

COMUNE DI CAROBBIO DEGLI ANGELI

(PROVINCIA DI BERGAMO)
UFFICIO TECNICO COMUNALE
LAVORI PUBBLICI

Committente: **AMMINISTRAZIONE COMUNALE DI
CAROBBIO DEGLI ANGELI**

Livello progettuale: **PROGETTO DEFINITIVO**

Lavori di: **MESSA IN SICUREZZA STRADA VIA DE GORSA
- PRIMO LOTTO -**

ALLEGATO B RELAZIONE GEOLOGICA – GEOTECNICA - IDRAULICA

Roncola, **Maggio 2020**

IL PROGETTISTA
ROTA geom. Renato

Committente:

Comune di Carobbio degli Angeli
Provincia di Bergamo

Commessa:

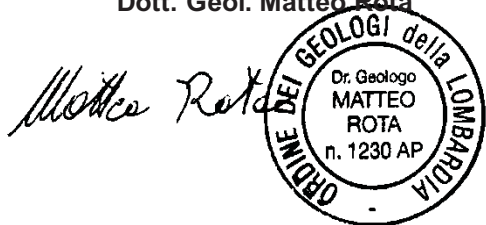
Lavori di messa in sicurezza strada Via De Gorsa – Lotto 1

Oggetto dell'elaborato:

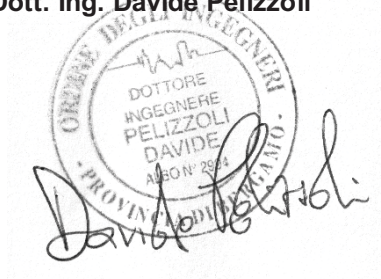
RELAZIONE GEOLOGICA ED IDROGEOLOGICA
RELAZIONE GEOTECNICA
RELAZIONE IDRAULICA (dimensionamento tubazioni fognarie)

* * *

Relatore
Dott. Geol. Matteo Rota



Per la componente idraulica
Dott. Ing. Davide Pelizzoli



Direttore Tecnico
Dott. Geol. Luigi Corna

Comm. 34/19
Ed. 1
Data di stampa 18.06.2019

Giugno 2020



Indice

| | | |
|--------|--|----|
| 1) | Premessa..... | 3 |
| 1.1) | Attività svolte..... | 3 |
| 1.2) | Normativa di riferimento | 3 |
| 2) | Ubicazione del sito e sintesi progettuale..... | 4 |
| 3) | RELAZIONE GEOLOGICA ED IDROGEOLOGICA | 7 |
| 3.1) | Caratteristiche geomorfologiche, geologiche ed idrogeologiche..... | 7 |
| 3.2) | Indagini pregresse a disposizione | 9 |
| 3.4) | Rilievo di terreno | 10 |
| 3.5) | Modello geologico..... | 14 |
| 3.6) | Fattibilità' geologica del progetto..... | 14 |
| 3.7) | Considerazioni sulla componente geologica del progetto | 15 |
| 3.7.1) | Stabilità globale del pendio | 15 |
| 3.7.2) | Sede stradale..... | 15 |
| 3.7.3) | Scavi – disposizioni per la sicurezza in fase di esecuzione | 16 |
| 3.7.4) | Muri | 16 |
| 3.7.5) | Drenaggio acque strada | 16 |
| 3.8) | Componente sismica del progetto..... | 16 |
| 3.8.1) | Amplificazione litologiche – classe di suolo | 16 |
| 3.8.2) | Amplificazioni topografiche..... | 17 |
| 3.8.3) | Fenomeni di liquefazione - cedimenti..... | 17 |
| 4) | RELAZIONE GEOTECNICA | 18 |
| 4.1) | Modello geotecnico | 18 |
| 4.1.1) | Definizione delle caratteristiche dell'unità A - back analysis | 18 |
| 4.2) | Componente geotecnica dell'intervento | 19 |
| 4.2.1) | Componente sismica | 19 |
| 4.2.2) | Scavi | 19 |
| 4.2.3) | Opere di fondazione – muri | 19 |
| 5) | RELAZIONE IDRAULICA..... | 20 |
| 5.1) | Premessa..... | 20 |
| 5.2) | Valutazioni generali | 20 |
| 5.3) | Dimensionamento tubazioni fognarie..... | 21 |
| 5.3.1) | Calcolo degli afflussi..... | 21 |
| 5.3.2) | Risultati | 22 |
| 5.3.3) | Dimensionamento tubazione – deflusso nella tubazione | 23 |
| 5.4) | Manutenzione | 24 |
| 5.4.1) | Schema attività di ispezione, monitoraggio e manutenzione | 24 |

Allegati

- 1) Definizione coesione unità A - Verifica in Back analysis



1) Premessa

La presente relazione è redatta per conto del Comune di Carobbio degli Angeli a supporto del progetto di “Lavori di messa in sicurezza strada Via De Gorsa – Lotto 1” nel tratto alto fino all'incrocio con Via Duria, nel comune di Carobbio degli Angeli (BG). Il progettista è il Geom. Rota Renato con studio in Via Papa Giovanni XXIII n. 11 24030 – Roncola (BG).

La presente relazione è composta da:

- relazione geologica ed idrogeologica, che ha lo scopo di definire le caratteristiche geologiche e simiche dell'area al fine di valutare la fattibilità geologica del progetto, le amplificazioni litologiche del sito, il modello geologico ed ottimizzare le scelte progettuali nella realizzazione delle nuove opere;
- relazione geotecnica, che sulla base dei dati acquisiti e facendo riferimento alla relazione geologica definirà il modello geotecnico del sottosuolo e fornirà indicazioni per il progetto dei muri allo strutturista. Le verifiche geotecniche in accordo con lo strutturista saranno da lui eseguite sulla base del modello geotecnico e le indicazioni riportate nella presente;
- relazione idraulica, che ha lo scopo di verificare il dimensionamento delle opere idrauliche per il drenaggio delle acque meteoriche.

1.1) Attività svolte

Le attività condotte nell'espletamento dell'incarico hanno previsto:

- acquisizione dati bibliografici e indagini geologiche utili all'espletamento dell'incarico;
- rilievo geologico della zona ed un intorno significativo;
- sviluppo dell'inquadramento geologico, geomorfologico ed idrogeologico del sito;
- verifica della compatibilità e fattibilità geologica ed idrogeologica del progetto;
- definizione del modello geologico e geotecnico del sottosuolo e delle caratteristiche sismiche locali;
- dimensionamento idraulico dei manufatti fognari;
- sviluppo delle indicazioni per la componente geologica ed idrogeologica, geotecnica ed idraulica del progetto.

1.2) Normativa di riferimento

Per quanto riguarda la componente geologica la presente ha considerato:

- D.M. 17.01.2018 “Norme Tecniche per le costruzioni”;
- R.D. 3267/23 art. 7 e L.R. 31/2008 art. 44 - Vincolo Idrogeologico;
- D.lgs. 152/2006 recante “Norme in materia ambientale”;
- D.G.R. della Regione Lombardia n. IX/2616 del 30 Novembre 2011 s.m.i. e D.G.R. della Regione Lombardia n. X/2129 del 11 Luglio /2014;



- Componente geologica comunale PGT e studio del Reticolo idrico Minore;
- Regolamento regionale n. 7/2017 del 23 novembre 2017 e n. 8 del 19 aprile 2019.

Per quanto riguarda la componente geotecnica la presente ha considerato:

- D.M. 17.01.2018 “Norme Tecniche per le costruzioni”;
- UNI ENV 1997 – 1 – Eurocodice 7 “Progettazione Geotecnica” parte 1.
- Circolare 21.01.2019 n. 7 C.S.L.PP. - “Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni”;
- D.g.r 11 Luglio 2014 n.2129, L.R. 12 Ottobre 2015 n.33 e D.g.r. 30 marzo 2016 n.5001 – “Opere o costruzioni e relativa vigilanza in zone sismiche”.

2) Ubicazione del sito e sintesi progettuale

La zona in studio è posizionata in provincia di Bergamo nel territorio comunale di Carobbio degli Angeli, in un'area di versante mediamente acclive a nord-est del centro abitato (vedi Figura 2).

Il lotto 1 della strada si sviluppa su una lunghezza di 280 m ed è posta fra le quote di 282 m all'incrocio con via Mossani e di 319 m s.l.m. alla congiunzione con Via Duria.

Il tracciato ha una pendenza abbastanza costante del 14%.

I lavori di messa in sicurezza della strada prevede (vedi anche Figura 1):

- il rifacimento della sede stradale che manterrà una leggera pendenza verso valle per favorire il deflusso delle acque. Sarà sistemato il sottofondo e si provvederà alla riasfaltatura;
- la costruzione di tratti di muro in cemento armato nei tratti più problematici e la collocazione di nuove opere adeguate per la raccolta e il drenaggio delle acque meteoriche. In alcuni tratti i muri avranno altezze maggiori per permettere di intercettare con le fondazioni gli strati più compatti;
- per il drenaggio delle acque la costruzione lungo il ciglio di valle della strada di un cordolo in cemento alto circa 50 cm con adiacente una cunetta in cemento parallela al muretto, ad intervalli di circa 50 cm si collocheranno dei pozzetti dotati di griglia per la raccolta delle acque di deflusso superficiale e i aggiunta alle stesse lungo il tracciato saranno collocate n. 2 griglie trasversali;

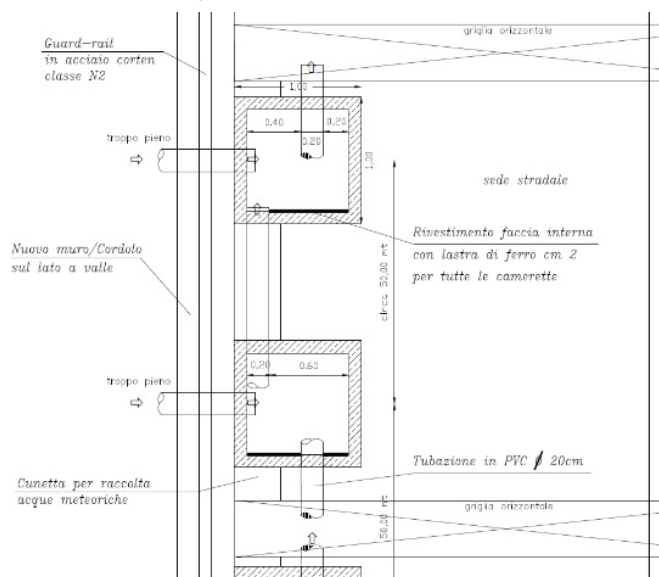
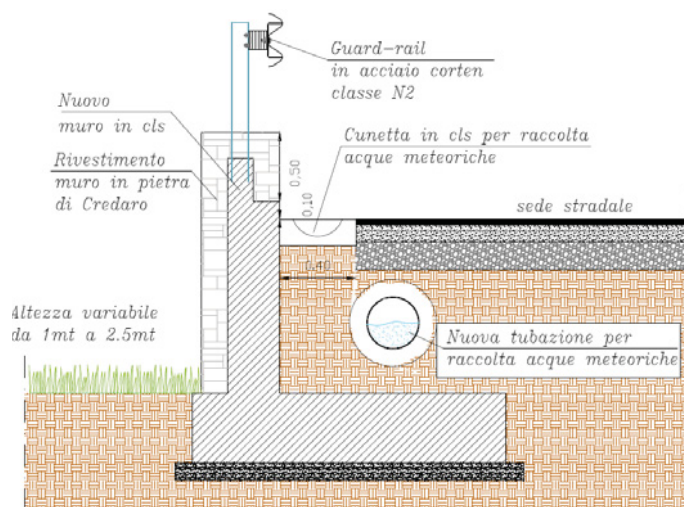
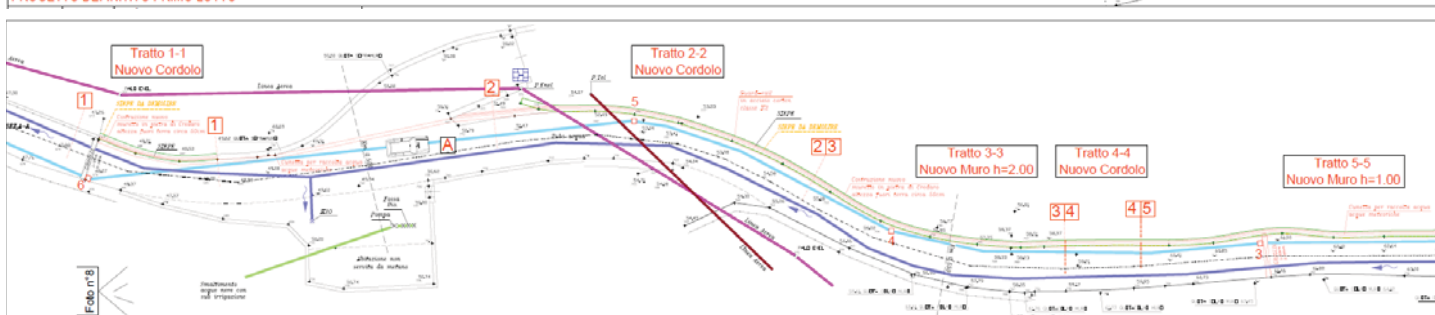
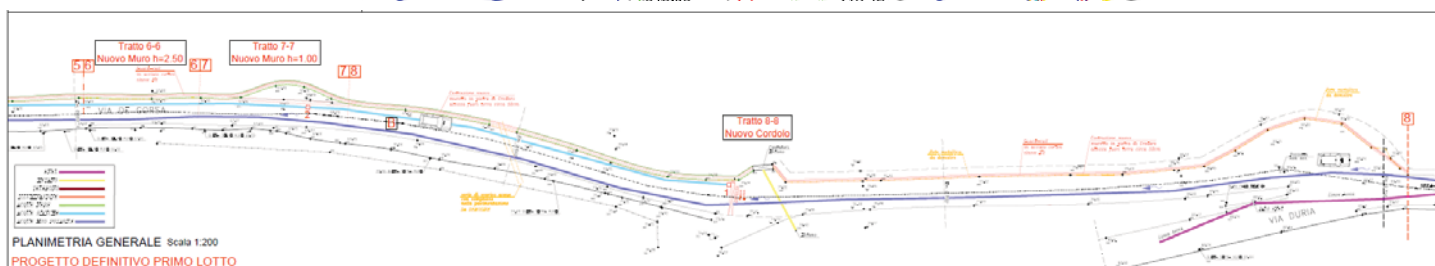
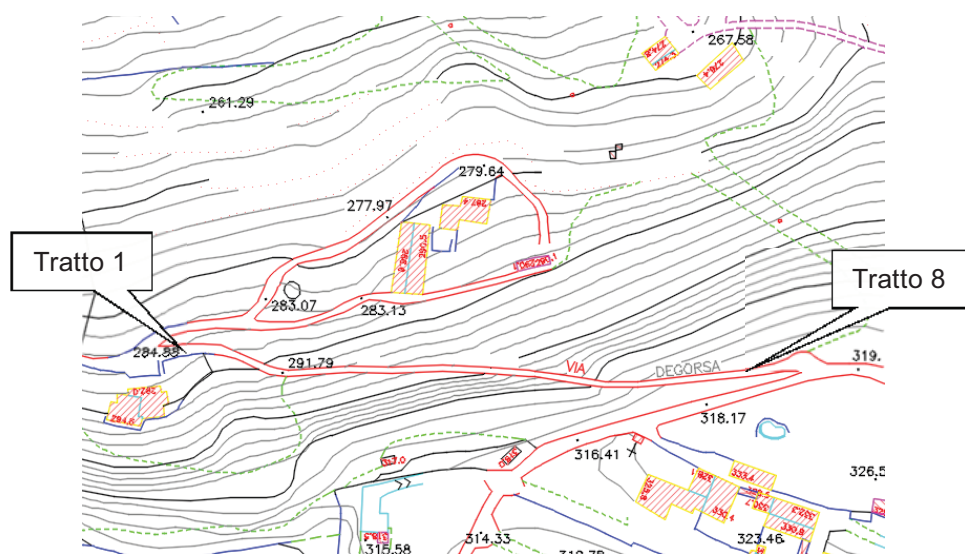


Figura 1. Estratto aerofotogrammetrico tratto d'intervento, planimetria e sezioni tipo di progetto.



- tutte le acque drenate saranno convogliate in una fognatura delle acque meteoriche interrata che le recapiterà nella griglia posta al limite inferiore del tratto in progetto dove attualmente sono drenate le acque e dalla quale si diparte la fognatura delle acque bianche. Questa fognatura esistente non presenta caratteristiche adeguate alle portata d'acqua e il comune ne ha previsto l'adeguamento con i prossimi lotti di sistemazione della strada;
- per garantire lo scarico senza aggravare la situazione idraulica dei manufatti di valle con possibili rigurgiti, saranno mantenuti temporaneamente fino alla realizzazione dei prossimi lotti gli scarichi al pendio esistenti. Gli scarichi saranno ricavati mantenendo una tubazione di troppo pieno dai pozzetti di ispezione verso il pendio di valle. Al fine di non modificare sostanzialmente lo stato di fatto i pozzetti sono stati collocati all'incirca in corrispondenza degli scarichi attuali. Appena realizzate le opere fognarie di adeguamento nei prossimi lotti, si dovrà provvedere alla cementazione dei tubi di scarico ponendo termine allo scarico verso il pendio delle acque stesse;
- la collocazione dei pozzetti ed il disassamento dei tratti fognari, permetterà inoltre di rallentare il flusso idrico che altrimenti raggiungerebbe velocità troppo elevate incompatibili con la durabilità e funzionalità della fognatura.



3) RELAZIONE GEOLOGICA ED IDROGEOLOGICA

3.1) Caratteristiche geomorfologiche, geologiche ed idrogeologiche

Il territorio si inquadra all'interno del sistema tettonico delle Alpi, caratterizzato da un sistema di sovrascorrimenti e pieghe polifasiche. In particolare la zona è situata in un'area di versante, a NE del centro abitato del Comune di Carobbio degli Angeli.

Secondo quanto riportato in letteratura geologica, ed in particolare sulla “Carta Geologica della Provincia di Bergamo” edita nel 2000 (vedi Figura 2), nei terreni in oggetto affiora le unità note con il nome di “Unità Postglaciali – depositi alluvionali”, “Arenarie di Sarnico”, “Conglomerato di Sirone” e “Flysch di Bergamo”.

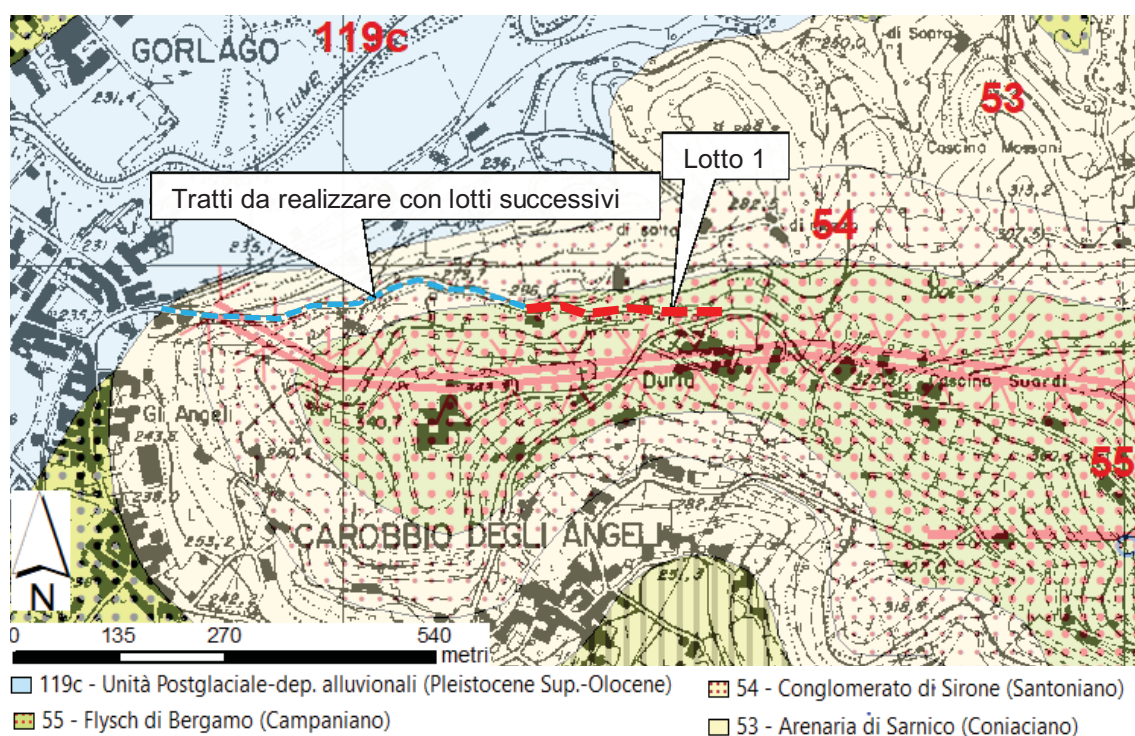


Figura 2: estratto carta geologica da PGT comunale. Con il colore di fondo verde si individua l'area in cui affiora l'unità geologica dell'Argillite di Riva di Solto”.

La successione tipica delle “Arenarie di Sarnico” è costituita da un'alternanza di arenarie grigie in strati da sottili a spessi e di peliti; l'unità si presenta essenzialmente con tre associazioni di facies, non cartografate separatamente, di seguito descritte in ordine di importanza. a) Alternanza tra peliti grigie e arenarie fini e medie, massive, senza evidenti strutture interne, in strati piano paralleli da medi a spessi, a base netta e contatto superiore arenaria/pelite pure netto; rapporto arenaria/pelite=1. b) Alternanze di peliti e arenarie fini in strati da sottili a medi, massivi o con laminazioni da parallele a oblique. c) Arenarie medie e fini amalgamate, in strati e banchi spessi fino a 7-8 metri, con gradazione assente o poco sviluppata e superfici di stratificazione nette, parallele o leggermente convergenti alla scala dell'affioramento. Nei settori sud-orientali della provincia di Bergamo, prevalgono arenarie da medie a grossolane in orizzonti anche



fino a 10 m, costituiti da strati metrici amalgamati, anche a sviluppo lenticolare, a base spesso chiaramente erosionale, talora senza strutture interne, oppure con laminazioni da parallele a oblique.

Il “Conglomerato di Sirone” comprende una successione conglomeratico-arenacea alla cui base è localmente presente un membro transizionale all’arenaria di Sarnico, definito membro di Colle Brianza. Il conglomerato di Sirone è costituito da corpi conglomeratici lateralmente discontinui da medi a spessi, comunemente organizzati in cicli plurimetrici arenacei verso l’alto. Nell’area di Bergamo i conglomerati che costituiscono la litologia dominante si presentano con facies diverse: conglomerati massivi disorganizzati, a supporto clastico, privi di gradazione; conglomerati a supporto clastico con gradazione inversa passante a normale; conglomerati a supporto clastico e gradazione normale con frequenti ciottoli embricati; conglomerati “compositi” compresi tra superfici di stratificazione relativamente pianoparallele talora con laminazioni oblique ad alto angolo. La componente arenacea ha una facies del tutto simile a quella dell’arenaria di Sarnico. Nella Sinclinale di Carobbio degli Angeli - Gandosso, nei conglomerati di Sirone si riconoscono due principali orizzonti conglomeratici; uno alla base e l’altro a tetto dell’unità, separati da un orizzonte intermedio di arenarie. L’orizzonte superiore è chiuso da un livello a slumping in cui sono contenuti brandelli di calcari marnosi rossi e di marne - marne siltose chiare stratificate. il conglomerato di Sirone presenta uno spessore di 70-80 m nella Sinclinale Carobbio degli Angeli – Gandosso.

Il “Flysch di Bergamo” comprende una successione arenaceo-pelitica che, nella porzione medio-bassa, include il megastrato di Missaglia. La formazione è costituita da alternanze di arenarie e peliti in strati piano-paralleli da sottili a spessi talora organizzati in cicli di ispessimento verso l’alto. Esse sono associate a calcari a tessitura fine in strati piano paralleli a base calcarenitica, talora microconglomeratica, e a calcari marnosi in banchi anche di notevole spessore.

La morfologia dell’asse del tracciato della strada è contraddistinta da pendenze da medio-elevate a medie.





Per quanto concerne l'idrografia a valle dell'area di intervento scorre il fiume Cherio con direzione circa NE-SW ed a una distanza minima di circa 160 m. Qui la superficie piezometrica ha una soggiacenza di 20 m.

Lungo il tracciato della strada, risalendo il pendio, non è invece segnalata la presenza di acqua sotterranea o emergenze/ristagni d'acqua e le acque meteoriche in parte si infiltrano nel sottosuolo mentre quelle in eccesso defluiscono lungo il versante.

3.2) Indagini pregresse a disposizione

La Committenza ha messo in disponibilità agli scriventi le indagini già svolte nel 2015 per la realizzazione di un tratto di muro lungo il tracciato in studio. Le indagini avevano previsto l'esecuzione di n. 3 prove penetrometriche come riportate in Figura 3.

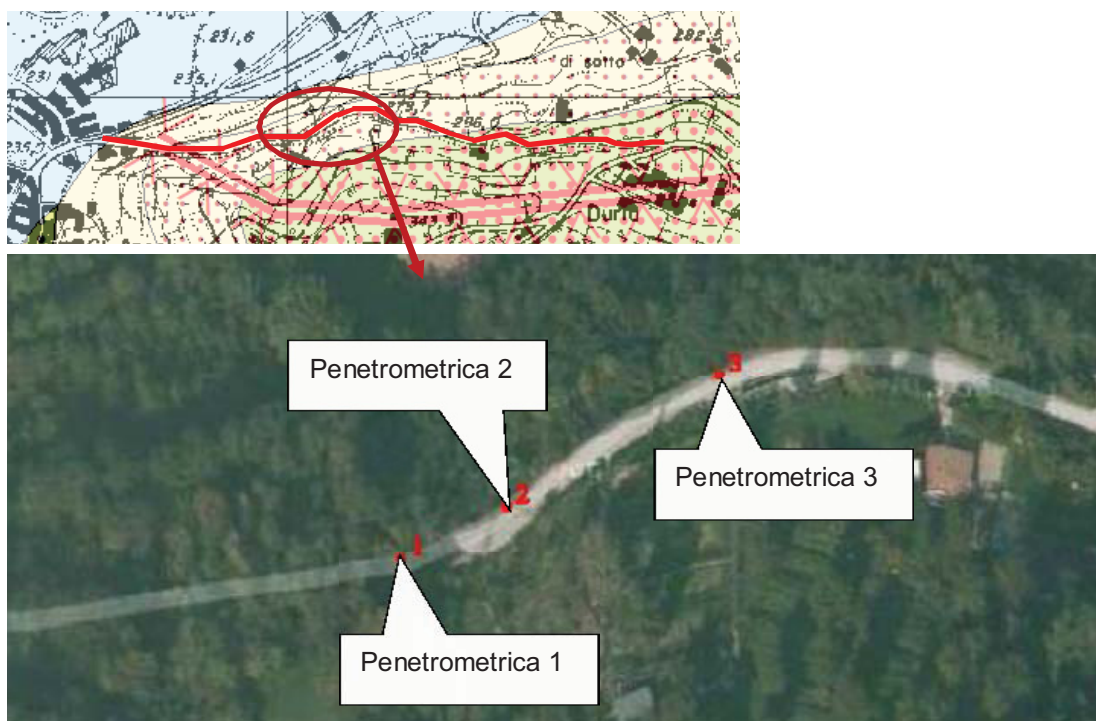


Figura 3: ubicazione delle prove penetrometriche datate 2015.

I risultati indicano la presenza, sul lato verso valle della strada, di circa 2,40 m di argille eluviali caratterizzate da un valore di numero di colpi medio di 5, al netto dei primi 90 cm di riporti addensati con numero di colpi elevato, a cui segue una porzione di roccia alterata dallo spessore di 1 m con colpi di 20 - 30. A partire da 3,4 m dal p.c. si registra la presenza del substrato roccioso correlabile con il rifiuto alla penetrazione. Nei fori delle prove penetrometriche non è stata trovata acqua.



3.4) Rilievo di terreno

Il sopralluogo è stato svolto sia nella fase di progettazione di fattibilità tecnico economica che, in modo più dettagliato ed approfondito nella zona oggetto di intervento, in questa fase ed ha interessato l'area dell'intervento ed un suo intorno significativo.

La morfologia dei luoghi si presenta da media a elevata di norma nel settore a monte della strada, mentre a valle (dove si collocavano in passato le attività agricole ancora riconoscibili per la presenza di gradoni) diminuisce.

Il bosco ormai ricopre tutta la zona a monte e la prima metà inferiore della strada mentre nella seconda metà del tracciato stradale soprattutto a valle della medesima sono ancora preservate le aree agricole a verde.

Le acque meteoriche tendono ad infiltrarsi nel terreno soprattutto nelle zone boscate mentre in occasione di eventi meteorici più rilevanti o eccezionali si ha la formazione di un deflusso superficiale con scorrimento superficiale diffuso verso valle. Non si sono individuati compluvi in grado di comportare un deflusso concentrato a monte della strada ma le pendenze dei luoghi comportano inevitabilmente che una parte delle acque del settore di monte defluiscano intercettate dalla strada.

Le acque ricadenti sulla strada sono drenate dal sistema fognario ad eccezione del secondo tratto più in quota, a partire dall'ultima griglia trasversale posta in prossimità dell'ultimo accesso carrabile, dove non è stato esteso il tracciato fognario; qui le acque defluiscono dalla strada verso il terreno sottostante lungo alcuni punti di scarico creando scorrimenti concentrati nei prati sottostanti (vedi Figura 4).



Figura 4: vista di una canaletta trasversale posta alla quota di circa 310 m s.m. che drena le acque di deflusso della strada verso il pendio sottostante concentrandone lo scorrimento sul versante.

Non vi sono evidenze nell'area di intervento di dissesti quiescenti o in atto e la zona risulta stabile; dal versante sovrastante la strada nelle zone più acclivi si possono formare piccoli dissesti con scivolamento della coltre superficiale del terreno a seguito di eventi eccezionali in grado di comportare la saturazione del terreno.



La sede stradale non presenta particolari problematiche anche se necessita di sistemazioni e stabilizzazioni del ciglio esterno in alcuni tratti.

Lungo l'intero tracciato sono presenti dei muretti principalmente a secco di cui il tratto iniziale (soprattutto zona 1 e 2) necessitano di sistemazioni o rifacimenti.

Dai rilievi è emerso che il percorso della strada può essere suddivisibile in tratti con caratteristiche omogenee in quanto sopra il substrato roccioso, presente in tutta l'area, gli spessori delle coperture dei depositi eluviali sono in aumento da valle verso monte lungo il tratto stradale.

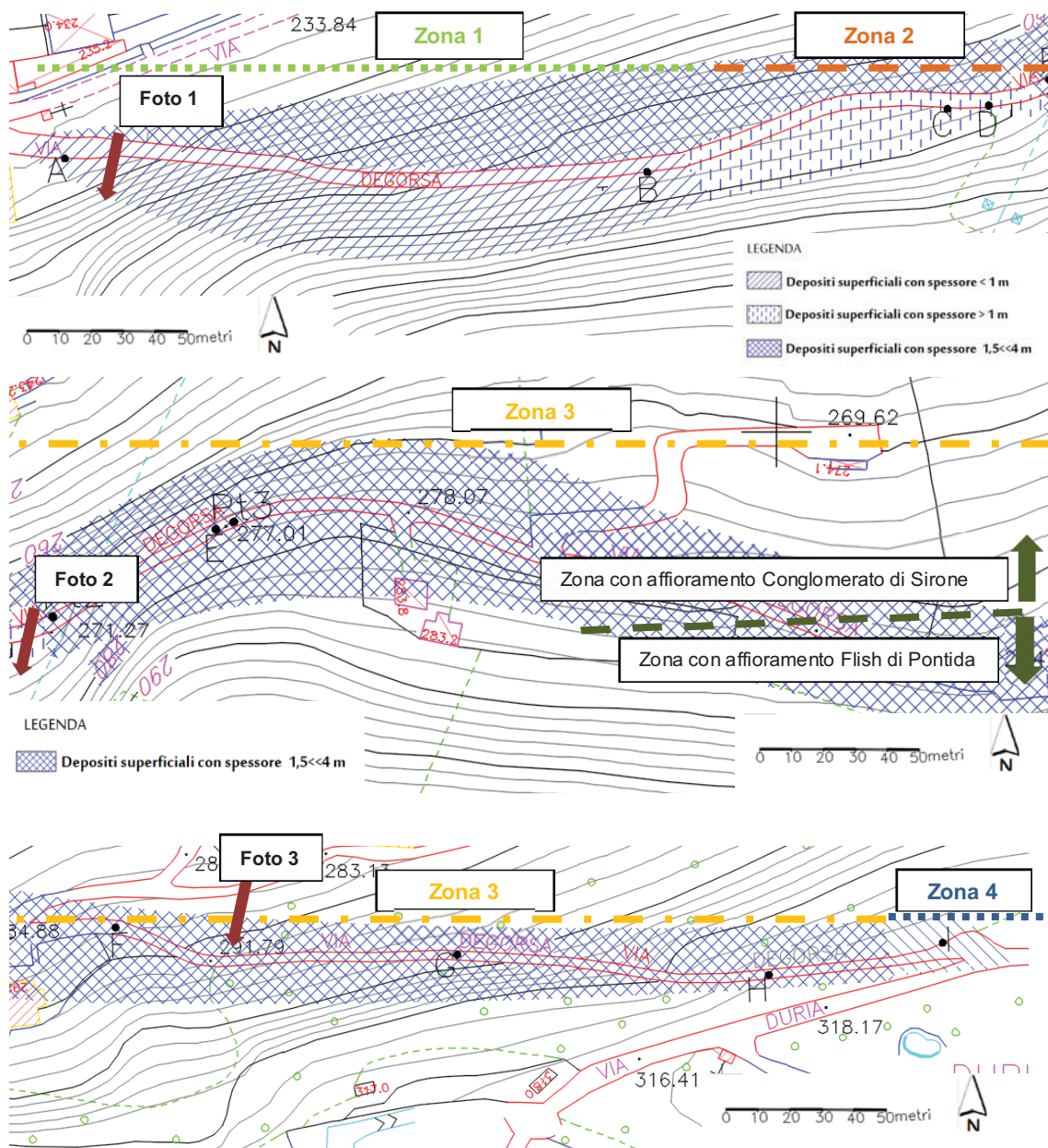


Figura 5: estratto planimetria del rilievo con ubicazione documentazione fotografica e suddivisione in zone della strada.



Il tratto stradale è stato quindi suddiviso in 4 zone così suddivise (vedi Figura 5):

- Zona 1, caratterizzata dalla presenza di depositi superficiali, eluviali di natura limosa argillosa, posti al di sopra del substrato roccioso con spessore inferiore a un metro a monte della strada e depositi con spessori superiori a 2 metri a valle della strada;
- Zona 2, caratterizzata dalla presenza di depositi superficiali, eluviali di natura limosa argillosa, posti al di sopra del substrato roccioso con spessore superiore a un metro a monte della strada e superiori a 2 metri a valle della strada;

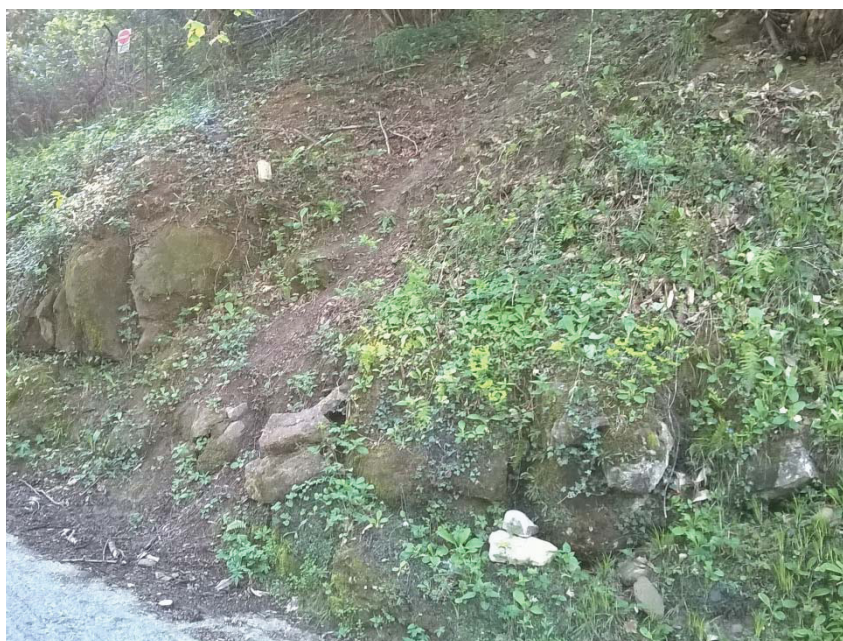


Foto 1 - Conglomerato di Sirone



Foto 2 - Flysh di Pontida

Figura 6: vista del substrato roccioso subaffiorante sotto la coltre di depositi eluviali.

- Zona 3, in cui ricade anche il lotto 1 caratterizzata dalla presenza di depositi superficiali, eluviali di natura limosa argillosa, posti al di sopra del substrato roccioso con spessore compreso fra a un metro e mezzo e quattro metri. In questa zona affiorano i depositi eluviali (di seguito denominata unità A) contenenti elevate percentuali di materiale ghiaioso e blocchi che conferiscono al materiale discrete caratteristiche geotecniche confermato anche dall'elevata pendenza del pendio e dalla stabilità dei fronti di muri a secco presenti a tratti che non presentano cedimenti correlabili ad assestamenti dei terreni di appoggio ma bensì solo al collasso del paramento esterno dei massi derivante dall'usura del tempo (vedi Figura 7). La sede stradale in molti tratti è stata ricavata riportando del materiale grossolano al fine di ricavare una livelletta costante. Questi riporti risultano stabili;



- Zona 4, parte terminale del tracciato stradale ed interessato dal lotto 1, caratterizzata dalla presenza di terreni di riporto con spessori superiori anche a 4 metri. Il riporto si presenta stabile.

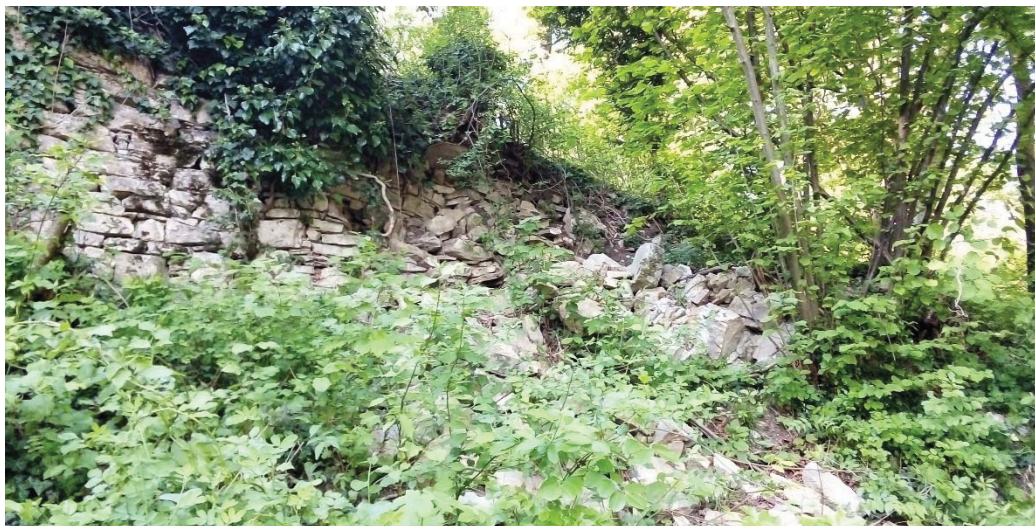


Figura 7: foto 3, vista dei muri a secco a valle della strada nel tratto alto della zona 3, collassati per usura del tempo e non per assestamento dei terreni.

Per quanto concerne il substrato roccioso si conferma quanto riportato nel cap. n. 3.1); nella zona 1-2 e metà della 3 affiorano il Conglomerato di Sirone costituito da livelli conglomeratici compatti dello spessore da decimetrico a plurimetrico con giacitura suborizzontale leggermente a reggipoggio e un sistema di fratturazione verticale. All'incirca alla quota topografica di 280 m sm., nel tratto precedente alla ripresa in salita della strada nel tratto finale, coincidente con la zona dove termina la fognatura, si ha il passaggio stratigrafico con l'unità del Flysh di Pontida costituito da alternanze di livelli arenitici con spessori decimetrici e pelitici con spessori centimetrici in strati piano-paralleli e con giacitura pianoparallela; anche qui è presente un sistema di fratturazione subverticale con giacitura suborizzontale leggermente a reggipoggio.

I depositi superficiali, unità A, nella zona del lotto 1 sono costituiti da argille ghiaiosa sabbiose con blocchi compatte e caratterizzate da discrete caratteristiche geotecniche. L'elevata presenza di materiale granulare e massi conferisce al deposito oltre alla coesione anche un discreto valore di angolo di attrito.

Non si riscontrano emergenze d'acqua e il pendio risulta stabile e privo di fenomeni di dissesto.

Non si rilevano inoltre erosioni superficiali indice di scorrimento superficiale di acque meteoriche, segno che anche la permeabilità del terreno è sufficiente a garantire l'infiltrazione delle acqua meteoriche, o per lo meno buona parte di esse.



3.5) Modello geologico

Sulla base dei dati acquisiti è stato ricostruito il modello geologico locale riportato nella tabella seguente; per gli spessori si rimanda alla Figura 5 ma in ogni caso risultano molto variabili anche per la presenza lungo il tracciato stradale di riporti.

| Unità geologica | Spessore strato (m) | Descrizione (litologie presunte) |
|-----------------|---------------------|--|
| A | 1 – 4 (?) | Terreno di coltivo - argilla sabbiosa con blocchi sparsi anche decimetrici |
| B | 1 | Substrato roccioso fratturato ed alterato |
| C | - | Substrato roccioso sano |

Tabella 1: tabella identificativa del modello geologico. Le quote sono riferite al piano campagna dello stato di fatto.

I primi decimetri dell'unità A sono costituiti dal terreno di coltivo costituito da argilla poco addensata con sparsi ciottoli e blocchi, mentre approfondendosi fino a circa 1 – 4 m, all'interno dell'argilla si ha un aumento della componente dei blocchi in graduale aumento fino a costituire di fatto l'unità B coincidente con la porzione superficiale più alterata del substrato roccioso.

3.6) Fattibilità geologica del progetto

L'area oggetto di intervento nella "Componente geologica" del PGT comunale risulta classificata come:

- "Carta dei vincoli", nessun vincolo (non si individuano tracciati di reticolo idrico);
- "Carta di sintesi", aree pericolose dal punto di vista dell'instabilità dei versanti;
- "Carta di fattibilità geologica delle azioni di piano" (vedi anche Figura 8), classe di fattibilità geologica:
 - 2a "Fattibilità con modesti limitazioni" legati a pericolosità geomorfologica;
 - 2b "Fattibilità con modesti limitazioni" legati a vulnerabilità idrogeologica;
 - 3a "Fattibilità con consistenti limitazioni" dovute a pericolosità geomorfologica;
 - 4 "Fattibilità con gravi limitazioni" La pericolosità è legata a pericolosità potenziale legata alla possibilità di innesco di scivolamenti della copertura detritica su versanti acclivi con substrato roccioso affiorante e/o subaffiorante e possibili circolazioni – venute d'acqua;
- Carta di Pericolosità Sismica Locale" prossimità al ciglio della collina "scenario Z3b.

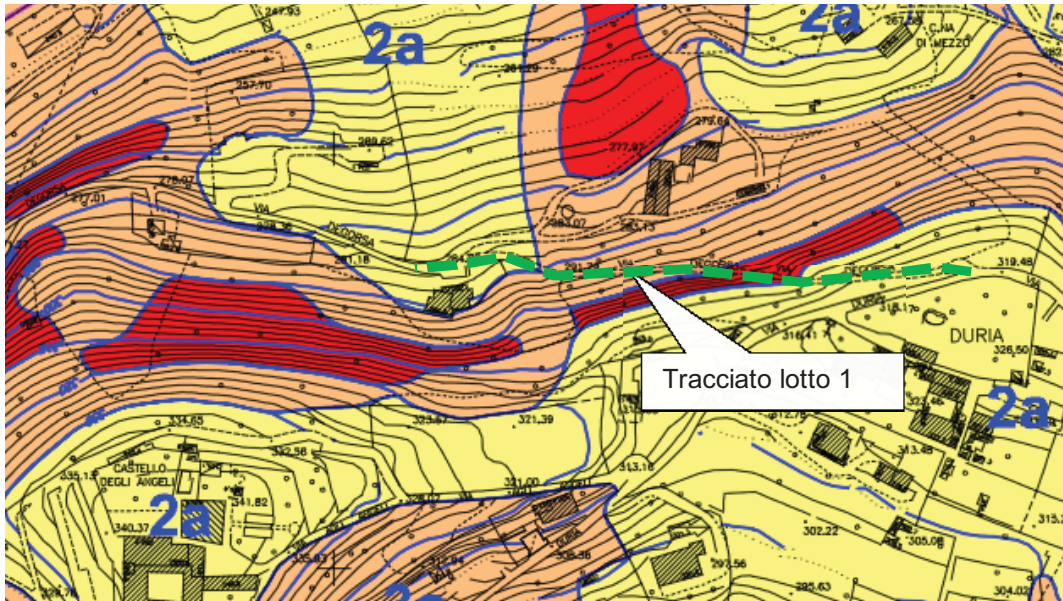


Figura 8: Carta di Fattibilità riportata nel PGT di Carobbio degli Angeli con l'ubicazione della strada oggetto di intervento.

Sulla base dei rilievi e delle considerazioni svolte gli interventi proposti nel progetto risultano fattibili per quanto attiene la componente geologica, idrogeologica e sismica, tenendo in considerazione le indicazioni riportate nel cap. n. 3.7) e 3.8).

3.7) Considerazioni sulla componente geologica del progetto

3.7.1) Stabilità globale del pendio

Dal rilievo e dalle evidenze di terreno emerge che sia il pendio che le coltri superficiali di terreno risultano stabili.

L'intervento non prevede una modifica sostanziale al carico sul pendio mentre la costruzione dei muretti ed il rifacimento dei tratti di muro pericolanti permetterà il miglioramento anche dei cigli stradali garantendo la tenuta stagna nel tempo anche dei manufatti fognari.

Il drenaggio delle acque quando sarà sistemata anche la fognatura a seguito dell'ultimazione dei lotti seguenti, permetterà di togliere lo scolo delle acque di monte verso il pendio a valle della strada migliorando sia la stabilità che in particolare l'erosione superficiale.

3.7.2) Sede stradale

Nella zona i terreni presentano buone caratteristiche ed il sottofondo risulta adeguato per la sistemazione o riutilizzo delle massicciate.

La sede stradale sagomata con leggera pendenza verso valle garantirà il corretto deflusso delle acque verso il cordolo e le caditoie stradali.



3.7.3) Scavi – disposizioni per la sicurezza in fase di esecuzione

Non si prevedono particolari attività di scavo che interesseranno il solo ciglio stradale per profondità molto contenute. Si raccomanda di evitare di eseguire gli scavi in prossimità di previsioni meteo avverse – piogge in quanto qualora necessitasse di sospendere i lavori con scavi aperti si potrebbero verificare dilavamenti ad opera delle acque di deflusso stradale dalle aree escavate con trasporto verso valle lungo il pendio di fango e massi.

Si raccomanda inoltre di porre la massima attenzione alle attività di scavo al fine di evitare il rotolamento di materiale sul pendio sottostante; particolare attenzione dovrà essere posta nelle aree poste a monte degli edifici. Nelle attività di sistemazione del muro a secco pericolante dove già si individuano molti massi crollati sul pendio sottostante si consiglia di prevedere a valle una rete temporanea a contenimento di potenziali crolli di massi verso l'edificio sottostante.

3.7.4) Muri

I muri in cemento armato in progetto realizzati con adeguate fondazioni risultano adeguati a garantire la stabilità e la sicurezza del ciglio stradale.

Sui muri alti oltre 1,5 m che andranno ad appoggiarsi sotto la quota della strada direttamente sul pendio, si raccomanda di prevedere sempre delle opere di drenaggio nelle porzioni sotto quota stradale, garantendo il drenaggio dei materiali di riporto realizzati in passato ed appoggiati sopra i depositi naturali.

3.7.5) Drenaggio acque strada

Il progetto ha previsto adeguate opere per il drenaggio delle acque meteoriche.

Si raccomanda di prevedere nel minor tempo possibile alla sistemazione dei lotti successivi in modo da poter disattivare gli scoli temporanei lungo il pendio ora previsti per non comportare rischi di natura idraulica alle aree poste verso Via Mossani, mantenendo però in questa fase transitoria rischi di erosione o piccoli smottamenti a valle dei punti di scolo lungo il pendio nelle proprietà private.

Al fine di contenere i fenomeni di erosione presso lo scarico sul pendio dal troppo pieno dei pozzetti di ispezione, si dovrà collocare sul pendio dei massi con funzione di rompigetto; i massi dovranno essere ben ancorati al terreno e dovranno avere dimensioni di almeno 40 cm di diametro.

3.8) Componente sismica del progetto

3.8.1) Amplificazione litologiche – classe di suolo

Dai dati acquisiti e considerando le opere in progetto in via preliminare i terreni di fondazione sono attribuiti alla classe di suolo A “Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di V_{seq} superiori a 800 m/s, eventualmente



comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m".

3.8.2) Amplificazioni topografiche

Per quanto concerne invece l'amplificazione topografica collocandosi a mezza costa lungo un pendio con pendenze medie inferiori a 30°, si è attribuito il valore di $S_T = T_2$.

3.8.3) Fenomeni di liquefazione - cedimenti

Nella zona l'assenza di acque di falda e la presenza dell'ammasso roccioso o di terreni a prevalente composizione fine, come previsto dal cap. n. 7.11.3.4.2 delle NTC del 2018 "Esclusione dalla verifica alla liquefazione" è possibile omettere la verifica del potenziale di liquefazione ritenendo il sito stabile nei confronti della liquefazione.



4) RELAZIONE GEOTECNICA

La presente relazione geotecnica è stata redatta al fine di definire il modello geotecnico che è stato utilizzato dallo strutturista per redigere il progetto e le verifiche geotecniche definitive.

4.1) Modello geotecnico

Per la definizione delle caratteristiche geotecniche si è fatto riferimento a quanto acquisito nel rilievo eseguito, integrato per l'unità A che costituisce di fatto per il lotto 1 l'unità principale su cui si appoggiano le opere, da una verifica in back analysis al fine di dettagliare i parametri ed in particolare la coesione drenata, parametro sempre di difficile valutazione.

Per quanto concerne le caratteristiche geotecniche dell'unità B si è fatto riferimento ai dati acquisiti sugli affioramenti presenti più a monte mediante l'uso della classificazione RMR di Benjowsky, infine per l'unità C si sono considerate anche i dati disponibili in bibliografia; non sono state previste specifiche indagini per le unità rocciose (unità B e C) in quanto non risultano influenti ai fini delle valutazioni geotecniche specifiche del progetto.

Le unità geotecniche sono state mantenute uguali a quelle del modello geologico a cui si rimanda per la litologia e gli spessori (vedi cap. n. 3.3).

| Unità | Caratteristiche geotecniche (valori caratteristici) | | | | | | Addensamento |
|-------|---|-----------|------|-------|------------|-------|--------------|
| | D_r | φ | C' | C_u | γ_n | E_s | |
| A | 50 | 27 | 15 | 50 | 18,5 | 25 | Addensato |
| B | 8 | 25 | 100 | - | 23 | 50 | - |
| C | - | 30 | 200 | - | 24 | > 100 | - |

D_r = densità relativa (%)

φ = angolo di attrito (°)

C' = coesione efficace (kPa)

C_u = coesione non drenata (kPa)

γ_n = peso di volume naturale (kN/m³)

E_s = modulo elastico (MPa)

Tabella 2: caratteristiche delle unità geotecniche – valori indicativi.

4.1.1) Definizione delle caratteristiche dell'unità A - back analysis

La *back analysis* è stata eseguita al fine di dettagliare i parametri geotecnici dell'unità A. A tale si è scelta la sezione più sfavorevole del pendio corrispondente al tratto dove è presente il muro a gravità da ricostruire, dove la geometria della topografia è nota e dove è stato verificato che il pendio comunque è stabile a lungo termine. Egualmente risulta abbastanza certa anche la stratigrafia costituita da uno strato di argilla ghiaiosa sabbiosa compatta avente uno spessore di circa 4 m con limite stratigrafico con l'unità B all'incirca parallelo al profilo del terreno; i parametri dell'unità B non sono stati oggetto di valutazione in back analysis in quanto i valori risultano essere già elevati e palesemente in grado di garantire la stabilità.

Poiché i terreni sono risultati avere un grado di umidità naturale nella norma e non si sono riscontrate non sono note emergenze o ristagno d'acqua, non è stata



considerata la presenza di acqua nel sottosuolo, presenza che considerando l'elevata pendenza e la geologica locale se presente avrebbe comportato quasi certamente il franamento nel tempo di almeno i livelli più superficiali del terreno.

I parametri geotecnici principali da considerate sono:

- il peso di volume, il cui valore presenta *range* minimi e risulta poco influente sulla variabilità della stabilità del pendio. E' stato attribuito un valore di 18,5 kN/m³;
- l'angolo di attrito che è stato considerato di poco inferiore alla pendenza media del pendio, usando così 27°, coerentemente con il fatto che comunque la coltre superficiale soprattutto a seguito di eventi meteorici rilevanti può arrivare a non presentare coesione restando a garantire la stabilità il solo angolo di attrito;
- la coesione drenata. Questo è il parametro che risulta di più ardua definizione, anche perché varia anche in funzione del grado di umidità che può variare nel tempo o nei mesi, e soprattutto più degli altri influenza la stabilità del pendio.

Lo scopo finale dell'analisi in *back analysis* è stato pertanto quello di individuare il valore minimo delle coesione che ha permesso di garantire la stabilità del pendio anche in presenza delle opere e dei sovraccarichi. Tale valore è stato ottenuto eseguendo svariate verifiche diminuendo la coesione dal valore caratteristico di 30 kPa fino ad individuarne il valore che ha comportato un fattore di sicurezza pari a 1, valore sotto il quale il pendio risulta instabile.

Nell'allegato n. 1 si riportano tutte le indicazioni delle analisi svolte che hanno permesso di definire il valore minimo della coesione dell'unità A pari 15 kPa. Tale valore è da ritenersi come il più scadente raggiungibile dall'unità A prima che si possano instaurare fenomeni di dissesto, ed è stato a favore di sicurezza utilizzato nel modello geotecnico.

4.2) Componente geotecnica dell'intervento

4.2.1) Componente sismica

In riferimento a quanto indicato al cap. n. 3.8) è stata attribuita una classe di suolo A ed un valore $S_T=T_2$, escludendo fenomeni di liquefazione.

4.2.2) Scavi

Su tutta l'area interessata dagli scavi si dovrà asportare l'eventuale terreno vegetale ed il materiale organico presente.

Si ribadisce quanto già prescritto nella relazione geologica al cap. n. 3.7.3).

4.2.3) Opere di fondazione – muri

Per le verifiche si rimanda al progetto dello strutturista. Si raccomanda di prevedere i drenaggi.



5) RELAZIONE IDRAULICA

5.1) Premessa

Come richiesto dal Progettista sono state eseguite delle valutazioni sulle opere idrauliche dei manufatti della nuova fognatura delle acque meteoriche del lotto 1.

E' noto ai progettisti ed è stato segnalato già in fase di progetto di fattibilità che il tratto di fognatura esistente che si diparte dalla griglia intercettabile al limite inferiore del lotto 1 è sottodimensionata e deve essere rifatta per garantire il deflusso in sicurezza delle acque. Il Comune ha previsto che con le opere dei lotti successivi si provvederà all'adeguamento dell'impianto esistente, mentre per non aggravare lo stato di fatto delle aree poste a valle del lotto 1, si è previsto di lasciare temporaneamente gli scarichi sul pendio presso i punti esistenti collocando dei troppo pieni nei pozzetti di ispezione. Tali troppo pieni dovranno essere chiusi mediante cementazione non appena sarà adeguata la fognatura esistente posta a valle.

5.2) Valutazioni generali

Per drenare le acque si è previsto di sagomare la sede stradale con leggera pendenza verso valle cordonando l'intero tratto di strada con un muro accanto al quale collocare una cunetta in cemento. Tale soluzione garantirà l'assenza di scarichi di acqua verso il pendio a valle dove attualmente le proprietà private lamentano eccessivi deflussi durante gli eventi meteorici, e inoltre miglioreranno la sicurezza della strada in quanto comunque i veicoli potranno utilizzare in caso di necessità lo spazio della cunetta.

Il drenaggio delle acque nella nuova fognatura che è stata prevista interrata lungo il ciglio stradale sostenuta dal muro in c.a., sarà garantito da una serie di caditoie carrabili disposte ad intervalli abbastanza costanti di circa 50 m lungo il percorso della cunetta. Le caditoie infatti saranno intercettate dalla canaletta che ivi si innesterà. Per limitare comunque il deflusso superficiale delle acque soprattutto in occasione delle piogge più critiche sono state inserite anche due caditoie trasversali che inoltre permetteranno la sedimentazione anche del materiale solido (sabbia-ghiaie e soprattutto foglie e ramoscelli).

Le caditoie così disposte assolveranno anche all'importantissima funzione di rompigetto, fermando e contenendo la velocità dell'acqua che altrimenti, a causa dell'elevata pendenza, porterebbe all'inesorabile degrado dei manufatti con potenziali rigurgiti dalle caditoie in occasione delle piene. Per migliorare il potere di rompigetto i vari tratti di fognatura saranno disassati mantenendo dislivelli di quota tra le tubazioni in ingresso ed in uscita.

Come tubazioni della rete fognaria si utilizzeranno tubazioni in PVC.

Come dimensioni delle caditoie si è previsto di utilizzare pozzetti di 80x80x100 cm.



Al fine di garantire un minimo di pulizia dei manufatti ad opera delle acque di deflusso che comunque manterranno un minimo di velocità e vorticosità mantenendo in sospensione parte del materiale solido, le tubazioni di scarico saranno mantenute prossime alla base dei pozzetti.

5.3) Dimensionamento tubazioni fognarie

Di seguito si riporta il calcolo eseguito per dimensionare le tubazioni dell'impianto fognario. Dai calcoli è emerso che essendo la pendenza molto elevata di conseguenza anche la portata di tubazioni minime – piccole è elevata.

Poiché l'utilizzo di sezioni ridotte facilita l'occlusione delle condutture stesse si è comunque deciso di utilizzare una sezione uniforme per l'intero tracciato in grado di garantire comunque la portata anche nella parte terminale; dalle verifiche è emerso che la sezione utile a tal fine è il 200 mm considerando come tipologia tubi in PVC.

5.3.1) Calcolo degli afflussi

5.3.1.1) Metodo di calcolo

I calcoli analitici si sono effettuati attraverso il metodo cinematico lineare secondo il quale la massima portata risulta pari a:

$$Q_M = \frac{\varphi * i * S}{360}$$

dove:

Q_M portata del colmo di piena [m^3/s];

φ valore del coefficiente d'afflusso del bacino;

i intensità media di pioggia di durata pari al tempo di corrvazione t_c [mm/h];

S superficie [ha].

Il coefficiente di afflusso, nel caso specifico si è posto uguale $\varphi_{IMP} = 1,0$.

L'intensità di pioggia risulta pari a:

$$i = a * t_c^{n-1}$$

Il tempo di concentrazione t_c viene determinato facendo riferimento al percorso idraulico più lungo della rete fognaria fino alla sezione di chiusura considerata. In particolare, dopo aver individuato la rete fognaria sottesa dalla sezione di chiusura e aver delimitato i sottobacini contribuenti in ogni ramo della rete, per determinare il tempo di concentrazione si è fatto riferimento alla somma:

$$t_c = t_a + t_r$$

dove t_a è il tempo di accesso alla rete relativo al sottobacino drenato dal condotto fognario e t_r è il tempo di percorrenza lungo la rete di drenaggio.

5.3.1.2) Dati considerati per i calcoli

Superfici

Si è scelto di utilizzare una sezione che di fatto è in grado di soddisfare la portata nel punto terminale, la superficie considerata per il calcolo degli afflussi è stata l'intero tracciato stradale che arrotondata per difetto è stata calcolata in $1300 m^2$.



Curva di possibilità pluviometrica

La curva di possibilità pluviometrica è comunemente espressa da una funzione del tipo: $h(t) = at^n$ in cui i parametri "a" e "n" dipendono dallo specifico tempo di ritorno considerato.

Per definire le linee segnalatrici di possibilità pluviometrica delle aree in esame si è fatto riferimento ai dati pluviometrici forniti dall'ARPA Lombardia.

Per la zona considerata per piogge critiche di durata compresa tra 1 – 24 ore e caratterizzate da un tempo di ritorno di 50 anni si ottiene un coefficiente $a = 58,7$ e $n = 0,296$.

Tempo di corrivazione

Date le dimensioni delle superfici in oggetto, il tempo di corrivazione è stato stimato pari a 15 minuti.

5.3.2) Risultati

Di seguito si riporta il calcolo eseguito per le di tubazioni considerate.

Scheda di calcolo afflussi acque meteoriche

| CALCOLO AFFLUSSO ACQUE METEORICHE | | | |
|------------------------------------|---|---------------------------|---------------------|
| $T_{ritorno} =$ | 50 | anni | |
| $a =$ | 58,7 | mm/n" | $\phi_{PER} = 0,30$ |
| $n =$ | 0,296 | | $\phi_{IMP} = 1,00$ |
| Calcolo portata di progetto | | | |
| $A_{impermeabile} =$ | 1300,00 | m^2 | |
| $A_{permeabile} =$ | 0,00 | m^2 | |
| $A_{totale} =$ | 1300,00 | m^2 | |
| coefficiente d'afflusso | | | |
| $I_m =$ | A_{IMP}/A_{totale} | | |
| $\phi =$ | $\phi_{PER} * (1 - I_m) + \phi_{IMP} * I_m$ | | |
| $A_{IMP} =$ | 1300,00 | m^2 | |
| $I_m =$ | 1,00 | | |
| $\phi =$ | 1,00 | | |
| tempo di corrivazione | | | |
| $t_c =$ | $t_a + t_r$ | | |
| $t_a =$ | 15,00 | min | |
| $t_r =$ | 1,00 | min | |
| $t_c =$ | 16,00 | min | |
| intensità d'afflusso | | | |
| $i =$ | $a * t^{(n-1)}$ | | |
| $i =$ | 148,85 | mm/h | |
| portata di progetto | | | |
| $Q =$ | $(1/360) * \phi * i * A_{totale}$ | | |
| Q = | 0,0538 | m^3/s | |



5.3.3) Dimensionamento tubazione – deflusso nella tubazione

5.3.3.1) Metodo di calcolo delle condotte della rete fognaria

Il dimensionamento di una condotta consiste nel determinare le dimensioni della tubazione in modo tale che la portata di progetto possa transitare con un tirante idrico in grado di assicurare un prefissato franco minimo di sicurezza.

L'altezza massima del tirante idrico sarà pari a metà del diametro della tubazione, se quest'ultima avrà dimensione inferiore a 40 cm, mentre sarà pari a $0,7 \cdot D$, se quest'ultima avrà dimensione superiore a 40 cm.

La portata transitabile in una tubazione è pari a:

$$Q = V \cdot A$$

dove:

V= è la velocità di deflusso dell'acqua nella tubazione;

A= sezione bagnata della tubazione.

In particolare la velocità v è pari a

$$V = \chi \cdot \sqrt{R \cdot i}$$

dove:

χ = coefficiente di conduttanza pari a $\chi = K_s \cdot R^{1/6}$ [formula di Gauckler – Strickler]

R= raggio idraulico pari al rapporto tra area bagnata (A) e perimetro bagnato (P) della sezione;

i= pendenza della tubazione

5.3.3.2) Risultati del calcolo delle condotte della rete fognaria

Di seguito si riportano i calcoli eseguiti per il collettore principale della fognatura. Come tipologia di tubazione si è considerato un tubo in PVC.

Schede di calcolo deflussi acque meteoriche per ciascun tratto di fognatura

| Dimensionamento condotta | | |
|------------------------------|----------|----------------------------------|
| Diametro= | 0,2000 | m |
| D _{interno} = | 0,1882 | m |
| h _{max} = | 0,094 | m |
| A _{bagnata} = | 0,013909 | m ² |
| P _{bagnato} = | 0,295624 | m |
| R= | 0,047 | m |
| i= | 0,14 | |
| Calcolo della portata | | |
| coeff. di Gauckler-Strickler | | |
| K _S = | 90 | m ^{1/3} s ⁻¹ |
| χ = | 54,08 | |
| V= | 4,39 | m/s |
| Q= | 0,0610 | m ³ /s |
| maggiore di | | |
| | 0,0538 | m ³ /s |
| Diametro condotta verificato | | |

| | |
|--------------------------------------|--|
| DN= Diametro interno condotto | |
| h _{max} = Tirante idrico ma | h _{max} =0,5*D se D<40 cm h _{max} =0,7*D se D>40 cm |
| A _{bagnata} = | $1/2 \cdot r^2 \cdot ((\pi/90) \cdot \arccos(1-h/r)) - \sin(2 \cdot \arccos(1-h/r))$ |
| P _{bagnato} = | $r \cdot (\pi/90 \cdot \arccos(1-h/r))$ |
| R= | A _{bagnata} /P _{bagnato} |
| χ = | K _s * R ^{1/6} |
| V= | $\chi \cdot (R \cdot i)^{1/2}$ |



Dai calcoli risulta che utilizzando delle tubazioni in PVC con una pendenza del 14 %, le tubazioni saranno di sezione pari a 200 mm.

5.4) Manutenzione

Per la corretta funzionalità nel tempo delle opere fognarie risulta fondamentale prevedere una adeguata attività di manutenzione.

Manutenzione ordinaria

Le opere di fognatura acque meteoriche saranno assoggettate alla manutenzione ordinaria che prevederanno la pulizia dei pozzetti/camerette da depositi di sabbia e foglie trascinate dalle acque meteoriche ruscellanti nell'impianto;

Manutenzione straordinaria

Le opere di fognatura acque meteoriche saranno assoggettate alla manutenzione straordinaria che a seconda dei livelli di danneggiamento rilevati dalle operazioni di monitoraggio consisteranno in:

- rifacimento di qualsivoglia parte ammalorata ed inadatta a svolgere le funzioni per le quali è stata progettata e realizzata;
- spurgo di tubazioni per il ripristino dell'efficace scorrimento delle acque come da progetto.

5.4.1) Schema attività di ispezione, monitoraggio e manutenzione

Di seguito si riportano le attività di manutenzione suggerite per il corretto funzionamento delle opere fognarie delle acque meteoriche.

| Attività | | Impianto fognario | Vasca laminazione e vasca sollevamento |
|---|---|-------------------|--|
| Semestrale o a seguito di eventi eccezionali | Controlli visivi | X | X |
| | Pulizia superficiale di pozzetti/camerette, caditoie | X | X |
| Annuale "Se dai controlli risulta necessario" | Pulizia di depositi nei pozzetti, camerette caditoie | X | |
| | Verifica tenuta di tubazioni in pressione, raccordi e guarnizioni | X | |
| Quinquennale oppure "Se dai controlli risulta necessario" | Monitoraggio impianto | X | X |
| | Pulizia depositi all'ingresso o la sezione idraulica delle condotte | X | |
| | Sostituzione elementi ammalorati | X | X |

Giugno 2020

ALLEGATO N. 1

Definizione coesione unità A - Verifica in Back analysis Starda Via Grosa a Carobbio degli Angeli - LOTTO 1

Relazione di calcolo

Specifiche sulle verifiche analitiche

Le verifiche di stabilità sono state eseguite utilizzando i metodi bidimensionali all'equilibrio limite; nel caso specifico si è utilizzato il metodo di calcolo di Bishop in cui si pongono le condizioni che le forze verticali agenti sulle superfici di separazione dei conci siano trascurabili (viene inoltre supposto che la superficie potenziale di scivolamento sia circolare), mentre per quanto concerne i fattori di sicurezza si è fatto riferimento alle "Norme Tecniche delle costruzioni" D.M. 17.01.2018 nel quale sono fornite specifiche e chiare indicazioni sulle modalità e coefficienti da utilizzare nell'esecuzione delle verifiche di stabilità sui pendii naturali.

Le verifiche di stabilità sono state eseguite con un programma di calcolo, software Soilwin2 della ProgramGeo, che prende in esame una situazione bidimensionale corrispondente alla sezione trasversale come sopra specificato; il trascurare lo sviluppo tridimensionale è a favore della sicurezza, in quanto non vengono considerate le resistenze di attrito che si sviluppano ai fianchi di un ipotetico volume di materiale instabilizzabile.

La procedura di analisi di stabilità di un pendio in terra, attraverso la valutazione dell'equilibrio limite, consiste nella stima di un coefficiente di sicurezza alla traslazione e/o alla rotazione del volume di terra compreso fra la superficie del versante ed una superficie di taglio potenziale imposta. Il coefficiente di sicurezza globale del pendio viene calcolato attraverso il rapporto fra la resistenza di taglio massima disponibile lungo la superficie di rottura e gli sforzi tangenziali mobilitati lungo tale piano:

$$F_s = T_{\max} / T_{\text{mob}}$$

Il pendio potrebbe essere in teoria considerato stabile quando F_s è maggiore di 1; in realtà, per tenere conto dell'incertezza introdotta dalle ipotesi semplificatrici nella procedura di calcolo e soprattutto dell'approssimazione con cui sono noti i parametri geotecnici del terreno e per legge (si è fatto riferimento alle NTC), la stabilità può dirsi raggiunta solo nel caso in cui F_s sia maggiore di 1.

La valutazione di F_s può essere effettuata attraverso numerosi metodi di calcolo che hanno in comune la ricerca della superficie di scivolamento critica. Quest'ultima viene suddivisa in più settori (conci), all'interno dei quali si considera realizzata la condizione di omogeneità di T_{mob} . La ricerca del "fattore di sicurezza minimo" si ottiene impostando una griglia di centri di cerchi di scivolamento con una data spaziatura iniziale. Per ogni centro viene effettuata la verifica e si considera come F_s quello minimo ottenuto.

Il metodo utilizzato, in questa sede, è quello di Bishop semplificato, ritenuto il più idoneo in considerazione della stratigrafia e delle caratteristiche geotecniche dei terreni.

La resistenza al taglio massima disponibile lungo la superficie potenziale di rottura e data, per ogni concio da:

$$T_{\max} = X_i / (1 + Y_i / F_s);$$

con $X_i = (c + (\gamma \times h - \gamma_w \times h_w) \times \tan \varphi) \times dx / \cos \alpha$

γ_w = peso di volume dell'acqua;

h_w = altezza dell'acqua sulla base del concio;

dx = lunghezza del concio lungo l'orizzontale;

α = inclinazione del concio sull'orizzontale.

$$Y_i = \tan \alpha \times \tan \varphi$$

La resistenza al taglio mobilitabile lungo il piano di taglio e per ogni concio data da:

$$(2) T_{\text{mob}} = Z_i$$

con $Z_i = \gamma \times h \times dx \times \sin \alpha$

Il coefficiente di sicurezza del pendio viene, sulla base della (1), espresso come segue:

$$(3) F_s = (i=1-n) T_{\max} / (i=1-n) T_{\text{mob}}$$

Si noti che il coefficiente di sicurezza F_s , che è la grandezza da determinare, viene a comparire anche al numeratore della (3) attraverso l'espressione della T_{\max} (equazione (1)). Di conseguenza non sarà possibile la risoluzione diretta della (3).

La procedura da adottare in questo caso dovrà essere di tipo iterativo, fino all'ottenimento della convergenza su un valore praticamente costante di F_s . Questi sono i passi da seguire:

- 1) si introduce un valore iniziale di F_s (per es. 1) e si risolve la (3);
- 2) il nuovo valore di F_s (F_s') ottenuto viene confrontato col valore di partenza;
- 3) se la differenza supera un limite prefissato (es. $F_s' - F_s > 0.001$), si ritorna al passo 1), inserendo nella (3), al posto del valore di partenza di F_s , il nuovo valore calcolato;
- 4) se la differenza rimane contenuta nel limite indicato, l'elaborazione va interrotta: il coefficiente di sicurezza cercato è F_s' .

Generalmente il procedimento richiede dalle quattro alle otto iterazioni per convergere.

Il metodo di Bishop richiede che siano, per tutti i conci, rispettate le due condizioni:

$$s' = (\gamma \times h - \gamma_w \times h_w - c \times \tan \alpha / F_s) / (1 + Y / F_s) > 0$$

con s' = pressione normale agente sulla base del concio;

$\cos \alpha \times (1 + Y / F_s) > 0.2$.

In caso contrario il metodo può condurre a valori del coefficiente di sicurezza non realistici.

Come sopra specificato nell'esecuzione delle verifiche di stabilità si è fatto riferimento al D.M. 17.01.2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni" ed in particolare al capitolo 6.8 in cui per le verifiche di stabilità sui pendii naturali devono essere eseguite considerando i valori caratteristici.

Profilo sezione di verifica

Il profilo della sezione di verifica è stato ricavato dall'aerofotogrammetrico e da quanto misurato nel sopralluogo.

Modello geologico e geotecnico

Per la definizione del modello geologico e geotecnico si è fatto riferimento ai dati ricavati nel rilievo di terreno.

Opere di sostegno e sovraccarichi

E' stato considerato il passaggio di un mezzo da circa 3500 kg.

Condizioni sismiche

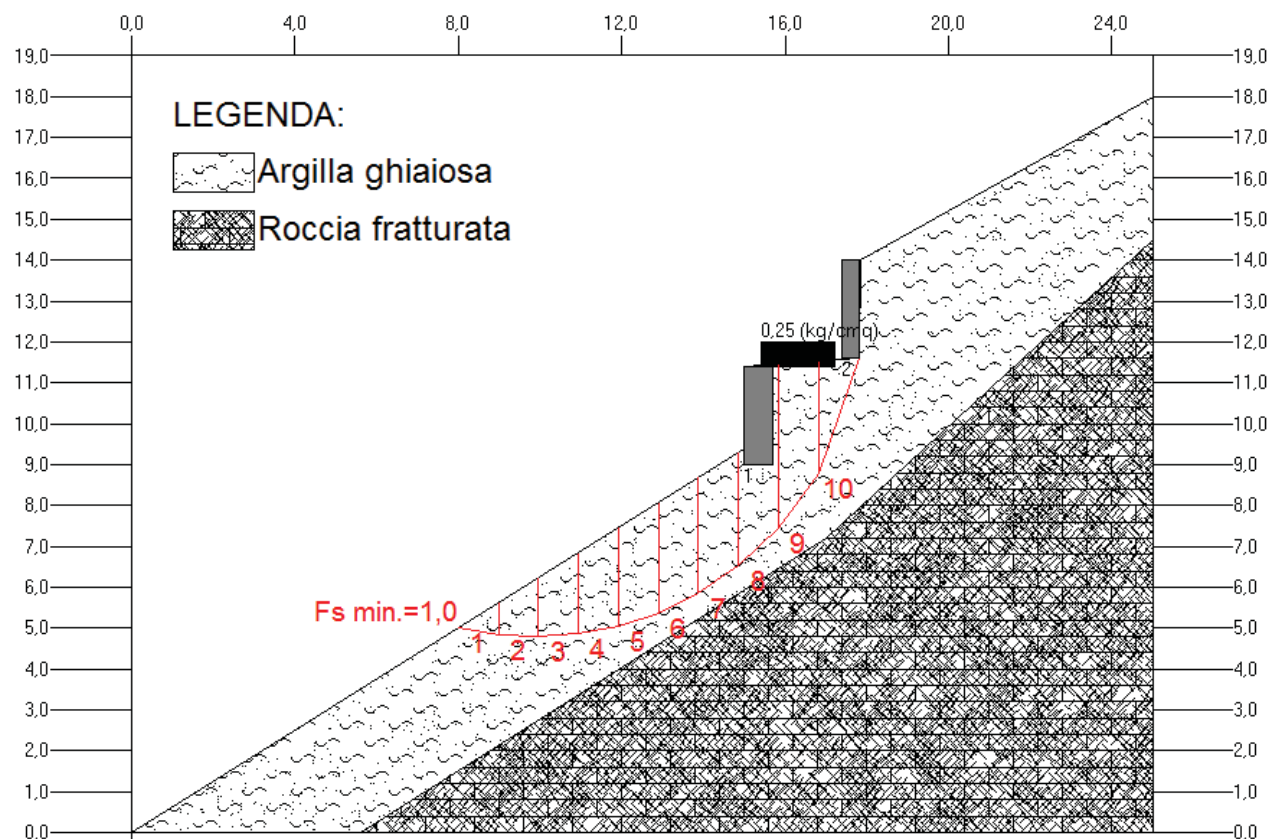
Essendo la verifica in back analysis non sono state considerate condizioni dinamiche.

Risultato verifica

Dalle analisi analitiche condotte e dalle condizioni morfologiche analizzate risulta che la stabilità generale del pendio presenta sempre fattori di sicurezza superiori a 1,7 e pertanto da considerarsi stabile. Solo in concomitanza di condizioni meteoriche eccezionali e sisma di massima intensità prevedibile per la zona il fattore di sicurezza può diminuire fino a 1,16. A tal proposito si deve considerare che oltre al fatto che tale concomitanza di fenomeni sia estremamente improbabile, nelle verifiche si sono adottati parametri geotecnici comunque cautelativi.

Di seguito si sono riportate la verifica di stabilità con la rappresentazione delle condizioni più critiche (superfici di rottura con coefficiente di sicurezza più basso).

Risultato delle analisi



Parametri geotecnici degli strati

Strato n. _____

1

2

Descrizione litologica:

| Argilla ghiaiosa | | |
|---|--------------------|------|
| Angolo di attrito (°): | 27 | 25 |
| Densità relativa (%): | 50 | 70 |
| Coesione(kg/cm ^q): | 0,15 | 1 |
| Peso di volume sopra falda(kg/mc): | 1850 | 2300 |
| Peso di volume sotto falda(kg/mc): | 1950 | 2400 |
| Modulo di Young o edometrico (terreni coesivi) (kg/cm ^q): | 250 | 500 |
| Coefficiente di Poisson: | 0,3 | 0,3 |
| O.C.R.: | 1 | 1 |
| Angolo di attrito residuo (°) | 0 | 0 |
| Coefficiente di pressione neutra: | 0 | 0 |
| Modulo dinamico di taglio (kg/cm ^q): | 0 | 0 |
| Comportamento meccanico: | Livello incoerente | |
| Caratteristiche idrogeologiche: | Livello permeabile | |

Opere e carichi sul pendio - muri di contenimento

Muro di contenimento n.

1

Muro di contenimento n.

2

| Posizione del muro | | | | Posizione del muro | | | |
|--|----------|---------------------|---|--|----------|---------------------|------|
| Ascissa piede (m): | 15 | Ordinata piede (m): | 9 | Ascissa piede (m): | 17,4 | Ordinata piede (m): | 11,6 |
| Peso di volume del muro (kg/mc): | 2200 | | | Peso di volume del muro (kg/mc): | 2200 | | |
| Altezza totale del muro (m): | 2,4 | | | Altezza totale del muro (m): | 2,4 | | |
| Lunghezza della base (m): | 0,7 | | | Lunghezza della base (m): | 0,4 | | |
| Spessore della parete (m): | 0,7 | | | Spessore della parete (m): | 0,4 | | |
| Spessore della base (m): | 1 | | | Spessore della base (m): | 0,6 | | |
| Distanza lato a valle fondazione-parete (m): | 0 | | | Distanza lato a valle fondazione-parete (m): | 0 | | |
| Metodo di calcolo della spinta attiva: | Rankine | | | Metodo di calcolo della spinta attiva: | Rankine | | |
| Spinta attiva massima (kg/m): | -4142,65 | | | Spinta attiva massima (kg/m): | -4142,65 | | |
| Forza massima mobilizabile (kg/m): | 3283,21 | | | Forza massima mobilizabile (kg/m): | 1876,12 | | |
| Peso del muro (kg/m): | 3696 | | | Peso del muro (kg/m): | 2112 | | |

Opere e carichi sul pendio - sovraccarichi

Sovraccarico n.

1

| Posizione del sovraccarico | | | |
|---|------|-----------------------|------|
| Ascissa a valle (m): | 15,4 | Ordinata a valle (m): | 11,4 |
| Larghezza dell'area caricata (m): | 1,8 | | |
| Inclinazione del sovraccarico (°): | 90 | | |
| Modulo del sovraccarico(kg/cm ²): | 0,25 | | |

Analisi di stabilità: riepilogo delle superficie con coefficiente di sicurezza minimo

| Superf. | Fs minimo | Metodo di calcolo | Concio | X base m | Y base m | Lunghezza m | Inclinazione ° | Volume mc | Peso kg | Altezza falda m | Carichi N | Carichi T | Phi (°) | C(kg/cm ²) | du (m) |
|---------|-----------|--------------------|--------|----------|----------|-------------|----------------|-----------|---------|-----------------|-----------|-----------|---------|------------------------|--------|
| 9 | 1,002 | Janbu semplificato | 1 | 8 | 5,013 | | | | | | | | | | |
| | | | 2 | 8,98 | 4,841 | 1 | -10 | 0,385 | 543,9 | 0 | 0 | 0 | 22,2 | 0,12 | 0 |
| | | | 3 | 9,96 | 4,791 | 0,98 | -2,9 | 1,096 | 1813 | 0 | 0 | 0 | 22,2 | 0,12 | 0 |
| | | | 4 | 10,94 | 4,862 | 0,98 | 4,1 | 1,688 | 2900,8 | 0 | 0 | 0 | 22,2 | 0,12 | 0 |
| | | | 5 | 11,92 | 5,056 | 1 | 11,2 | 2,16 | 3807,3 | 0 | 0 | 0 | 22,2 | 0,12 | 0 |
| | | | 6 | 12,9 | 5,383 | 1,03 | 18,5 | 2,506 | 4532,5 | 0 | 0 | 0 | 22,2 | 0,12 | 0 |
| | | | 7 | 13,88 | 5,863 | 1,09 | 26,1 | 2,713 | 4895,1 | 0 | 0 | 0 | 22,2 | 0,12 | 0 |
| | | | 8 | 14,86 | 6,529 | 1,19 | 34,2 | 2,753 | 4895,1 | 0 | 0 | 0 | 22,2 | 0,12 | 0 |
| | | | 9 | 15,84 | 7,451 | 1,35 | 43,3 | 3,328 | 5982,9 | 0 | 3492,38 | 3287,07 | 22,2 | 0,12 | 0 |
| | | | 10 | 16,82 | 8,803 | 1,67 | 54,1 | 3,3 | 5982,89 | 0 | 1438,04 | 1983,57 | 22,2 | 0,12 | 0 |
| | | | | 17,8 | 11,6 | 2,96 | 70,7 | 1,336 | 2356,9 | 0 | 1012,57 | 2889,72 | 22,2 | 0,12 | 0 |

LEGENDA

Carichi N= Carichi normali (kg)

Carichi T= Carichi tangenziali (kg)

Phi= Angolo di resistenza al taglio (°)

C= Coesione (kg/cm²)

Accelerazione sismica orizzontale (g):..... 0,0

Accelerazione sismica verticale (g):..... 0,0

Coefficiente beta.....: 0,5