare $\beta = 38^\circ$
- spessore della porzione corticale instabile $s = 0.65 \text{ m}$

6.2.1 Descrizione del metodo

Il calcolo necessario al dimensionamento del sistema di rivestimento corticale del versante instabile è costituito da reti metalliche ed ancoraggi in barra. In riferimento alle vigenti NTC 2018 è stata condotta un'analisi di tipo pseudostatico, in cui gli effetti sismici vengono ricondotti ad un incremento di spinta attraverso i coefficienti inerziali orizzontale k_h e verticale k_v , l'intervento può essere considerato come "intervento di stabilizzazione" secondo quanto riportato al punto 6.3.5 della NTC 2018.

Con riferimento allo Stato Limite Ultimo (SLU-SLV), sono state svolte le seguenti verifiche:

- Verifica di *resistenza dell'elemento* in acciaio barra / fune, controllando la condizione:

$F_S = R_f / E_d$ _ dove $R_f = (A_s \cdot f_{yk}) / g_s$, essendo $g_s = 1.15$ il coefficiente di sicurezza dell'acciaio di cui sono costituite le barre di ancoraggio

- Verifica di resistenza a *sfilamento acciaio – malta*, controllando la seguente condizione:

$F_S = R_{bm} / E_d$ _ dove $R_{bm} = [(\pi \cdot \phi_b \cdot L) \cdot (f_{bk} / 1.50)] / g_C$, con:

- f_{bk} tensione tangenziale caratteristica di aderenza della malta secondo la formula 4.1.7 del DM Infrastrutture 17 gennaio 2018 (equiparata ad un calcestruzzo di classe C25/30). Tale valore viene ridotto secondo il fattore 1.50 per tener conto dello stato di sollecitazione a trazione che impegna l'ancoraggio)
- ϕ_b è il diametro della barra di ancoraggio;
- $g_C = 1.50$ è il coefficiente di sicurezza del calcestruzzo.
- Verifica di resistenza a *sfilamento bulbo / substrato*, controllando la seguente condizione:

$F_S = R_{bulb} / E_d$ _ dove $R_{bulb} = L_{bulb} \cdot (2 \cdot \pi \cdot r) \cdot \tau_{bulb} / \xi_{a4} / g_{rap}$, con:

- τ_{bulb} aderenza media bulbo terreno
- ξ_{a4} coeff. riduttivo verticali indagate

- g_{rap} coeff. riduttivo ancoraggi permanenti
- Verifica di resistenza a trazione della rete:

$$F_S = R_{tr_rete} / E_d \text{ dove } R_{tr_rete} = R_{tr_u_rete} \cdot I_x \text{ , con:}$$

- $R_{tr_u_rete}$ resistenza a trazione unitaria della rete
- I_x interasse chiodatura

6.2.2 Sintesi dei risultati

Si riportano di seguito i principali risultati delle verifiche condotte in ambito strutturale statico sismico / secondo i criteri esposti precedentemente, rimandando all'elaborato "Relazione geotecnica" e ai relativi allegati per maggiori dettagli.

R_d _ Trazione barra

T_d _ Taglio barra

R_{bm} _ Sfilamento barra/malta

R_{bulbo} _ Sfilamento bulbo/substrato

R_{punz} _ Punzonamento rete

R_{tr_rete} _ Trazione rete

Statica

Verifiche			
R.2	Trazione barra	$(R_d > E_d)$	FS = 13.55 (-) OK
R.3	Taglio barra	$(T_d > T_t)$	FS = 1.20 (-) OK
R.4	Sfilamento barra/malta	$(R_{bm} > E_d)$	FS = 49.81 (-) OK
R.5	Sfilamento bulbo/substrato	$(R_{bulbo} > E_d)$	FS = 16.14 (-) OK
R.6	Punzonamento rete	$(R_{punz} > E_d)$	FS = 5.84 (-) OK
R.7	Trazione rete	$(R_{tr_rete} > T_d)$	FS = 2.19 (-) OK

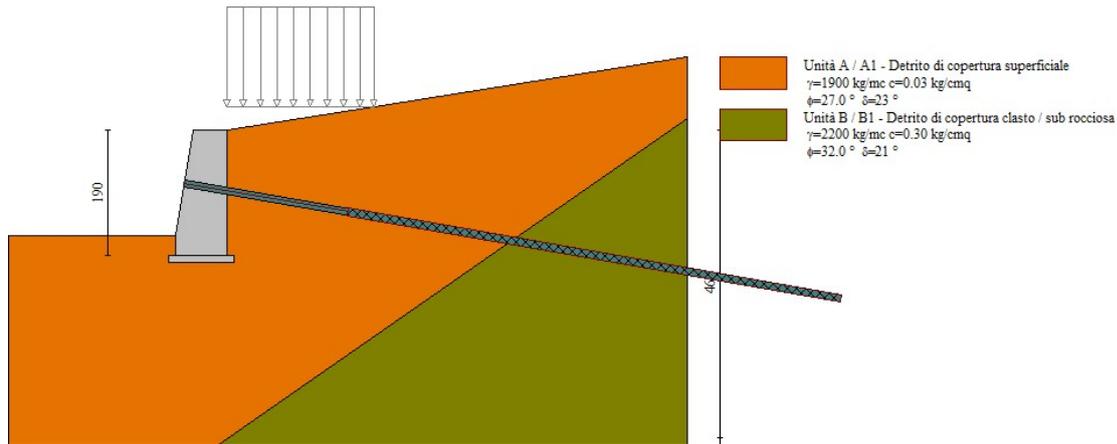
Sismica

Verifiche			
R.2	Trazione barra	$(R_d > E_d)$	FS = 6.15 (-) OK
R.3	Taglio barra	$(T_d > T_t)$	FS = 1.62 (-) OK
R.4	Sfilamento barra/malta	$(R_{bm} > E_d)$	FS = 22.63 (-) OK
R.5	Sfilamento bulbo/substrato	$(R_{bulbo} > E_d)$	FS = 7.33 (-) OK
R.6	Punzonamento rete	$(R_{punz} > E_d)$	FS = 2.65 (-) OK
R.7	Trazione rete	$(R_{tr_rete} > T_d)$	FS = 2.97 (-) OK

6.3 Muro in pietra con tirante _ INT.05

Il dimensionamento e la verifica dell'opera sono state eseguite utilizzando il programma di calcolo "MAX 16" della società "Aztec Informatica S.r.L" di Casole Bruzio (CS).

Per la verifica della sicurezza strutturale e geotecnica dell'opera in oggetto è stato messo a punto un modello di calcolo piano di tipo pseudo _ statico.



Muro in pietra con tirante _ INT.05

6.3.1 Sintesi dei risultati

A titolo esemplificativo, si riportano alcuni risultati relativi ai coefficienti di sicurezza delle varie verifiche, ai valori delle spinte, delle forze ed i risultati dell'analisi e relativi dettagli.

Tutti i risultati sono riferiti a metro lineare			
Coefficienti Sicurezza	Spinta	Forze	Risultanti
	CALCOLATI	RICHIESTI	MINIMI
Coefficiente di sicurezza a ribaltamento			
Coefficiente di sicurezza a scorrimento	2.51	1.10	1.79 (2)
Coefficiente di sicurezza a carico limite	3.40	1.40	2.78 (2)
Coefficiente di sicurezza stabilità globale			
Coefficiente di sicurezza a sifonamento			
Coefficiente di sicurezza a sollevamento			

Tutti i risultati sono riferiti a metro lineare			
Coefficienti Sicurezza	Spinta	Forze	Risultanti
Metodo: Culmann			
Spinta statica	17.8845 [kN]	Incremento sismico	0.0000 [kN]
Punto applicazione	(0.00 -1.24)	Punto applicazione	(0.00 0.00)
Componente dir. X	16.6595 [kN]	Componente dir. X	0.0000 [kN]
Componente dir. Y	6.5053 [kN]	Componente dir. Y	0.0000 [kN]
Inclinazione spinta	21.33 °		
Falda			
Spinta	0.0000 [kN]	Punto applicazione	(0.00 ; 0.00) [m]
Sottospinta		Punto applicazione	(0.00 ; 0.00) [m]
Spinta valle		Punto applicazione	

Comune di Tresana (MS)

Mitigazione movimento gravitativo con messa in sicurezza della strada interna al castello di Tresana
CUP: F28H22000860001

Risultati Muro			
Tutti i risultati sono riferiti a metro lineare			
Coefficienti Sicurezza	Spinta	Forze	Risultanti
Peso muro	24.86 [kN]	Inerzia muro	0.00 y: 0.00 [kN]
Coordinate baricentro muro		X= -0.34 Y= -1.06	
Peso terrapieno	0.00 [kN]	Inerzia terrapieno	0.00 y: 0.00 [kN]
Coordinate baricentro terrapieno		X= 0.00 Y= 0.00	
Peso contrafforti	--	Inerzia contrafforti	-- --
Peso singolo contrafforte	--	Inerzia singolo contrafforte	-- --
Coordinate baricentro contrafforti			
Peso terreno valle	--	Peso falda valle	--

Comb. n° 1/16 - STR (A1-M1-R3) Help

Risultati Muro			
Tutti i risultati sono riferiti a metro lineare			
Coefficienti Sicurezza	Spinta	Forze	Risultanti
Risultante dir. X	-13.35 [kN]	Momento rib.	10.99 [kNm]
Risultante dir. Y	33.56 [kN]	Momento stab.	30.01 [kNm]
Componente normale	33.56 [kN]	Componente parallela	-13.35 [kN]
Inclinazione (rispetto alla normale)	-21.70°		
Pressione terreno [kg/cmq]	Valle 0.315	Monte 0.560	
Eccentricità risultante	-0.035 [m]	Lung. fondaz. reagente	0.78 [m]
Carico limite della fondazione	114.04 [kN]	dettagli >>	

Comb. n° 1/16 - STR (A1-M1-R3) Help

Dettagli carico limite		
Parametri terreno equivalente		
H = 0.64 [m]		
$\gamma = 27.9494$ [kN/mc]	$\phi = 27.00^\circ$	c = 0.05 [kg/cmq]
Nc = 23.94	N'c = 20.41	
Nq = 13.20	N'q = 10.62	
Ng = 9.46	N'g = 3.24	
D = 0.30 [m]	B' = 0.78 [m]	

Dettagli verifica scorrimento	
Carico sul cuneo di spinta passiva	0.0000 kN
Carico residuo sul piano di posa	33.5568 kN
Componente tangenziale piano di posa	-13.3546 kN
Resistenza passiva dente di fondazione	0.0000 kN
Resistenza passiva terreno antistante	0.5113 kN
Angolo di rottura passivo	0.00°
Lunghezza base residua	0.00 m
Resistenza tangenziale terreno fondazione	6.3382 [kN]
Resistenza allo scorrimento complessiva	48.5956 [kN]

Tresana, febbraio 2024

Il Progettista
Ing. Marco Tabardi