

**REGIONE CALABRIA**

**COMUNE DI TARSIA**

Provincia di COSENZA

## **PROGETTO ESECUTIVO**

**INTERVENTI URGENTI DI CONSOLIDAMENTO DELLE  
AREE IN FRANA A RIDOSSO DEL CENTRO ABITATO**

**TAV. N°1**

**RELAZIONE TECNICA ILLUSTRATIVA**

Progettista  
ing. Giuseppe Infusini



## RELAZIONE TECNICA ED ILLUSTRATIVA

### PREMESSA

La presente relazione si riferisce al progetto esecutivo degli **"INTERVENTI URGENTI DI CONSOLIDAMENTO DELLE AREE IN FRANA A RIDOSSO DEL CENTRO ABITATO"** del Comune di Tarsia (Cs) ed interessa una vasta area posta a ridosso del fronte meridionale del centro abitato, definita R4 dal P.A.I. Regionale, gravemente colpita dal nubifragio del 3 e 4 Novembre 2004, giorni nei quali l'eccezionale quantità di pioggia riversatasi su Tarsia ha creato una situazione di criticità su tutto il territorio. Tale stato di criticità è stato accertato e documentato nel verbale dell'8.11.2004 ed in quello del 10.11.2004 redatto presso la Prefettura di Cosenza, nonché dalla dichiarazione dello stato di emergenza di cui al D.P.C.Min. del 26.11.2004.

Va sottolineato che ulteriori dissesti si sono verificati successivamente nel corso degli anni a causa delle intense e violente precipitazioni, tra le quali va ricordata quella del dicembre 2006 che causò l'alluvionamento della zona di Via Olivella (area sud-ovest del centro storico).

Per la messa in sicurezza del citato versante l'Amministrazione Comunale, con Del. G. M. n°09 del 10.02.2005, aveva all'uopo approvato il progetto definitivo dei lavori dell'importo complessivo di € 1.052.230,00 ed inoltrato (prot. n° 728 del 17/02/2005) all'Autorità di Bacino della Regione Calabria per il relativo finanziamento. La suddetta Autorità, tuttavia, pur rilasciando il parere favorevole prot. N°471-05/ABR del 04.04.2005, si dichiarava impossibilitata a finanziare il progetto in quanto preposta esclusivamente a compiti di pianificazione e programmazione degli interventi di difesa del suolo.

Successivamente il citato progetto veniva reso esecutivo ed approvato con delibera di G.M. n° 36 del 16.01.2014 e trasmesso in data 20.01.2014 alla Regione Calabria – Dipartimento Lavori pubblici al fine dell'inserimento nella programmazione e predisposizione della banca dati dei progetti relativi ad opere di difesa del suolo.

Nel frattempo, dopo l'approvazione del citato progetto esecutivo, **la situazione di dissesto si è particolarmente aggravata nella zona sud-est del fronte meridionale** del versante acclive, sulla sommità del quale insistono diverse abitazioni del centro storico (area di intervento indicata con il n°3 nella Tavola 15 e 16). Più in particolare si tratta dei seguenti fenomeni:

- a) **erosione** delle incisioni esistenti lungo il citato versante con conseguenti **cedimenti, collassamenti** e caduta di materiale a valle;
- b) **sprofondamenti e scoscendimenti** in prossimità della sommità del versante, dei quali quello più ampio e preoccupante, a forma di **cratere**, si verificava nel dicembre 2015 proprio nelle immediate vicinanze di fabbricati abitati ed adiacente a vecchi manufatti che costituiscono pertinenza degli stessi, adibiti a custodia di animali da cortile (confr. Tav. N°16, 18 e foto in Tav. N°24).

Per fronteggiare questi ulteriori dissesti il Ministero dell'Ambiente e della Tutela del Territorio e del Mare, nell'ambito degli interventi elencati nel D.D. prot. n. 352/CLE del 16/12/2015, includeva gli interventi di consolidamento delle citate aree per un importo di € **769.101,97**

secondo il progetto definitivo, rimodulato e redatto dallo scrivente, approvato con determina dell'Area Tecnica del Comune di Tarsia n° 116 del 15/12/2015 e trasmesso al Dipartimento Infrastrutture – LL.PP. della Regione Calabria con nota prot. n. 4915 del 15/12/2015. Lo stesso Ministero dell'Ambiente, con nota prot. n. 0004807 del 28/06/2016, ha poi notificato al Presidente della Regione Calabria, nella sua qualità di Commissario di Governo per l'attuazione degli interventi contro il dissesto idrogeologico – ai sensi del D.L. 133/2014 convertito nella legge 164/2014 - il Decreto Direttoriale di approvazione dell'Accordo Procedimentale di cui al D.D. n. 352/CLE del 16/12/2015 relativo all'impegno per la realizzazione degli interventi finanziati nell'ambito delle misure di adattamento agli impatti climatici di cui all'art. 19, comma 6, del D.Lgs. n. 30/2013.

Nel periodo successivo all'approvazione del citato progetto e prima della elaborazione del progetto esecutivo, si verificava un ulteriore fenomeno franoso nella nottata del 30 aprile 2016 quando una parte di terreno prominente lungo il **fronte sud-ovest**, posto in zona mediana rispetto alla sommità ed al piede del versante, si è pericolosamente staccato, franando lungo il pendio e trascinando altro materiale fino al piede del versante ove sono stati rinvenuti grossi massi uno dei quali si è adagiato sulla sottostante strada comunale (confr. foto allegate in Tav. N°24). Nel frattempo, in data 05.07.2016 ed in altre successive, si sono svolte delle riunioni tecniche presso l'Ufficio del Commissario Straordinario Delegato finalizzate a perfezionamento delle procedure amministrative relative a tutto il complesso iter di approvazione del progetto e dell'affidamento di servizi tecnici d'ingegneria, nonché per prendere atto della nuova situazione di dissesto che, nel frattempo, aveva avuto luogo. Pertanto il RUP geom Francesco Sansone, all'uopo, provvedeva ad emettere la determina n°116 del 22.09.2016 con la quale venivano approvate le convenzioni che regolano i rapporti tra il Comune di Tarsia e lo scrivente, in qualità di progettista, e di quelli con il geologo Beniamino Falvo incaricato per lo svolgimento dello studio geologico-tecnico.

Pertanto, preso atto di tutta questa serie di ulteriori circostanze, della nuova convenzione stipulata nonchè dell'obbligo, indicato dall'Ufficio Commissario Straordinario Delegato nel corso delle citate riunioni, dell'applicazione dell'IVA al 22% sull'importo dei lavori, invece di quella del 10% già applicata al precedente progetto di cui alla determina dell'Area Tecnica d n° 116/294 del 15/12/2015, il sottoscritto ha provveduto a rimodulare ulteriormente il progetto di che trattasi, contenuto nell'importo della stessa somma già di **€ 769.101,97**.

## **DESCRIZIONE DELLO STATO DI FATTO**

L'area interessata dagli interventi rimodulati comprende parte dell'intero versante meridionale del centro storico che si manifesta variamente danneggiato, più precisamente quello con concentrazione maggiore dei dissesti sulla parte del versante **sud-ovest**.

Si sono rilevate, inoltre, frane come quella prima indicata e dissesti localizzati in più punti attribuibili, per lo più, alla mancata regimentazione delle acque meteoriche, alcune delle quali (frane) minacciano la stabilità di fabbricati e di opere di sostegno. Lo stato di fatto delle aree interessate è stato rilevato sia con indagini geognostiche che con rilievi topo-cartografici con

a.p.r. (drone) integrati con GPS (Tav. N°14) ed i fenomeni franosi descritti sono stati rilevati in dettaglio con relativa restituzione topo-cartografica (ved. Tav. n°17, 18 e 19) e rappresentati idoneamente su foto aeree commentate (Tav. N°24, foto n°15, 16, 17).

Allo stato non sembra che le strutture minacciate dall'evento (abitazioni e manufatti) abbiano di fatto subito dei danni tali da richiedere anch'essi interventi di messa in sicurezza; ovviamente rimangono escluse da questa considerazione tutti quei manufatti già di per sé fatiscenti ed inagibili (vecchi porcili, depositi, percorsi, ecc.), posti lungo il versante, in punti ancora più a valle dei citati fabbricati.

Le zone sulle quali si interviene sono state destinate, nel corso dei tempi, ad aree marginali e di risulta: piccoli campi terrazzati coltivati ad orto, ricoveri di animali, ma anche, in tempi più recenti, discariche e depositi di materiali vari. L'occasione offerta dal presente progetto è anche quella di riqualificare tali aree, oltre che dal punto di vista strutturale, anche da quello ambientale e paesaggistico.

Come si è già detto, quasi tutti i fenomeni descritti, tuttora **in corso di evoluzione**, si sono verificati a seguito dell'azione delle acque piovane non canalizzate che, da monte, si sono riversate nelle zone oggetto degli interventi, imbibendo la coltre di terreno superficiale, appesantendolo fino a causarne il "distacco" unitamente alla vegetazione ivi presente (fichi d'india, cespugli, ecc...)

## **IL NUOVO PROGETTO ESECUTIVO RIMODULATO**

La situazione di dissesto sopra descritta è dovuta soprattutto all'assenza di un sistema di regimazione ordinato delle acque piovane e risulta aggravata dalla presenza diffusa di cavità naturali in un terreno costituito da sabbie fini e grossolane, da scarsamente a mediamente cementate. In queste condizioni, considerata l'elevata erosione dei terreni e l'afflusso concentrato di acque piovane e di ruscellamento, la possibilità che i fenomeni già riscontrati si evolvano e si amplifichino pericolosamente, nel tempo, fino ad interessare le fondamenta dei fabbricati esistenti è molto probabile.

Il progetto esecutivo rimodulato prevede l'utilizzo delle tecniche di consolidamento più idonee al caso con l'obiettivo di essere risolutivo per la stabilità dell'area interessata creando, altresì, il minimo impatto ambientale. In particolare si tratta di specifici interventi, adatti alla situazione dei luoghi, così distinti e concepiti (confr. Tav. N°15):

- INTERVENTO TIPO "A": consolidamento attivo con sistemi di reti ad alta tecnologia ed ancoraggi in barre d'acciaio;
- INTERVENTO TIPO "B": consolidatori monoancoraggio con tiranti profondi;
- INTERVENTO TIPO "C": canalizzazione delle acque a monte delle aree di intervento, allo stato completamente assenti.

## **GLI INTERVENTI PROGETTATI**

Le opere di consolidamento previste sono state progettate tenendo conto delle acclività e della situazione dei luoghi, adottando, come si è detto, le moderne tecnologie dei consolidamenti

attivi e ripristinando, per quanto possibile, l'equilibrio della geomorfologia dei versanti. Dette opere, di tipo combinato, di fatto hanno lo scopo di tutelare dal rischio frana molto elevato **una specifica parte di area a ridosso del centro abitato** (aree d'intervento 3 e 4 in Tav. N°15).

Per come si evince da quanto argomentato sono diversi i dissesti che interessano questo fronte meridionale collinare dell'abitato di Tarsia. Le somme finanziate, però, garantiscono la **nessa in sicurezza solo di una parte** di tale fronte, in quanto gli interventi di consolidamento estesi su tutta l'area interessata dal dissesto, necessiterebbero di una maggiore somma rispetto a quella finanziata.

Il primo fondamentale intervento (**INTERVENTO TIPO "C"**) riguarda la regimazione delle acque piovane attraverso la costruzione di due tratti di condotta destinata alla raccolta delle acque provenienti dal centro abitato posto ad una quota più elevata. Il progetto prevede l'utilizzo di tubazioni in polietilene strutturato ad alta densità (PEAD), del DN variabile da 350 a 200 mm, collocati opportunamente lungo le due direttrici est ed ovest (Tav. N°17), oltre che di canalizzazioni realizzate in opera, in calcestruzzo cementizio armato, del tipo aperte dotate di grigliato elettroforgiato 25x76, 30x2 (confr. Tav. N°22). L'impianto, nel suo complesso, incanala le acque meteoriche e di scarico delle condotte provenienti, come si è detto, dal centro abitato che attualmente confluiscono, in modo incontrollato, sul versante interessato dai dissesti già illustrati. Il progetto prevede pozzetti in c.a.v. ed in opera sia per il raccordo planimetrico (pozzetti d'ispezione) che altimetrico (pozzetti di salto), ubicati nel modo più adatto alla morfologia dei luoghi.

Una prima condotta (**AREA 1**) con pendenza in direzione sud-ovest scaricherà le acque nei pressi della canalizzazione esistente, già realizzata dall'Amministrazione Comunale, che poi confluisce nel vallone S. Giovanni. Una seconda condotta (**AREA 2**), quella con pendenza in direzione est, seguirà il percorso del vecchio sentiero che conduce verso la S.S. 19 delle Calabrie, ove esiste un canale ricettore di acque bianche. In questo tratto, che interessa anche la ricostituzione geomorfologica del versante a causa dello sprofondamento verificatosi, sarà necessario prevedere dei salti di quota con idonei pozzetti e canalizzazioni aperte (confr. Tav. n°17).

Il secondo tipo di intervento (**INTERVENTO TIPO "B"**) riguarda l'**AREA 3**, interessata dallo sprofondamento per il cedimento dei terreni a causa di una cavità esistente. Esso consisterà nella rimodellazione geomorfologica della cavità creatasi fino ad ottenere una morfologia ottimale adeguata alle caratteristiche geotecniche del terreno, utilizzando consolidatori monoancoraggio profondi (del tipo ad ombrello, Tav. N°21) per il contenimento dei riporti di terreno ed una biostuoia in fibra di cocco ad alta resistenza, in cui le fibre naturali sono trattenute da una retina fotodegradabile in polipropilene, per il controllo dell'erosione.

Il terzo tipo d'intervento (**INTERVENTO TIPO "A"**), previsto per l'**AREA 4** ed esteso per circa 1.680 mq, mira alla stabilizzazione del versante indicato in Tav. N°19 mediante un sistema di consolidamento così combinato:

- rete a singola torsione realizzata in acciaio ad alta tecnologia e bassa deformazione strutturale con preventiva decespugliazione del pendio ed asportazioni delle parti incoerenti (pulizia e disgaggio);
  - maglia di ancoraggi in acciaio a filettatura continua da 500/550 MPa e diametro 32 mm, lunghezza minima 6000 mm, disposti con una maglia a quinconce pari a 3,6 m (Sx) in orizzontale per 2,5 m (Sy) in verticale (Tav. N°20);
  - piastre di ripartizione curve ai lati per il collegamento e la perfetta trasmissione delle forze dalla rete alla testa dell'ancoraggio e quindi al terreno;
  - controventi orizzontali a integrazione del sistema di consolidamento, formati da due funi di rinforzo, così come evidenziato in Tav. N°20;
  - chiodi per consolidamento in barre d'acciaio a filettatura continua di diametro 32 mm;
  - ancoraggi in fune doppia spirale Ø 16,00 mm, di lunghezza pari a 6 m.
- Una volta che tutte le suddette tipologie d'intervento verranno realizzate, sarà necessario monitorare il funzionamento del sistema di consolidamento elaborato e quello della raccolta e convogliamento delle acque meteoriche.

## **CONCLUSIONI**

In definitiva il progetto, nel suo complesso, prevede interventi di carattere estensivo volti al ripristino delle condizioni di stabilità dei versanti utilizzando la nuova tecnologia dei consolidamenti strutturali attivi ed interventi finalizzati alla regimazione delle acque piovane. Tali interventi garantiscono la riduzione del rischio frana delle varie zone interessate, come risulta dalla classificazione del P.A.I. Regionale, accrescendo anche la sicurezza delle strutture abitative, oltre ad una riqualificazione geo-ambientale e paesaggistica per una migliore fruizione dell'ambiente urbano.

## **ESPROPRI**

Gli interventi interesseranno prevalentemente aree di proprietà comunale ed in parte aree di proprietà privata. E' stato previsto l'esproprio in corrispondenza dell'intervento nell'area N°4 (mq 620) e l'indennità di occupazione nei pressi dell'area di intervento N°3 ove sarà allocata un'area logistica di cantiere. Si specifica che la condotta delle acque bianche nell'Area N°1 sarà posizionata sullo stesso tracciato del collettore fognante già esistente, per il quale esiste di fatto l'asservimento della relativa fascia di terreno. La condotta che sarà realizzata nell'Area N°2, invece, occuperà esclusivamente terreno di proprietà comunale.

Il quadro economico finanziario della spesa prevista è il seguente

|                                                                                                                                  |                     |                     |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------|---------------------|
| <b>LAVORI:</b>                                                                                                                   |                     |                     |
| A1- Importo lavori a base d'asta                                                                                                 | € 500.000,00        |                     |
| A2 -Oneri sicurezza non soggetti a r.d.                                                                                          | € 12.600,00         |                     |
| <b>SOMMANO IMPORTO COMPLESSIVO DELL'APPALTO</b>                                                                                  | <b>€ 512.600,00</b> | <b>€ 512.600,00</b> |
| <b>SOMME A DISPOSIZIONE DELL'AMMINISTRAZIONE:</b>                                                                                |                     |                     |
| B1- I.V.A. su A1 + A2 (22%)                                                                                                      | € 112.772,00        |                     |
| B2 -Spese tecniche per: Progettazione definitiva ed esecutiva, CSP, Piano part. espropri)                                        | € 35.000,00         |                     |
| B3 -Spese tecniche per: Direzione lavori, contabilità, cert. reg. esecuzione, assistenza al collaudo, CSE                        | € 33.800,00         |                     |
| B4 -Relazione archeologica preliminare (compr.contr. previd.)                                                                    | € 1.200,00          |                     |
| B5 - Studio geologico-tecnico                                                                                                    | € 5.000,00          |                     |
| B6 - Indagini geologico-tecniche (I.V.A. compresa)                                                                               | € 11.000,00         |                     |
| B7 – Ulteriori indagini resesi necessarie (I.V.A. compresa)<br>(anno 2016- indagini georadar su nuova area in collasso)          | € 2.000,00          |                     |
| B8 -Rilievi con GPS/Stazione totale e restituzione cartografica (I.V.A. compresa)                                                | € 4.700,00          |                     |
| B9 –Rilievi con drone su parete inaccessibile oggetto di nuovo intervento e relativa restituzione cartografica (I.V.A. compresa) | € 5.000,00          |                     |
| B10 – Collaudo delle opere (compreso CNPAIA)                                                                                     | € 4.000,00          |                     |
| B11 – Incentivi per funzioni tecniche art. 113 D.Lvo 50/2016 (2% su A1+A2)                                                       | € 10.252,00         |                     |
| B12 – Spese AVCP                                                                                                                 | € 350,00            |                     |
| B13- Spese per pubblicità                                                                                                        | € 3.000,00          |                     |
| B14 – Deposito progetto presso il STDR (ex Genio Civile)                                                                         | € 335,00            |                     |
| B15 - Espropri, indennità di occupazione ed oneri connessi                                                                       | € 3.741,79          |                     |
| B16 – Oneri previdenziali su spese tecniche (L. 335/95; 4% su B2+B3)                                                             | € 2.752,00          |                     |
| B17 – Contributo CNPAIA su spese tecniche (4% su B2+B3+B16)                                                                      | € 2.862,08          |                     |
| B18 – Contributo EPAP previdenza geologi (2% su B5)                                                                              | € 100,00            |                     |
| B19 – IVA spese tecniche (22% su B2+B3+B16+B17)                                                                                  | € 16.371,10         |                     |
| B20- IVA collaudo (22% su B10)                                                                                                   | € 880,00            |                     |
| B21 – IVA studio geologico (22% su B5+B18)                                                                                       | € 1.122,00          |                     |
| B22 – IVA relaz. archeologica preliminare (22% su B4)                                                                            | € 264,00            |                     |
| <b>TOTALE SOMME A DISPOSIZIONE</b>                                                                                               | <b>€ 256.501,97</b> | <b>€ 512.600,00</b> |
| <b>IMPORTO TOTALE DEL PROGETTO</b>                                                                                               |                     | <b>€ 769.101,97</b> |

Il Progettista  
(ing. Giuseppe Infusini)



**REGIONE CALABRIA**

**COMUNE DI TARSIA**

Provincia di COSENZA

---

**PROGETTO ESECUTIVO**

---

**INTERVENTI URGENTI DI CONSOLIDAMENTO DELLE  
AREE IN FRANA A RIDOSSO DEL CENTRO ABITATO**

**TAV. N°5**

**RELAZIONE IDROGEOLOGICA,  
IDROLOGICA, IDRAULICA E SISMICA**

Geologo

dott. Beniamino Falvo

Progettista

ing. Giuseppe Infusini





## **Relazione idrogeologica, idrologica, idraulica e sismica**

### **Introduzione**

Il presente progetto, svolto anche in riferimento alle precedenti progettazioni, evidenzia come sono presenti nelle aree di studio, varie canalizzazioni, realizzate nel tempo, ma non completate e/o opportunamente raccordate tra loro in modo da recapitare, opportunamente, le acque nel vallone sottostante.

Per evitare il libero deflusso delle acque di precipitazione, responsabili di accentuate erosioni dei terreni poco coesivi, quali sono i litotipi arenacei e conglomeratici su cui è stato impostato il tessuto urbano di Tarsia, si è pensato, in misura rilevante, alla canalizzazione delle acque lungo i versanti sud ovest e sud est (interventi n. 1 e n. 2).

Nella presente relazione sono descritte le caratteristiche idrogeologiche, idrologiche, idrauliche delle aree interessate.

Infine, per quanto riguarda gli aspetti sismici, dalle relative indagini geofisiche, si sono ricavate indicazioni sugli spessori degli strati e sulle caratteristiche sismiche dei terreni, consentendo anche la classificazione della categoria di suolo (ved. relazione geologica).

Cosenza luglio 2016

Il tecnico  
geologo Beniamino Falvo

**STUDIO GEOLOGICO - TECNICO**  
**RELAZIONE IDROGEOLOGICA - IDROLOGICA - IDRAULICA - SISMICA**

---

*Interventi urgenti di consolidamento delle aree in frana a ridosso del centro abitato.*

*Committente: AMMINISTRAZIONE COMUNALE DI TARSIA (CS)*

**1) RELAZIONE IDROGEOLOGICA, IDROLOGICA, IDRAULICA**

**1.1) ANALISI**

Come prescritto nel D.P.R. 554/99 la presente relazione riguarda lo studio delle acque meteoriche, sia superficiali che sotterranee, e quelle delle falde profonde.

Vengono quindi esaminati in dettaglio i seguenti aspetti:

- A) *REGIME IDRAULICO*
- B) *REGIME IDROGEOLOGICO*
- C) *REGIME IDROLOGICO*

**A) REGIME IDRAULICO**

L'acqua esercita un'azione importante ai fini dell'erosione dei materiali, se scorre in superficie, e della degradazione delle caratteristiche di resistenza meccanica, in profondità.

Sotto l'aspetto delle precipitazioni l'area di interesse è caratterizzata da un clima tipicamente mediterraneo, influenzato dalle disposizioni delle catene montuose circostanti.

Le piogge sono frequenti ed intense nella stagione invernale, mentre la stagione estiva risulta secca. Nell'area in studio vengono registrati valori medi di precipitazione annue di 800 - 1.000 mm di pioggia.

STUDIO GEOLOGICO - TECNICO  
RELAZIONE IDROGEOLOGICA - IDROLOGICA - IDRAULICA - SISMICA

---

*Interventi urgenti di consolidamento delle aree in frana a ridosso del centro abitato.*

*Committente: AMMINISTRAZIONE COMUNALE DI TARSIA (CS)*

B) REGIME IDROGEOLOGICO

Non è presente una falda idrica profonda a causa delle condizioni morfologiche e geomeccaniche dell'ammasso roccioso.

L'acqua di infiltrazione, infatti, circola e si disperde in profondità attraverso le numerose discontinuità per cui non si riscontrano le condizioni di un accumulo dell'elemento liquido da costituire una vera e propria falda freatica.

C) REGIME IDROLOGICO

L'acqua meteorica, se non bene canalizzata, esercita una azione erosiva e disgregatrice sia sul litotipo arenaceo che su quello conglomeratico.

Infatti l'acqua meteorica, in superficie, asporta le singole particelle di cui sono costituiti i litotipi esercitando quindi una incessante azione disgregatrice ed erosiva.

In profondità esercita la stessa azione lungo le discontinuità diminuendo le resistenze residue dei volumi rocciosi e quindi determinando condizioni di gradi di libertà per i singoli volumi rocciosi sia nei confronti della coesione che dell'attrito, particolarmente nel periodo invernale in occasione delle abbondanti precipitazioni e della frequenza delle basse temperature con le azioni disgregatrici del gelo.

**STUDIO GEOLOGICO - TECNICO**  
**RELAZIONE IDROGEOLOGICA - IDROLOGICA - IDRAULICA - SISMICA**

---

*Interventi urgenti di consolidamento delle aree in frana a ridosso del centro abitato.*

*Committente: AMMINISTRAZIONE COMUNALE DI TARSIA (CS)*

## **2) INTERVENTI**

Per evitare tutto ciò bisogna effettuare una buona regimazione idraulica raccogliendo le acque superficiali e regimandole per evitare azioni erosive sul bordo dei pendii e infiltrazioni all'interno dell'ammasso roccioso.

Nel centro urbano di Tarsia sono presenti canalizzazioni ma devono essere completate ed opportunamente raccordate per evitare il libero deflusso sul bordo del pendio in maniera selvaggia.

## **3) ASPETTI SISMICI**

La zona ricade in ambiente sismico di II<sup>a</sup> categoria e soggetta a frequenti fenomeni sismici, anche se prevalentemente a carattere strumentale di intensità.

I suggerimenti da considerare sotto l'aspetto sismico riguardano non solo la progettazione, in ottemperanza alla normativa sismica vigente, ma anche il miglioramento delle caratteristiche di resistenza dei terreni di fondazione sia sotto l'aspetto statico (nei confronti della capacità portante e della stabilità dei pendii) che dinamico (nei confronti delle sollecitazioni sismiche).

Dalle indagini sismiche si sono ricavati gli spessori degli strati e le velocità delle onde longitudinali, oltre che le caratteristiche sismiche dei terreni.

Nell'area esaminata sono pertanto presenti prevalentemente due litotipi:

**STUDIO GEOLOGICO - TECNICO**  
**RELAZIONE IDROGEOLOGICA - IDROLOGICA - IDRAULICA - SISMICA**

---

*Interventi urgenti di consolidamento delle aree in frana a ridosso del centro abitato.*

*Committente: AMMINISTRAZIONE COMUNALE DI TARSIA (CS)*

**LITOTIPO A:**

costituito da uno strato di materiale di copertura ciottoloso e sabbioso scarsamente addensato.

**LITOTIPO B:**

costituito da materiale litoide di tipo arenaceo, molto fratturato o da materiale conglomeratico derivante da un A.R. conglomeratico di tipo frantumato.

Sono stati effettuati stendimenti sismici, per cui si rimanda agli elaborati delle relativi indagini.

# REGIONE CALABRIA

## COMUNE DI TARSIA

Provincia di COSENZA

### PROGETTO ESECUTIVO

INTERVENTI URGENTI DI CONSOLIDAMENTO DELLE  
AREE IN FRANA A RIDOSSO DEL CENTRO ABITATO

**TAV. N°13**

**RELAZIONI SPECIALISTICHE:**

(dimensionamento del sistema di consolidamento corticale  
e delle strutture di contenimento monoancoraggio  
in acciaio, calcolo della condotta acque meteoriche)

Progettista

ing. Giuseppe Infusini



## RELAZIONI SPECIALISTICHE

(dimensionamento del sistema di consolidamento corticale e delle strutture di contenimento monoancoraggio in acciaio, calcolo della condotta acque meteoriche)

### Premessa

Come già specificato nella Relazione Tecnica Illustrativa (Tav. N°1) e nella Relazione d'Impatto Ambientale (Tav. N°12) gli interventi di cui all'allegato progetto prevedono sostanzialmente le seguenti tipologie di intervento:

- INTERVENTO TIPO "A": consolidamento attivo con sistemi di reti ad alta tecnologia ed ancoraggi in barre d'acciaio;
- INTERVENTO TIPO "B": consolidatori monoancoraggio con tiranti profondi;
- INTERVENTO TIPO "C": canalizzazione delle acque a monte delle aree di intervento.

In particolare, come è stato già illustrato negli altri elaborati, allo stato attuale le zone oggetto di intervento (Area N°3 e 4), sono interessate da un preoccupante movimento franoso che, se non bloccato tempestivamente, potrebbe interessare parte dell'abitato del centro storico. In particolare il fronte del versante sud-ovest e sud-est è stato recentemente interessato da fenomeni franosi e di sprofondamenti, in un'area caratterizzata da cavità naturali, con pericoloso interessamento di fabbricati soprastanti posti a breve distanza. Il fenomeno è in evoluzione per la mancata regimentazione delle acque piovane e per l'assenza di protezione naturale del fronte in erosione.

### A- STABILIZZAZIONE SUPERFICIALE (INTERVENTO TIPO "A")

|            |                                                                                                    |    |
|------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| <u>1</u>   | <u>INTRODUZIONE SULLE VERIFICHE DI STABILITÀ DEI PENDII</u> .....                                  | 1  |
| <u>2</u>   | <u>FUNZIONAMENTO SISTEMA DEL TIPO TUTOR</u> .....                                                  | 2  |
| <u>3</u>   | <u>MODELLO PUNTUALE E CALCOLO PRESSIONE RESISTENTE DEL SISTEMA RETE /PIASTRA</u> .....             | 5  |
| <u>4</u>   | <u>MODELLO UNIDIREZIONALE</u> .....                                                                | 7  |
| <u>5</u>   | <u>CALCOLO PRESSIONE RESISTENTE DEL SISTEMA RETE/FUNE/PIASTRA NEL MODELLO UNIDIREZIONALE</u> ..... | 8  |
| <u>6</u>   | <u>DIMENSIONAMENTO SISTEMA DEL TIPO TUTOR</u> .....                                                | 11 |
| <u>6.1</u> | <u>CALCOLO SPINTA TOTALE TERRENO</u> .....                                                         | 11 |
| <u>6.2</u> | <u>SCELTA DEL TIPO DI RETE TIPO 3STUTOR</u> .....                                                  | 13 |
| <u>6.3</u> | <u>DIMENSIONAMENTO RETE TIPO 3STUTOR PLUS</u> .....                                                | 13 |
| <u>7</u>   | <u>PARAMETRI GEOTECNICI E GEOMETRICI UTILIZZATI</u> .....                                          | 15 |
| <u>8</u>   | <u>OUTPUT DI CALCOLO</u> .....                                                                     | 16 |
| <u>9</u>   | <u>RIASSUNTO CARATTERISTICHE SISTEMA DI STABILIZZAZIONE SUPERFICIALE</u> .....                     | 19 |

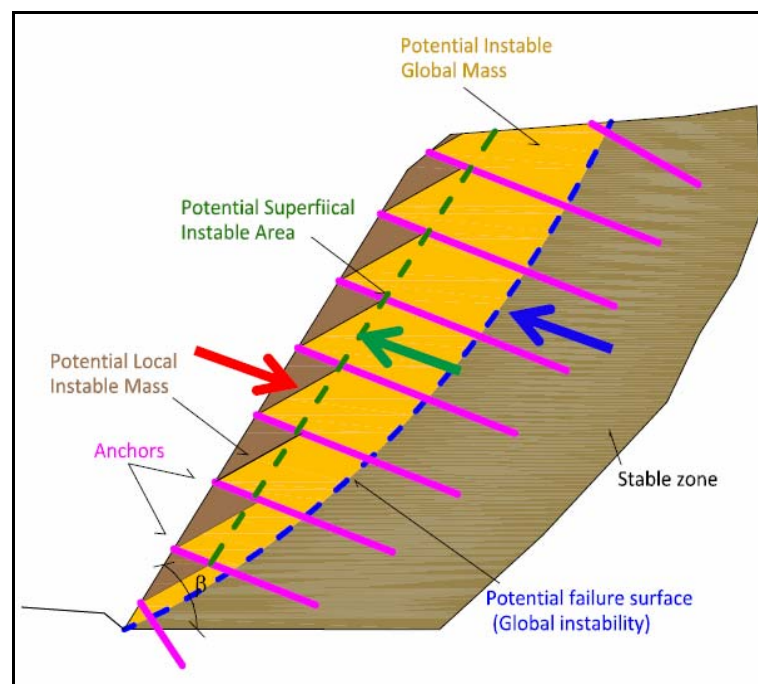
## CONSOLIDAMENTO CORTICALE

### 1. INTRODUZIONE SULLE VERIFICHE DI STABILITÀ DEI PENDII

Quando si progetta la stabilizzazione di una scarpata che sia in terra o roccia o roccia mista a terra è necessario eseguire diverse verifiche di stabilità. In particolare:

1. **verifica di stabilità globale**, intesa come ricerca delle superfici critiche di scivolamento profonde: scorrimento probabile di uno strato di terreno, o roccia alterata, su un substrato ritenuto stabile; (superficie colore blu)
2. **verifica di stabilità superficiale/interna**, intesa come ricerca delle superfici critiche di scivolamento superficiali attraverso tutti o parte degli ancoraggi; (superficie colore verde)
3. **verifica di stabilità locale**, intesa come ricerca delle superfici critiche di scivolamento tra i vari ancoraggi in prossimità della superficie. (superficie freccia rossa)

Tali meccanismi di rottura sono riportati in Figura 1.



**Figura 1 - Meccanismi di rottura (freccia blu: instabilità globale; freccia verde: instabilità superficiale; freccia rossa: instabilità locale)**

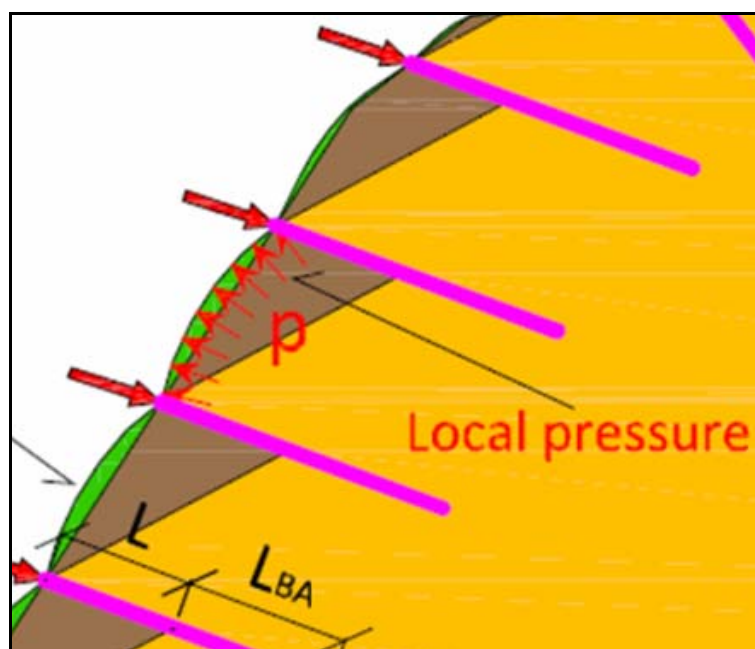
Negli interventi di consolidamento delle scarpate in terra/roccia la stabilità globale va affrontata con interventi profondi quali chiodature, mentre ove è necessario stabilizzare il volume di terreno che si trova tra gli ancoraggi si utilizzano sistemi di consolidamento superficiale (reti a doppia torsione, pannelli in fune, reti ad anelli, funi di rinforzo reti in acciaio a semplice torsione etc.) in grado di trattenere il volume di terreno instabile trasferendo agli ancoraggi gli stati tensionali assorbiti. Nel caso dei rinforzi corticali le problematiche 1 e 2 vengono date già per risolte o non presenti. Quelle che ci interessano sono le argomentazioni legate a instabilità locali.



Quanto proposto nel progetto definitivo è il sistema di consolidamento del tipo 3STutor®Plus, ideato e testato dalla società spagnola 3S Geotech (3S Geotecnia y Tecnología, S.L.), in collaborazione con l'Università di Cantabria (Spagna).

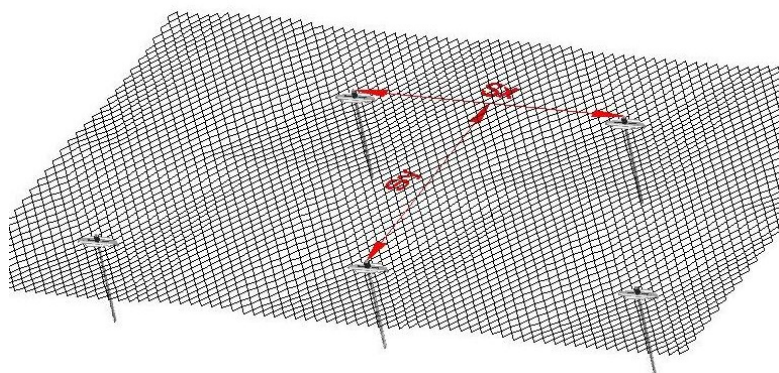
## 2. FUNZIONAMENTO SISTEMA TIPO TUTOR

Il 3STutor®Plus è un sistema-tipo di stabilizzazione e consolidamento di scarpate formato da una rete a semplice torsione ad alta resistenza e bassa deformazione strutturale realizzata con acciaio di grado  $\sigma = 900 \text{ N/mm}^2$ . Tale rete è completata da una serie di accessori (piastre, funi, ect) che ne fanno un sistema completo e prestante sotto il punto di vista sia tecnico che di vita utile. La rete svolge la funzione di equilibrare la superficie instabile di terreno nell'area compresa all'interno della griglia di ancoraggi, trasmettendole con basse deformazioni gli stati tensionali alle piastre e quindi agli ancoraggi stessi (fig. 2).



*Figura 2 – Equilibrio dell'instabilità locale*

Gli ancoraggi saranno distanziati orizzontalmente di una larghezza  $S_x$  e verticalmente di un valore  $S_y$  (inteso come distanza tra le varie linee di ancoraggi) disposti a quinconce, come mostrato in Figura 3.



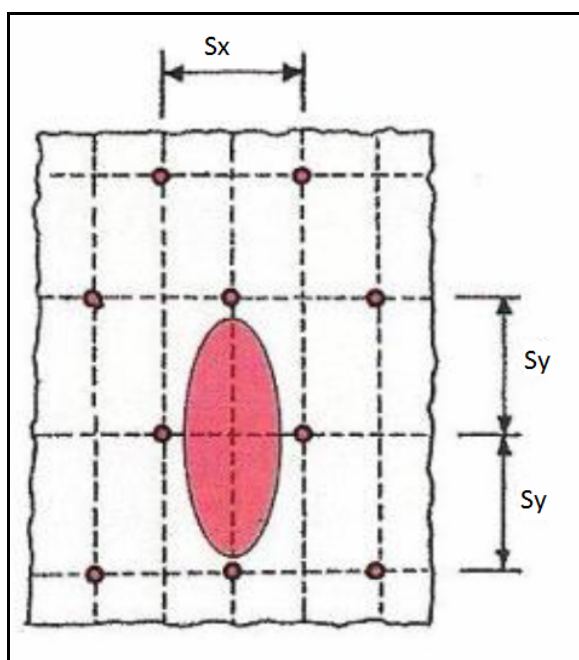
**Figura 3 – Griglia di ancoraggio**

Il sistema può funzionare secondo due modelli fisico-teorici che utilizzano il concetto di membrana flessibile:

1. modello puntuale;
2. modello unidirezionale.

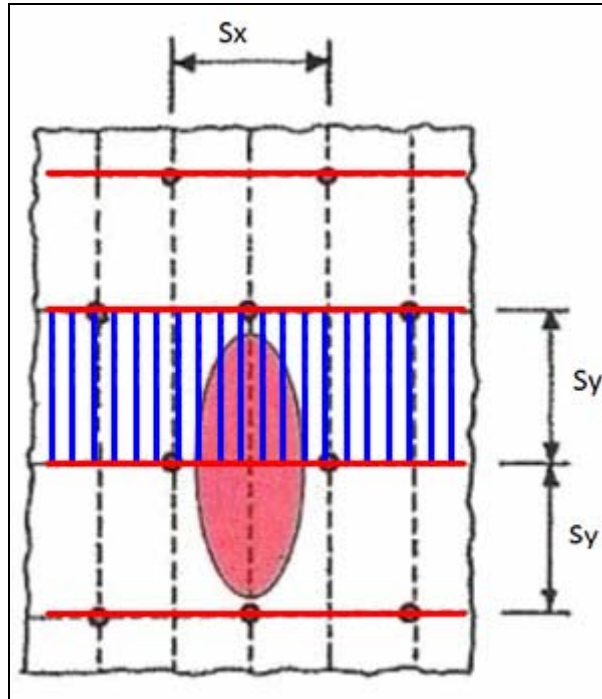
Nel caso di **connessione puntuale** la rete funziona in accoppiamento solo alle piastre e non vengono utilizzate strutture integrative di rinforzo quali funi all'interno dell'area di intervento.

Il volume di terreno instabile che ne risulta è quello che si può definire nella figura 4.



**Figura 4 – Area da stabilizzare nel caso di rinforzo puntuale**

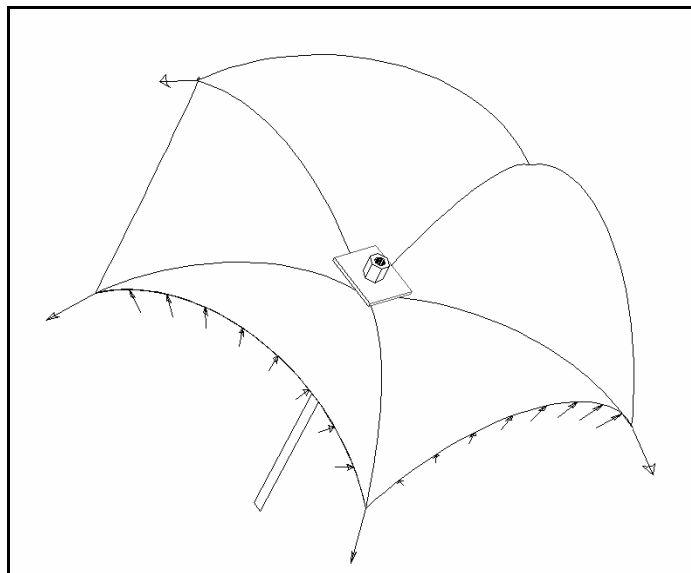
Nel caso invece di sistema unidirezionale, lungo gli ancoraggi, vengono inserite orizzontalmente delle funi integrative, che vanno a consolidare e rinforzare diminuendo la zona instabile. A seguito di questa posa in opera, il sistema lavorerà secondo le linee verticali di tensione e quindi sfruttando la resistenza a trazione della rete.



*Figura 5 – Area da stabilizzare nel caso di rinforzo con modello unidirezionale.*

### 3. MODELLO PUNTUALE E CALCOLO PRESSIONE RESISTENTE DEL SISTEMA RETE /PIASTRA

Nel modello puntuale la sollecitazione generata sulla rete dalla spinta del terreno viene trasmessa direttamente sulla testa degli ancoraggi e si concentra sull'interfaccia piastra-rete, sollecitando la stessa a punzonamento (Figura 6).



**Figura 6 – Schema modello puntuale**

La pressione che il sistema flessibile è in grado di opporre alla spinta del terreno sarà quindi determinata dal rapporto tra la resistenza a punzonamento della rete scelta e la superficie di competenza sulla quale l'ancoraggio agisce ed è pari a:

$$p = \frac{T_P \cdot k_{MIN}}{S_x \cdot S_y} \quad (\text{eq. 1})$$

dove:

$T_P$  : resistenza a punzonamento del sistema rete piastra.

$k_{MIN}$  : coefficiente di riduzione della resistenza a punzonamento = 0,6

$S_x \cdot S_y$  : griglia di ancoraggio = area di influenza dell'ancoraggio (vedi fig. 4)

La resistenza a punzonamento  $T_P$  ricavata da prove di laboratorio per le membrane disponibili per il sistema puntuale è riportata nella tabella seguente.

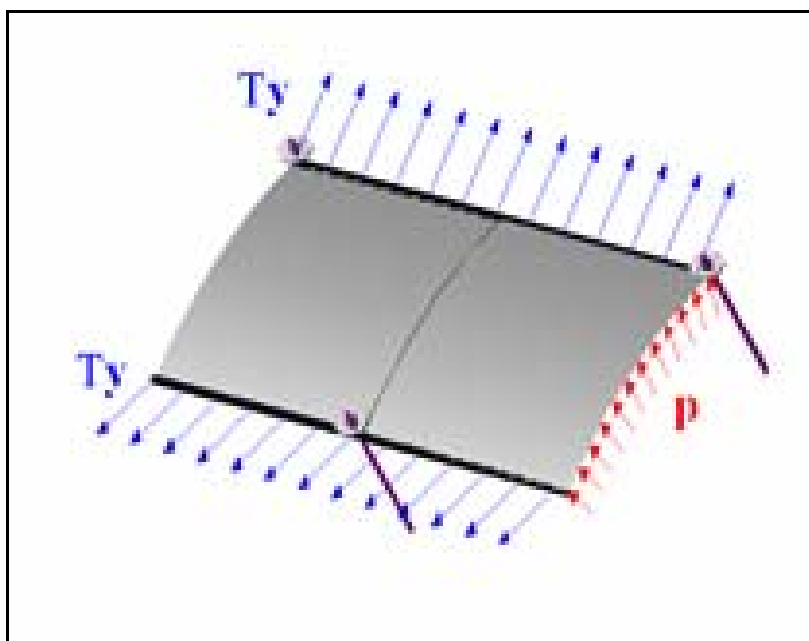
**Tabella 1 – Resistenza a punzonamento delle reti disponibili per il sistema puntuale**

| Tipo di rete | 3S Tutor | Resistenza a punzonamento, [kN/m] |
|--------------|----------|-----------------------------------|
| 100/3,4      |          | 55                                |
| 100/4,0      |          | 70                                |
| 100/4,5      |          | 100                               |

#### 4. MODELLO UNIDIREZIONALE

Nel modello continuo unidirezionale la membrana trasferisce la trazione generata sulle linee orizzontali identificate dalle rette su cui sono allineati gli ancoraggi (vedi fig. 5).

Lungo tali linee orizzontali vengono applicate una o due funi integrative, al fine di creare il vincolo di scarico delle tensioni del terreno ogni  $S_y$ : nel caso venga posta in opera una fune di rinforzo orizzontale per ogni linea di posizionamento degli ancoraggi (linee in rosso in Figura 5) il sistema viene denominato "leggermente rinforzato", nel caso vengano poste in opera due funi di rinforzo il sistema viene denominato "rinforzato".

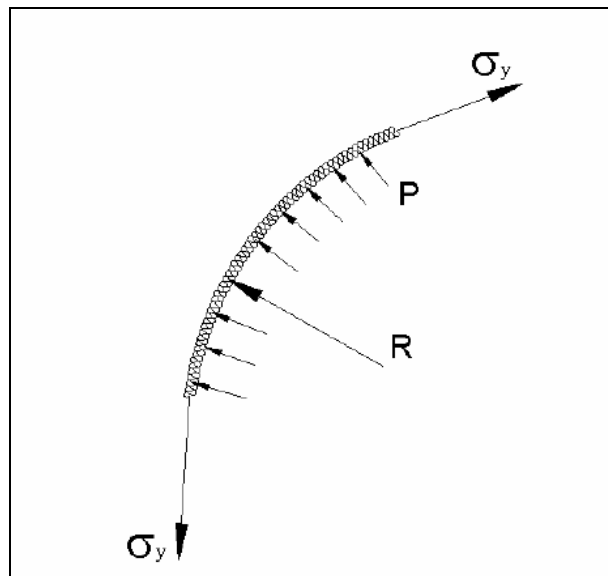


*Figura 7 – Schema modello unidirezionale*

## 5. CALCOLO PRESSIONE RESISTENTE DEL SISTEMA RETE/FUNE/PIASTRA NEL MODELLO UNIDIREZIONALE

Sollecitata dalla pressione ( $p$ ) che il terreno esercita sulla rete (membrana) questa si deformerà acquisendo una curvatura ( $1/R$ ) che dipenderà dalle caratteristiche deformative della rete stessa ( $\mu_{xy}$  e  $\mu_{yx}$ ), generando una reazione della rete ( $\sigma_y$ ) pari a:

$$\sigma_y = p \cdot \quad (\text{eq. 2})$$



**Figura 8 – Schema di forze agenti nel modello unidirezionale**

Dall'eq. 2 si ricava il valore di  $p$ :

$$p = \frac{\sigma_y}{R} \quad (\text{eq. 3})$$

dove:

$\sigma_y$  : sforzo di trazione generato sulla rete

$1/R$  : curvatura rete

Lo sforzo di trazione della rete è pari:

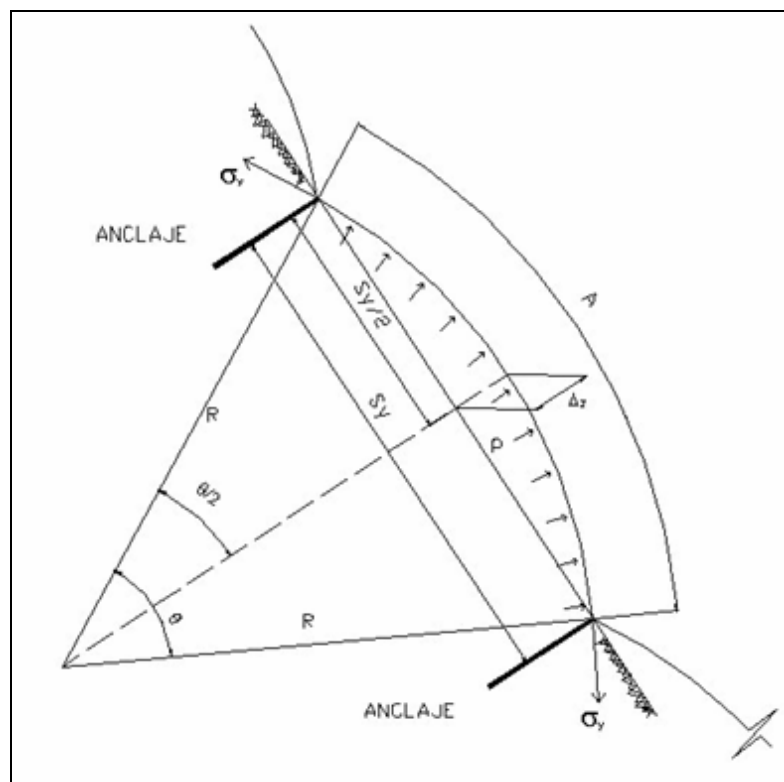
$$\sigma_y = T_y \cdot K_{MIN} \quad (\text{eq. 4})$$

dove:

$T_y$  : Resistenza a trazione sulla rete

$K_{MIN}$  : Opportuno coefficiente di riduzione della resistenza a trazione = 0,67

Se l'elemento di rinforzo orizzontale fosse sufficientemente rigido, la superficie deformata corrisponderebbe perfettamente a un settore cilindrico (figura 9).



**Figura 9 – Deformata della rete**

Tenendo conto delle caratteristiche geometriche della deformata si può ricavare il valore di R:

$$R = \frac{S_y}{2 \cdot \sin \theta/2} \quad (\text{eq. 5})$$

dove:

$S_y$  : distanza verticale tra 2 linee di ancoraggi;

$\theta/2$ : angolo della deformata della membrana/rete sotto carico di lavoro (valore ricavato mediante la conoscenza dello stato tensionale/deformativo e in funzione delle deformazioni in condizioni di lavoro).

Sostituendo le eq. 4 e 5 nell'eq. 3 si ricava che la pressione che il sistema 3STutor Plus è in grado di opporre al terreno compreso tra gli ancoraggi è pertanto pari a:

$$p = \frac{T_y \cdot k_{\text{MIN}} \cdot 2 \cdot \sin(\theta/2)}{S_y} \quad (\text{eq. 6})$$

dove:

$T_y$  : sforzo di trazione generato dalla rete;

$k_{\text{MIN}}$  :coeff. di riduzione della resistenza a trazione=0,67 (valore ricavato da prove di laboratorio)

$S_y$  : distanza verticale tra 2 linee di ancoraggi;

$\theta/2$  : angolo della deformata della membrana sotto carico di lavoro (ricavato da prove di laboratorio di deformazione sotto carico in condizioni di lavoro, con  $\xi = 2,5\%$ ).

## 6. DIMENSIONAMENTO SISTEMA TIPO TUTOR

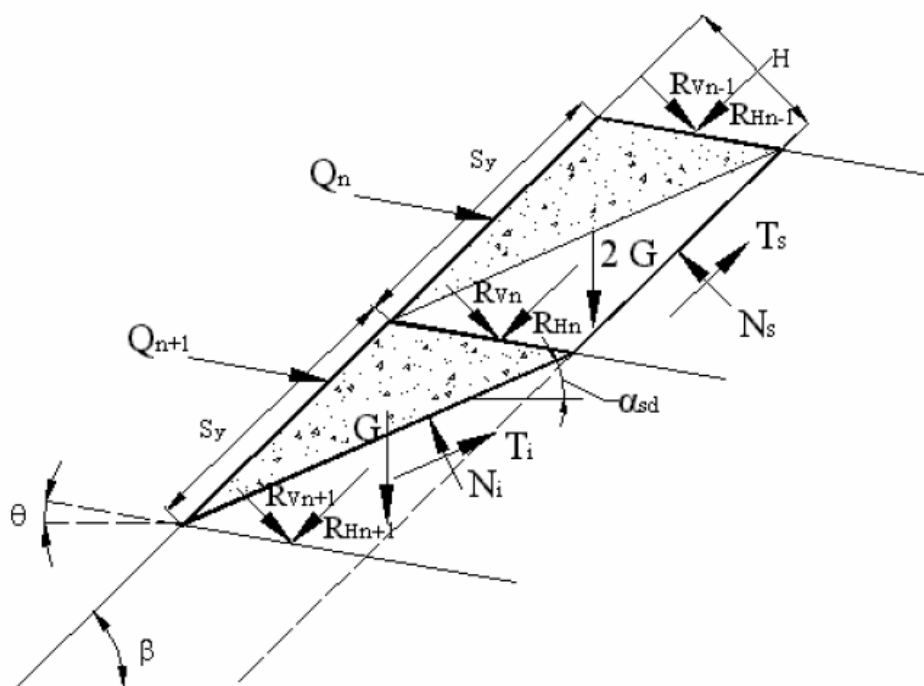
Il sistema adottato viene calcolato quindi confrontando la spinta  $Q$  del terreno e la capacità resistente della rete.

### 6.1 – CALCOLO SPINTA TOTALE TERRENO

Sulla base dei parametri geotecnici di progetto, pendenza della scarpata e maglia degli ancoraggi è possibile calcolare la spinta (pressione) del terreno sulla rete.

Il metodo utilizzato per calcolare tale valore consta in un'analisi locale della stabilità di 2 cunei adiacenti considerando anche il contributo del cuneo superiore, nell'ipotesi più generale di terreno superficiale attrittivo e coesivo e ancoraggi eseguiti in una direzione non perpendicolare all'inclinazione del versante.

Lo schema delle forze agenti è riportato nella figura seguente.



**Figura 10 – Schema delle forze**

La spinta totale del terreno  $Q$  viene calcolata uguagliando le forze agenti sul pendio e le forze resistenti che sono necessarie per stabilizzare il sistema.

Applicando un opportuno fattore di sicurezza  $FS$  si ottiene l'equazione riportata in seguito:

$$Q = \frac{S_x \cdot G \cdot \{ (FS \cdot \sin \alpha_{sd} - \tan \varphi \cdot \cos \alpha_{sd}) + 2 \cdot FS \cdot (\sin \beta \cdot \cos \beta \cdot \tan \varphi) \cdot [\cos(\beta - \alpha_{sd}) - \tan \varphi \cdot \sin(\beta - \alpha_{sd})] \} - C \cdot S_y \cdot S_x \cdot \left\{ \frac{1}{\cos(\beta - \alpha_{sd})} + [\cos(\beta - \alpha_{sd}) - \sin(\beta - \alpha_{sd}) \cdot \tan \varphi] \cdot FS \right\}}{\tan \varphi \cdot \sin(\theta + \alpha_{sd}) + \cos(\theta + \alpha_{sd}) + FS \cdot [\cos(\beta + \theta) + \sin(\beta + \theta) \cdot \tan \varphi] \cdot [\cos(\beta - \alpha_{sd}) - \sin(\beta - \alpha_{sd}) \cdot \tan \varphi]} \quad (\text{eq. 7})$$

Dove:



$S_x$  : distanza orizzontale tra 2 ancoraggi  
 $S_y$  : distanza verticale tra 2 linee di ancoraggi  
 $G$  : peso del concio  
 $\alpha_{SD}$  : angolo di inclinazione della superficie di scivolamento rispetto all'orizzontale  
 $\phi$  : angolo di attrito interno della superficie di scivolamento  
 $\beta$  : angolo di inclinazione del versante rispetto all'orizzontale  
 $C$  : coesione del terreno  
 $\theta$  : inclinazione di  $Q$  rispetto l'orizzontale  
 In particolare:

$$G = \frac{1}{2} S_y \gamma_s H \quad (\text{eq. 8})$$

$$H = \frac{S_y \tan(\beta - \alpha_{sd})}{1 - \tan(90 - \beta - \theta) \tan(\beta - \alpha_{sd})} \quad (\text{eq. 9})$$

$$\theta = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} - \alpha_{sd} \quad (\text{eq. 10})$$

Nell'eq. 7 i valori di  $Q$  e  $\alpha_{SD}$  sono impliciti. Pertanto il valore di  $Q$  deve essere ricavato iterando numericamente l'angolo  $\alpha_{SD}$  (valore massimo chiaramente pari a  $\beta$ ), fino a raggiungere un valore massimo di  $Q$ , pari a  $Q_{max}$

La pressione unitaria che il terreno esercita nell'area compresa tra 2 linee di ancoraggi lungo la direzione  $y$  è pertanto pari a:

$$P_{Design} = \frac{Q_{max}}{S_y \cdot FS} \quad (\text{eq. 11})$$

dove:

$Q_{max}$  : valore massimo di  $Q$  ricavato per iterazione

$S_y$  : distanza verticale tra 2 linee di ancoraggi

$FS$  : = 1.5 Fattore di sicurezza tenere conto di irregolarità del sito e necessità di spostare linee di ancoraggi ad un valore maggiore di quello teorico di calcolo.

## 6.2 – SCELTA DEL TIPO DI RETE DEL SISTEMA DI RINFORZO

Identificata la spinta, in funzione della grandezza che la stessa assume, il software impone l'utilizzo di un sistema puntuale o un sistema rinforzato (unidirezionale). Il principio di dimensionamento, finalizzato all'ottimizzazione del rapporto efficienza-costi del sistema, è riportato nella tabella che segue:

| Spinta del terreno           | Soluzione da adottare                        |
|------------------------------|----------------------------------------------|
| da 6 a 12 kN/m <sup>2</sup>  | soluzione con sistema puntuale               |
| da 8 a 15 kN/m <sup>2</sup>  | soluzione con sistema leggermente rinforzato |
| da 15 a 40 kN/m <sup>2</sup> | soluzione con sistema rinforzato             |

**Tabella 2 – Scelta del sistema di rinforzo da utilizzare**

### 6.3 - DIMENSIONAMENTO RETE DEL TIPO 3STUTOR PLUS

Prescelto il sistema di consolidamento sulla base delle spinte del terreno e definiti con precisione gli interassi degli ancoraggi  $S_x$  e  $S_y$ , si definisce la tipologia di rete necessaria al caso in fase di studio, in accordo a:

$$p > p_{\text{Design}} \quad (\text{eq. 12})$$

dove:

$p$ : pressione stabilizzante esercitata dalla rete (eq. 1 per sistema puntuale, eq. 6 per sistema rinforzato o leggermente rinforzato)

$p_{\text{Design}}$ : pressione instabilizzante esercitata dal terreno (eq. 11)

Successivamente viene definita la tipologia di barra di ancoraggio da utilizzare e il diametro minimo richiesto. Il dimensionamento richiede come dati di input il carico a snervamento della barra  $T_E$  e il valore di carico che viene trasmesso ad ogni singolo ancoraggio calcolato come:

$$T_A = p_{\text{Design}} \cdot S_x \cdot S_y \quad (\text{eq. 13})$$

Scelta la tipologia di barra che si vuole utilizzare il diametro minimo richiesto viene valutato confrontando il valore del carico limite che agisce sopra la singola barra ( $T_A$ ) con il carico a snervamento ( $T_E$ ) ridotto di un opportuno fattore di sicurezza (FS) dovuto alla chiodatura. La barra dovrà avere un diametro minimo tale per cui:

$$T_E / \text{FS} > T_A \quad (\text{eq. 14})$$

dove:

$T_E$  : carico a snervamento barra utilizzata [kN]

FS : fattore di sicurezza dovuto alla chiodatura = 1.5

$T_A$  : valore del carico limite che agisce sopra la singola barra [kN]

Scelto il diametro delle barre si procede con la definizione delle piastre da utilizzare, in funzione della tipologia di posa in opera:

piastre Delta (ancoraggi perimentrali) e Eagle (ancoraggi interni) per il sistema Puntuale;

piastre Delta (ancoraggi perimentrali e interni) per il sistema Leggermente Rinforzato;

piastre Delta (ancoraggi perimentrali) e Pi (ancoraggi interni) per il sistema Rinforzato.

## 7. PARAMETRI GEOTECNICI E GEOMETRICI UTILIZZATI

Al fine di realizzare il dimensionamento del sistema di consolidamento corticale sono necessari parametri geotecnici e geometrici del versante o ammasso roccioso.

Per quanto riguarda i parametri geometrici è di interesse la pendenza della scarpata nelle zone di intervento, che nel caso in esame risulta avere valore massimo pari a  $75^\circ$ . Si utilizzerà quindi un valore di pendenza di  $75^\circ$ .

Il fronte del sito in esame presenta la seguente descrizione: "Complesso arenaceo", il quale è definito come ammasso roccioso da fratturato a fortemente fratturato.

Per quanto riguarda i parametri geotecnici, questi sono stati desunti dalla relazione geotecnica. In particolar modo si sono utilizzati i parametri:

$$\phi = 30^\circ$$

$$C' = 0 \text{ kPa}$$

$$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$$

I valori sopra sono stati immessi senza l'applicazione di coefficienti parziali, in quanto l'algoritmo di calcolo applica il valore corrispondente al suo interno. La coesione si è considerata pari a 0 kPa in modo da tener conto della natura dell'ammasso roccioso e del degrado, nello strato superficiale del fronte di intervento, di questa proprietà a lungo termine.

In merito al calcolo della lunghezza delle fondazioni, in accordo ai valori riportati in tabella 3, e nota la natura del materiale, si è adottata un'aderenza limite al terreno  $a_{lim}$  pari a 0,45 MPa, tipico delle rocce degradate.

**Tabella 3 – Classi di aderenza limite**

| <b>RANGE OF THE ADHERENCE LIMIT FOR SINGLE INYECTION</b>                                                                                                                                                          |                                                                    |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------|
| Average values obtained by empirical methodologies according the "Guide for the Design and Execution of Anchors in Road Works" of the General Roads Administration of the Ministry of Development of Spain (2003) |                                                                    |
| <b>General description of the terrain</b>                                                                                                                                                                         | <b>Adherence limit <math>a_{lim}</math> (Mpa-N/mm<sup>2</sup>)</b> |
| Basalts, granites and limestones                                                                                                                                                                                  | 1,0 - 5,0                                                          |
| Sandstones, schists and shales                                                                                                                                                                                    | 0,7 - 2,5                                                          |
| Sands and gravels                                                                                                                                                                                                 | 0,1 - 0,4                                                          |
| Clays and silts                                                                                                                                                                                                   | 0,05 - 0,2                                                         |
| Marls, marls - gypsum and marls - calcareous                                                                                                                                                                      | 0,2 - 0,6                                                          |
| Weathered rock (Level IV or higher)                                                                                                                                                                               | 0,3 - 0,7                                                          |

## 8. OUTPUT DI CALCOLO E VERIFICHE

### TABELLA DATI DI INPUT

#### *Parametri del pendio*

|                               |                                |
|-------------------------------|--------------------------------|
| Pendenza                      | $\beta = 75,0^\circ$           |
| Angolo di attrito del terreno | $\phi = 30,0^\circ$            |
| Coesione del terreno          | $c = 0 \text{ kN/m}^2$         |
| Densità di suolo saturo       | $\gamma = 18,0 \text{ kN/m}^2$ |

#### *Parametri per calcoli geotecnici*

|                                                      |                                          |
|------------------------------------------------------|------------------------------------------|
| <b>Distanza verticale fra le linee di ancoraggio</b> | <b><math>S_Y = 2,50 \text{ m}</math></b> |
| Fattore di sicurezza delle verifiche di stabilità    | $FS = 1,50$                              |

#### *Spinta sollecitante di progetto*

$P_{\text{design}}$  = Pressione del terreno contro il sistema flessibile x FS

**$P_{\text{design}} = 28,17 \text{ kN/m}^2$**  *(rif. eq. 7)*

Sulla base della spinta di progetto  $P_{\text{design}}$  individuata si è passati a dimensionare il sistema di stabilizzazione, tale che possa contrastare questa forzante. Tale spinta è contrastata da un sistema di stabilizzazione di tipo “rinforzato”, composto da rete ad alte prestazioni, piastre speciali e doppie funi orizzontali con interasse fra di loro pari ad  $S_Y$ ; tali doppie funi fungono da controvento orizzontale di rinforzo e permettono al sistema di lavorare secondo il modello “unidirezionale” (paragrafo 5, rif. eq. 2-3-4-5-6).

### DIMENSIONAMENTO COMPONENTI DEL SISTEMA RINFORZATO

Coefficiente di riduzione della resistenza a trazione della rete  $K_{\text{MIN}} = 0,67$

**Distanza orizzontale tra le barre di ancoraggio**  **$S_X = 3,60 \text{ m}$**

#### *Barre di ancoraggio*

|                                                   |                                                                             |
|---------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------|
| Diametro delle barre di ancoraggio                | $\varnothing = 32,0 \text{ mm}$                                             |
| Tipologia barre                                   | Barre a filettatura continua                                                |
| Resistenza a snervamento acciaio                  | $500 \text{ N/mm}^2$                                                        |
| Resistenza a rottura acciaio                      | $550 \text{ N/mm}^2$                                                        |
| Carico di snervamento barra                       | $f_Y = 405 \text{ kN}$                                                      |
| Carico di rottura barra                           | $f_T = 440 \text{ kN}$                                                      |
| Fattore di sicurezza ancoraggi                    | $S.F. = 1,50$                                                               |
| Spessore della zona instabile                     | $H = 2,47 \text{ m}$ <span style="float: right;"><i>(rif. eq. 9)</i></span> |
| Angolo della superficie di scivolamento critica   | $\alpha_{SD} = 40^\circ$                                                    |
| Superficie sottesa dal singolo ancoraggio         | $A = S_X * S_Y = 9,00 \text{ m}^2$                                          |
| Carico totale sulla barra di ancoraggio           | $T_A = P_{\text{design}} * A = 253,57 \text{ kN}$                           |
| Carico di lavoro sulla barra di ancoraggio        | $T_{ATR} = f_Y / S.F. = 270 \text{ kN}$                                     |
| Supporto unitario del sistema di ancoraggio       | $S_{UB} = T_{ATR} / A = 30,0 \text{ kN/m}^2$                                |
| L'equazione $S_{UB} > P_{\text{design}}$ risulta: |                                                                             |

$$30,0 \text{ kN/m}^2 > 28,17 \text{ kN/m}^2$$

**SODDISFATTA**

#### *Sistema superficiale flessibile a membrana*

|                                                           |                           |
|-----------------------------------------------------------|---------------------------|
| Tipologia di rete                                         | tipo 3STUTOR Plus 100/4,5 |
| Diametro del filo                                         | 4,5 mm                    |
| Resistenza a trazione della rete nella direzione primaria | $170 \text{ kN/mm}^2$     |

Tale resistenza a trazione deve essere omogenea nella direzione di srotolamento della rete. Non sono accettabili in cantiere reti composite aventi caratteristiche disomogenee.

Dimensioni della rete, diagonali del singolo rombo (Dxd) 146 x 100 mm

Con tale rete, il massimo spostamento ammissibile in condizioni di lavoro risulta **SODDISFATTO**

Pretensionamento del sistema flessibile durante l'assemblaggio  $\geq 0,2 T_{ATR} = 54 \text{ kN}$

**Supporto unitario del sistema flessibile**

**$P = 28,6 \text{ kN/m}^2$**  (rif. eq. 6)

L'equazione  $P > P_{design}$  risulta:

$$28,6 \text{ kN/m}^2 > 28,17 \text{ kN/m}^2$$

**SODDISFATTA**

#### *Definizione dei componenti del sistema*

|                                                                                               |                                                |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------|
| Numero delle funi orizzontali di controvento richieste                                        | 2                                              |
| Diametro delle funi orizzontali di controvento                                                | $\varnothing_{CAH} = 18 \text{ mm}$ (6x19+WSC) |
| Fune singola perimetrale superiore e inferiore                                                | $\varnothing = 18 \text{ mm}$ (6x19+WSC)       |
| Fune singola perimetrale laterale                                                             | $\varnothing = 14 \text{ mm}$ (6x19+WSC)       |
| Fune di legatura tra fune perimetrale super./infer. e rete                                    | $\varnothing = 6 \text{ mm}$ (6x7+WSC)         |
| Fune di connessione verticale tra rotoli adiacenti di rete                                    | $\varnothing = 8 \text{ mm}$ (6x7+WSC)         |
| Tutte le funi saranno composte da fili con resistenza unitaria minima $1770 \text{ N/mm}^2$ . |                                                |

#### *Piastre di connessione rete-barre di ancoraggio*

|                                                              |                               |
|--------------------------------------------------------------|-------------------------------|
| Tipologia di piastra su ancoraggi interni del sistema        | tipo 3S PI                    |
| Tipologia di piastra su ancoraggi perimetrali del sistema    | tipo 3S DELTA                 |
| Diametro degli ancoraggi flessibili ai bordi dell'intervento | $\varnothing = 16 \text{ mm}$ |
| Carico di rottura nominale ancoraggio flessibile             | 426 kN                        |

### DIMENSIONAMENTO DELLA LUNGHEZZA MINIMA RACCOMANDATA DEGLI ANCORAGGI PER SISTEMA RINFORZATO CONTRO INSTABILITÀ LOCALE

#### *Parametri di input*

|                                                                                       |                                              |
|---------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------|
| Diametro nominale della perforazione                                                  | $\varnothing_P = 90,0 \text{ mm}$            |
| Aderenza limite malta-terreno                                                         | $a_{lim} = 0,45 \text{ N/mm}^2$ (rif. Tab.3) |
| Tipo iniezione: Iniezione unica per tutta la lunghezza della barra di ancoraggio (IU) |                                              |
| Fattore di sicurezza sull'aderenza limite                                             | $S.F. a_{lim} = 1,67$                        |
| Aderenza limite malta-terreno ammissibile                                             | $a_{adm} = 0,27 \text{ N/mm}^2$              |
| Resistenza caratteristica della boiaccia (a 28 giorni)                                | $f_{ck} = 20,0 \text{ N/mm}^2$               |
| Aderenza limite fra barra e boiaccia (con F.S. 1,20)                                  | $\zeta_{lim} = 5,32 \text{ N/mm}^2$          |

#### *Lunghezza minima degli ancoraggi*

|                                                                                                                                               |                                   |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------|
| Lunghezza minima del bulbo di ancoraggio nella zona stabile $L_B = T_A / (a_{adm} \cdot \pi \cdot 0,95 \cdot \varnothing_P) = 3,50 \text{ m}$ |                                   |
| Spessore della zona instabile                                                                                                                 | $H = 2,47 \text{ m}$ (rif. eq. 9) |
| Lunghezza minima raccomandata degli ancoraggi                                                                                                 | $L = H + L_B = 6,00 \text{ m}$    |

### Verifica dello sfilamento tra barra di ancoraggio e boiacca

Lunghezza del bulbo di ancoraggio nella zona stabile  $L_{BR} = 3,53 \text{ m}$

Carico di sfilamento tra barra di ancoraggio e boiacca  $\zeta = 0,72 \text{ N/mm}^2$

Lo sfilamento tra barra di ancoraggio e boiacca non avviene, la verifica risulta **SODDISFATTA**

### 9. RIASSUNTO CARATTERISTICHE SISTEMA DI STABILIZZAZIONE SUPERFICIALE PROGETTATO

|                                                                                                                                              |                                                                                                                                                                                                                    |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Tipologia di rete utilizzata                                                                                                                 | Rete tipo 3S Tutors 100/4,5 mm                                                                                                                                                                                     |
| Tipologia di piastre nei bordi dell'area consolidare                                                                                         | Piastra tipo 3S DELTA Tipo 3 ( $\varnothing_{barra} = 32 \text{ mm}$ )                                                                                                                                             |
| Tipologia di piastra nell'area centrale scarpata da rinforzare                                                                               | Piastra tipo 3S PI Tipo 3 ( $\varnothing_{barra} = 32 \text{ mm}$ ).                                                                                                                                               |
| Tipologia di ancoraggio prescelto                                                                                                            | Barra a filettatura continua<br>R. 500/550 MPa ( $\varnothing = 32 \text{ mm}$ )<br>L=6000 mm                                                                                                                      |
| <i>Diametro foro ancoraggi interni</i>                                                                                                       | 90 mm                                                                                                                                                                                                              |
| Fune di rinforzo orizzontali                                                                                                                 | 2 Funi 7x19, $\varnothing = 18 \text{ mm}$ , R=1770 N/r<br>Rivestimento Zn                                                                                                                                         |
| Funi perimetrali superiore e inferiore                                                                                                       | Fune 7x19, $\varnothing = 18 \text{ mm}$ , R=1770 N/r<br>Rivestimento Zn                                                                                                                                           |
| Funi perimetrali laterali                                                                                                                    | Fune 7x19, $\varnothing = 14 \text{ mm}$ , R=1770 N/r<br>Rivestimento Zn                                                                                                                                           |
| Fune di collegamento tra rotoli adiacenti                                                                                                    | Fune 7x19, $\varnothing = 8 \text{ mm}$ , R=1770 N/mm <sup>2</sup> Rivestim<br>Zn                                                                                                                                  |
| Funi di collegamento tra perimetrali superiori e inferiori e rete                                                                            | Fune 7x19, $\varnothing = 6 \text{ mm}$ , R=1770 N/mm <sup>2</sup> Rivestim<br>Zn                                                                                                                                  |
| Funi di legatura tra funi orizzontali di rinforzo rete 3S Tutor                                                                              | Fune 7x19, $\varnothing = 8 \text{ mm}$ , R=1770 N/mm <sup>2</sup> Rivestim<br>Zn                                                                                                                                  |
| Ancoraggi flessibili in doppia fune spirale a collegamento funi orizzontali e ai vertici zona da consolidare, secondo schema di "rinforzato" | Fune $\varnothing = 16 \text{ mm}$ (fune a 37 fili R = 1770 N/r<br>rivestimento forte zincatura classe A secondo<br>norma EN 10244-2)<br>Con rinforzo circolare in testa e tubo in acciaio<br>inox.<br>L = 6000 mm |

Riepilogando, la spinta sollecitante del terreno (valutata con un coefficiente di sicurezza globale pari a 1,5) e la spinta resistente del sistema rete-piastre-funi, sono le seguenti:

Spinta sollecitante del terreno: 28,17 kN/m<sup>2</sup>

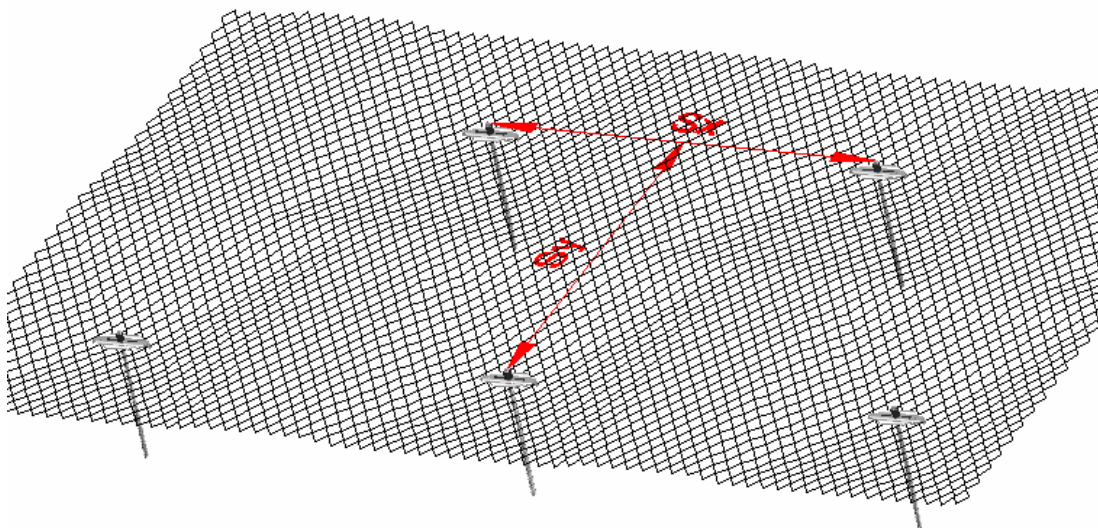
Spinta resistente del sistema: 28,60 kN/m<sup>2</sup>

Gli ancoraggi in parete avranno raster SY x SX con disposizione a quinconce, pari a questi valori:

$S_x = 2,5 \text{ m}$  ;  $S_y = 3,6 \text{ m}$

**Angolo di perforazione rispetto l'orizzontale: 20°**

Così disposti:



## B - CALCOLO RELATIVO ALLE STRUTTURE DI CONTENIMENTO MONOANCORAGGIO (INTERVENTO TIPO "B")

### 1- Premessa

Oggetto della presente relazione è la messa in sicurezza del sito in cui si è verificato il collasso della volta di una cavità preesistente, presumibilmente utilizzata per ricovero di animali, avente un diametro di circa 7-8 m e che si sviluppa tra l'area di terrazzo e la scarpata posta al margine in terreni caratterizzati da litologie granulari a leggera cementazione (conglomerati e areniti tenere).

Tale messa in sicurezza verrà eseguita mediante la ricostruzione del versante mediante l'impiego di strutture di contenimento monoancoraggio in acciaio del tipo **Ready-C 150**.

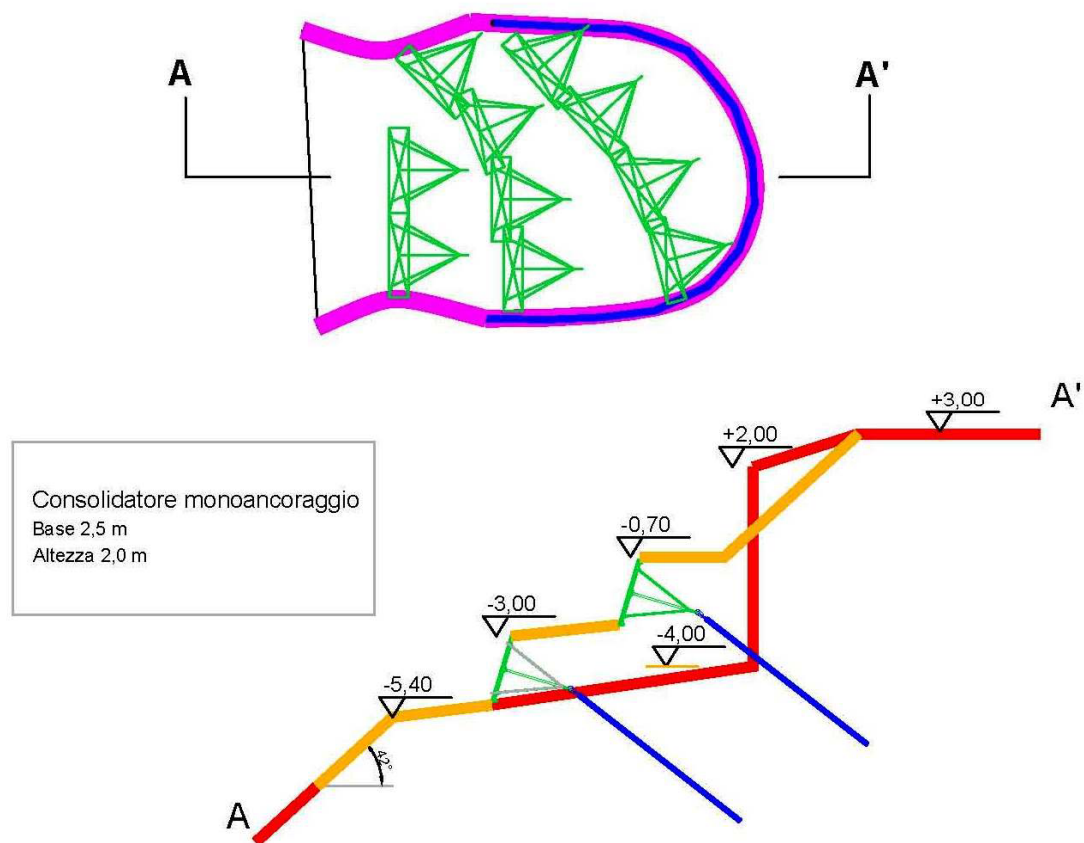


Figura 1 e 2 – Pianta e sezione dell'intervento di ricostruzione del versante  
(confr. Sezioni in Tav. N°18)



## 2.0- CALCOLO SPINTA TERRENO

### 2.1- Dati progetto

#### Modello geotecnico di progetto

Il terreno di copertura ed il materiale crollato nella cavità sono assimilabili a quello indicato al punto a), per uno spessore di circa 2 m. Lo stesso materiale verrà impiegato per il ripristino della scarpata.

Le pareti della cavità sono formate da terreno tipo b).

Il bedrock, presente a 5-6 m di profondità ed al di sotto del materiale crollato nella cavità, con variabilità puntuali non verificate è costituito da terreni di tipo c)

- a) materiale di copertura derivante da disagregazione delle rocce, costituito da sabbie e sabbie limose = materiale di riporto

| C<br>(Mpa) | $\phi$<br>(°) | Y<br>kN/m <sup>3</sup> |
|------------|---------------|------------------------|
| 0          | 26°           | 14,0                   |

- b) Complesso litologico di copertura = conglomerato definito, sotto l'aspetto geomeccanico A. R. da fortemente fratturato a frantumato

| C<br>(Mpa) | $\phi$<br>(°) | Y<br>kN/m <sup>3</sup> |
|------------|---------------|------------------------|
| 0          | 28°           | 16,0                   |

- c) Ammasso Roccioso di base = bed rock = arenarie definito A. R. da fratturato a fortemente fratturato (Bieniawski)

| C<br>(Mpa) | $\phi$<br>(°) | Y<br>kN/m <sup>3</sup> |
|------------|---------------|------------------------|
| 0          | 30°           | 18,0                   |

#### Descrizione

- $\gamma$  Peso di volume del terreno
- $\phi$  Angolo d'attrito interno 'efficace' del terreno espresso in gradi
- $c$  Coesione 'efficace' del terreno espressa in kg/cm<sup>2</sup>

## 3- Impostazioni analisi

**Normativa:** Norme Tecniche sulle Costruzioni D.M. 14/01/2008

### **Coefficienti di partecipazione caso statico**

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

| <i>Carichi Effetto</i> |                  | <i>A1</i> | <i>A2</i> |
|------------------------|------------------|-----------|-----------|
| Permanenti Favorevole  | $\gamma_{Gfav}$  | 1,00      | 1,00      |
| Permanenti Sfavorevole | $\gamma_{Gsfav}$ | 1,30      | 1,00      |
| Variabili Favorevole   | $\gamma_{Qfav}$  | 0,00      | 0,00      |
| Variabili Sfavorevole  | $\gamma_{Qsfav}$ | 1,50      | 1,30      |

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

| <i>Parametri</i>                     |                      | <i>M1</i> | <i>M2</i> |
|--------------------------------------|----------------------|-----------|-----------|
| Tangente dell'angolo di attrito      | $\gamma_{\tan\phi'}$ | 1,00      | 1,25      |
| Coesione efficace                    | $\gamma_{c'}$        | 1,00      | 1,25      |
| Resistenza non drenata               | $\gamma_{cu}$        | 1,00      | 1,40      |
| Resistenza a compressione uniassiale | $\gamma_{qu}$        | 1,00      | 1,60      |
| Peso dell'unità di volume            | $\gamma_{\gamma}$    | 1,00      | 1,00      |

### **Coefficienti di partecipazione caso sismico**

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

| <i>Carichi Effetto</i> |                  | <i>A1</i> | <i>A2</i> |
|------------------------|------------------|-----------|-----------|
| Permanenti Favorevole  | $\gamma_{Gfav}$  | 1,00      | 1,00      |
| Permanenti Sfavorevole | $\gamma_{Gsfav}$ | 1,00      | 1,00      |
| Variabili Favorevole   | $\gamma_{Qfav}$  | 0,00      | 0,00      |
| Variabili Sfavorevole  | $\gamma_{Qsfav}$ | 1,00      | 1,00      |

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

| <i>Parametri</i>                     |                      | <i>M1</i> | <i>M2</i> |
|--------------------------------------|----------------------|-----------|-----------|
| Tangente dell'angolo di attrito      | $\gamma_{\tan\phi'}$ | 1,00      | 1,25      |
| Coesione efficace                    | $\gamma_{c'}$        | 1,00      | 1,25      |
| Resistenza non drenata               | $\gamma_{cu}$        | 1,00      | 1,40      |
| Resistenza a compressione uniassiale | $\gamma_{qu}$        | 1,00      | 1,60      |
| Peso dell'unità di volume            | $\gamma_{\gamma}$    | 1,00      | 1,00      |

### **Caratterizzazione coefficienti sismici**

|                                                      |                                      |
|------------------------------------------------------|--------------------------------------|
| Latitudine                                           | 38,252619                            |
| Longitudine                                          | 15,757403                            |
| Accelerazione al suolo                               | $a_g = 2,635 \text{ [m/s}^2\text{]}$ |
| Coefficiente di amplificazione per sottosuolo tipo C | $(S_s) 1.50$                         |

|                                                             |                             |         |
|-------------------------------------------------------------|-----------------------------|---------|
| Coefficiente di amplificazione topografica (sommità pendio) | $(S_t)$                     | 1.20    |
| Coefficiente riduzione ( $0,2 < a_g(g) < 0,4$ )             | $(\beta_s)$                 | 0.28    |
| Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale 0.50       |                             |         |
| Coefficiente di intensità sismica orizzontale (x100)        | $k_h=(a_g/g*\beta_s*S_t*S)$ | = 13,54 |
| Coefficiente di intensità sismica verticale (x100)          | $k_v=0.50 * k_h$            | = 6,77  |

$$B = 2,50$$

$$H = 2,00$$

$$K_h = 0,1354$$

$$K_v = 0,0677$$

$$\gamma = 1400,00$$

$$\varphi = 26,00$$

$$\gamma_M = 1,25$$

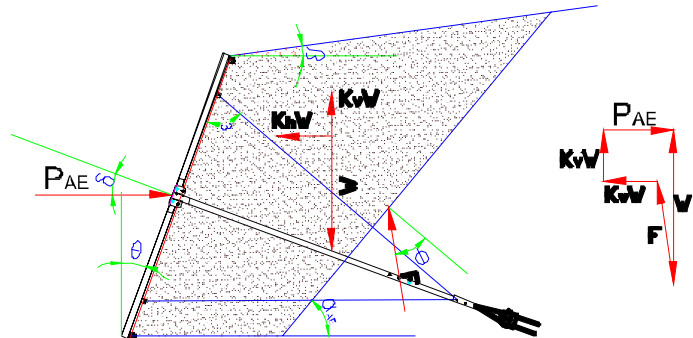
$$\operatorname{tg}(\varphi') = \operatorname{tg}(\varphi) / \gamma_M = 0,346$$

$$\varphi' = 21,32^\circ$$

$$\delta = 0^\circ \quad (\text{si considera nullo l'attrito tra il pannello del paramento ed il terreno})$$

$$\theta = 5,00^\circ \quad (\text{inclinazione massima paramento})$$

$$\alpha = 15^\circ \quad (\text{inclinazione massima terrapieno})$$



Per la caratterizzazione della spinta in fase sismica del terreno, insistente sulle strutture in progetto, si è utilizzata la formula di Mononobe – Okabe, riportata di seguito, attraverso la determinazione del coefficiente di spinta attiva  $K_{AE}$ :

$$P_{AE} = \frac{1}{2} K_{AE} \gamma H^2 (1 - k_v)$$

$$\psi = \arctan \frac{k_h}{1 - k_v}$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta - \psi)}{\cos \psi \cdot \cos^2 \theta \cdot \cos(\delta + \theta + \psi) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \sin(\varphi - \beta - \psi)}{\cos(\delta + \theta + \psi) \cos(\beta - \theta)}} \right]^2}$$

Utilizzando i parametri sopra riportati, si ottiene una spinta:

$$P_{AE} = 1.697,74 \text{ Kg} = 16,98 \text{ kN/ml}$$

Pertanto la pressione massima sulla struttura sarà

$$p_{\max} = 2 \times P_{AE} / h = 16,98 \text{ kN/mq.}$$

Imponendo la pressione massima ottenuta, uniformemente applicata sulla struttura, avremo un spinta equivalente di progetto pari a:

$$Q_d = \gamma_{Gsfav} \cdot p_{\max} \cdot b \cdot h = \mathbf{84,90 \text{ kN}}$$

La struttura, conservativamente, sarà dimensionata adottando la seguente spinta di progetto:

$$Q_d = \mathbf{150,00 \text{ kN}}$$

## STRUTTURA MONOANCORAGGIO DEL TIPO Ready-C 150

### RELAZIONE TECNICA E VERIFICA STRUTTURALE

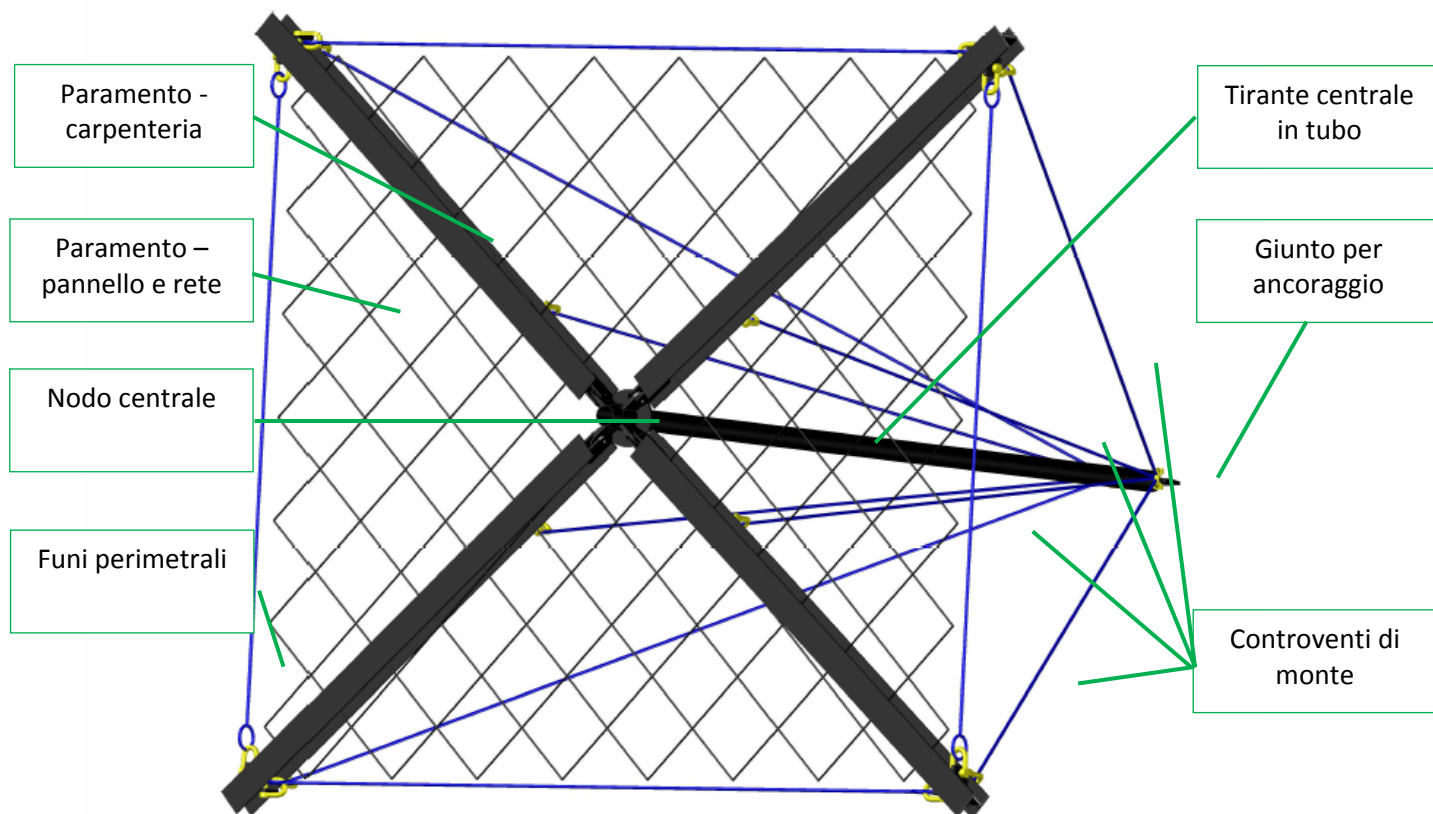
#### **1- PREMESSA**

Oggetto della presente relazione è il dimensionamento e la verifica strutturale dei componenti del sistema di consolidamento e stabilizzazione di versanti in terra/roccia mediante la struttura in acciaio del tipo Ready-C150 che di seguito viene descritta.

In merito alla verifica strutturale, questa sarà esposta nelle sue componenti principali. Il software utilizzato è PROSAP con licenza etime. La verifica è stata condotta in corrispondenza alle Norme Tecniche per le Costruzioni D.M. 14 gennaio 2008.

## 2- DESCRIZIONE GENERALE

La struttura monoancoraggio per consolidamento di terreni e versanti esaminata è del tipo ad ombrello con meccanismo di apertura automatico, le cui dimensioni sono, paramento da 2,50x2,00 m (base x altezza) e profondità pari a 2,20 m, in grado di resistere ad una spinta nominale di progetto  $Q_d$  pari a 150 kN.



*Figura 3 - Rappresentazione 3D schematica della struttura tipo READY-C e suoi principali componenti (vista lato valle)*

La struttura monoancoraggio tipo **Ready-C 150** è costituita dai seguenti componenti:

- paramento – carpenteria: realizzato con 4 profili cavi 70x70x54mm e piastre sagomate, in acciaio tipo S275, disposti a formare una croce di Sant'Andrea con snodo centrale tale da consentire una rotazione completa ed indipendente delle singole braccia;
- paramento – funi perimetrali: sono presenti due funi perimetrali, principale e secondaria. Entrambe sono realizzate in fune d'acciaio a norma della EN12385-4 / costruzione 6x19+WSC / grado 1960 N/mm<sup>2</sup> – diametro Ø12 mm, protetta dalla corrosione mediante un trattamento di zincatura a norma della EN 10244.
- paramento – schermo di contenimento: formato da rete metallica in filo di diametro Ø2,7 mm a maglia esagonale di dimensione 80x100 mm e nodi a doppia torsione, protetta

dalla corrosione con un rivestimento di zinco-alluminio a norma della EN 10244 oppure, opzionalmente, integrata da un rivestimento protettivo in polimero; Nel lato di monte alla rete principale può essere eventualmente sovrapposta una stuoia tridimensionale antierosione, per contenimento del detrito più fine;

- tiranti – tirante centrale in tubo: realizzato con un profilo tubolare acciaio tipo S275JR, sezione circolare diametro Ø60,3 spessore 4 mm, di lunghezza totale pari a circa 2200 mm, corredato di idonee predisposizioni realizzate in piastre e bulloneria secondo le specifiche di progetto per l'accoppiamento da un lato con il giunto centrale del paramento e dall'altro con il giunto di ancoraggio;
- giunto per ancoraggio: realizzato in acciaio S275JR con spessore 10 mm, ha funzione di collegamento tra tirante centrale in tubo, controventi di monte e l'ancoraggio al suolo. In fase di montaggio sarà collegato dall'Impresa esecutrice dei lavori all'ancoraggio, per mezzo di un grillo di idoneo carico. La protezione dalla corrosione avviene con un processo di zincatura a caldo secondo ISO 1461.
- tiranti – tiranti in fune: Controventi di monte: in numero di 4, realizzati in funi d'acciaio a norma della EN12385-4 / costruzione 6x19+WSC / grado 1960 N/mm<sup>2</sup> – diametro Ø12 mm, protetti dalla corrosione mediante un trattamento di zincatura a norma della EN 10244, collegati alla struttura mediante idonei accessori secondo le specifiche di progetto e disposti in modo tale da collegare le 4 travi della croce di Sant'Andrea con il giunto per ancoraggio. I manicotti dei controventi di monte sono in Alluminio a norma EN 13411-3.
- struttura d'ancoraggio: ancoraggio in fune costituito da doppia fune spiroidale redanciata Φ14 mm a norma EN12385-10 tipo 1x19 fili classe di resistenza filo 1770 N/mm<sup>2</sup>, con lunghezza da dimensionare in funzione dei parametri geotecnici del sito;
- bulloneria: in numero e posizione secondo le specifiche di progetto di classe 8.8 per i bulloni e di classe 8 per i dadi, protetti dalla corrosione mediante un trattamento di protezione a norma della UNI EN ISO 4042;
- morsetteria: a norma EN 13411-5 del tipo 1 in numero e nella posizione previste dalle norme stesse in funzione dei diametri delle funi e dei collegamenti da eseguirsi in opera, protetti dalla corrosione mediante un trattamento di protezione a norma della UNI EN ISO 4042;
- grilli ad omega: ad alta resistenza con coefficiente di sicurezza minimo pari a 6, in acciaio protetto dalla corrosione mediante un trattamento di protezione a norma della UNI EN ISO 4042, con portata e carico di rottura secondo le specifiche di progetto.

### 3- METODO DI ANALISI E CONDIZIONI DI CARICO

Gli stati limite ultimi delle opere di sostegno si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono le opere stesse.

L'analisi pseudostatica sarà effettuata mediante i metodi dell'equilibrio limite, pertanto il modello di calcolo dovrà comprendere l'opera di sostegno, il cuneo di terreno a tergo dell'opera, che si suppone in stato di equilibrio limite attivo, e gli eventuali sovraccarichi agenti sul cuneo suddetto.

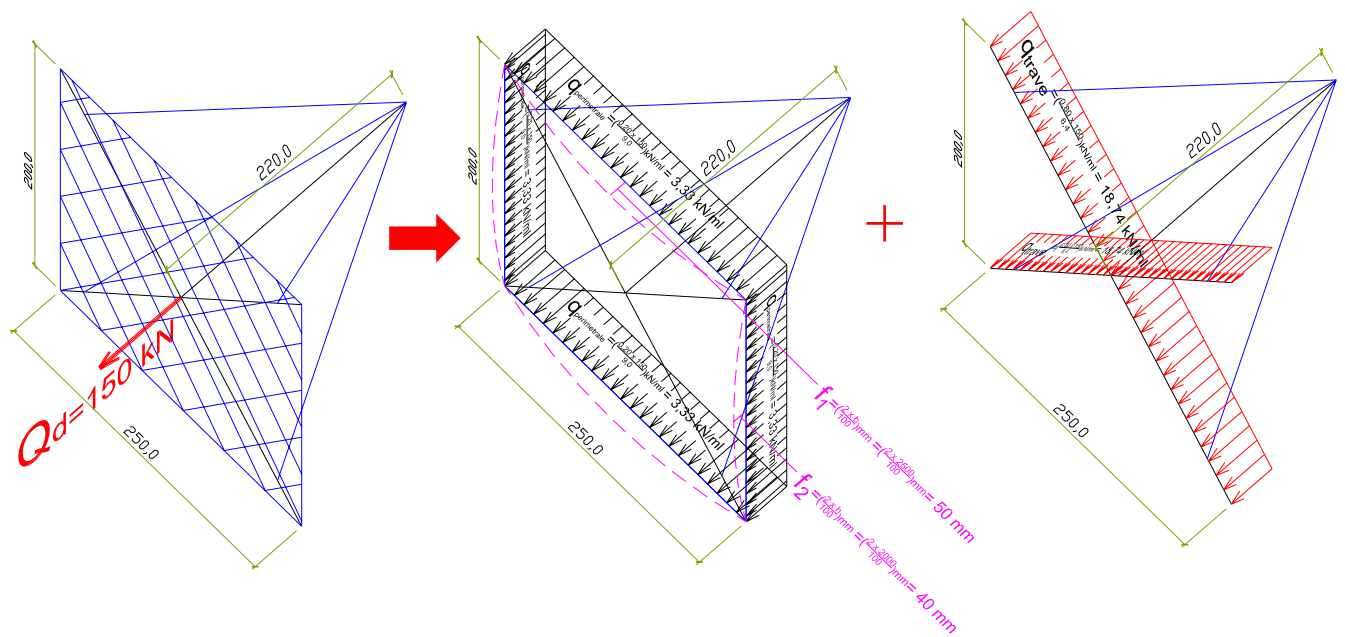
L'azione sismica sarà rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente.

Una volta determinata la pressione massima nelle braccia più sollecitate  $p_{max}$ , si determina l'azione di progetto nominale:

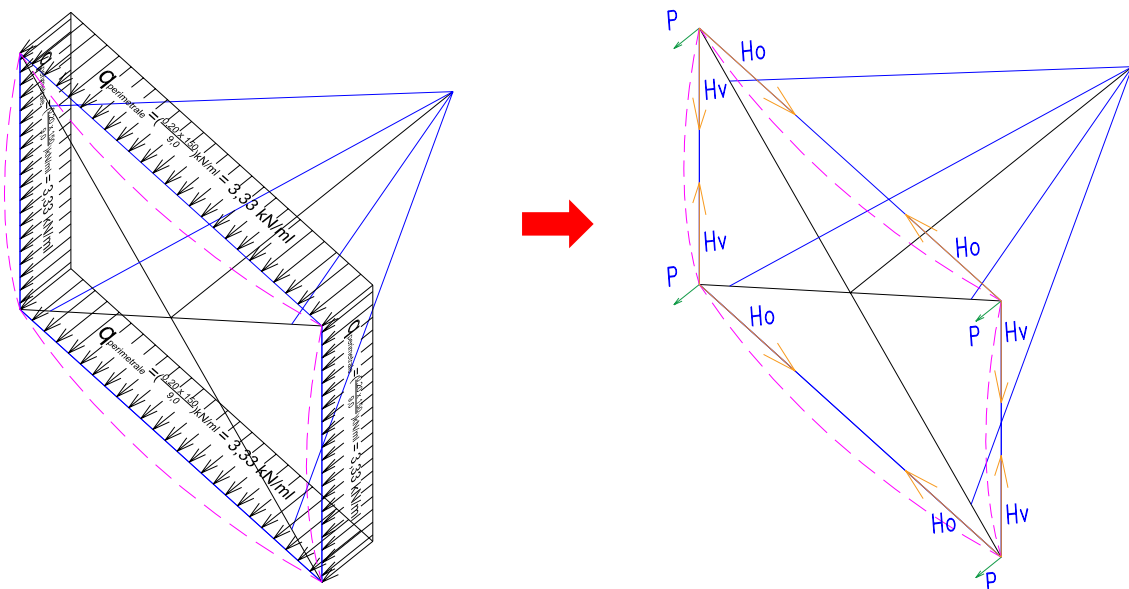
$$Q_d = \gamma \cdot p_{max} \cdot b \cdot h$$

L'analisi strutturale sarà eseguita secondo le seguenti ipotesi di distribuzione dell'azione nominale di progetto:

- 1) ripartizione carico totale tra travi e funi perimetrali: 20% funi perimetrali, 80% travi (tale ripartizione è ricavata da osservazioni sperimentali ed analisi su modelli non lineari)
- 2) distribuzione carichi su elementi: ripartizione uniforme dei carichi.
- 3) carico trasmesso dalla perimetrale alla trave: si ipotizza una freccia minima della fune perimetrale pari al 2/100 della luce (5 cm nel lato da 2,50 m; 4 cm sul lato da 2,00 m).

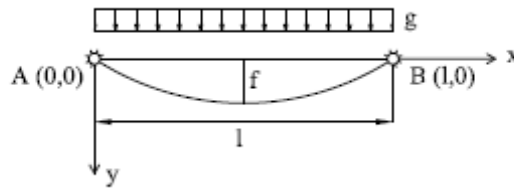


Di seguito sono svolte le analisi strutturali e le verifiche per una azione di progetto pari a 150 kN, il quale è il valore di progetto e verifica della struttura monoancoraggio in esame.



Il carico portato dalla fune, trasmette alla struttura principale delle forze trasversali alle travi (P), più delle forze nel piano del paramento ( $H_o$ ,  $H_v$ ) determinate con le formule riportate di seguito.





$$f = \frac{gl^2}{8H} \rightarrow H = \frac{gl^2}{8f}$$

Nell'ipotesi di  $\frac{f}{l} \ll \frac{1}{10} \rightarrow L = l \left( 1 + \frac{8}{3} \left( \frac{f}{l} \right)^2 \right)$

Le azioni così determinate ( $P$ ,  $H_0$  e  $H_v$ ), saranno applicate al modello strutturale agli elementi finiti realizzato per valutare la stabilità dei vari componenti in acciaio.

Nel caso in esame:

- $g$  = carico sulla fune perimetrale;
- $l$  = lunghezza della perimetrale considerata;
- $f$  = freccia della perimetrale considerata.

Quindi:

$$g = q_{\text{perimetrale}} = 0,2 \cdot Q_d / 2 \cdot (b+h) = 0,2 \cdot 150,0 / 2 \cdot (2,50+2,00) = 3,33 \text{ kN/ml}$$

$$f_1 = 2 \cdot h / 100 = 2 \cdot 2500 / 100 = 50 \text{ mm}$$

$$f_2 = 2 \cdot b / 100 = 2 \cdot 2000 / 100 = 40 \text{ mm}$$

$$P = q_{\text{perimetrale}} \cdot (b+h)/2 = 3,33 \cdot (2,50+2,0)/2 = 7,493 \text{ kN}$$

$$H_0 = q_{\text{perimetrale}} \cdot b^2 / 8 \cdot f_2 = 3,33 \cdot 2,5^2 / 8 \cdot 0,04 = 52,03 \text{ kN}$$

$$H_v = q_{\text{perimetrale}} \cdot h^2 / 8 \cdot f_1 = 3,33 \cdot 2,0^2 / 8 \cdot 0,05 = 41,63 \text{ kN}$$

Di seguito sono riportate le condizioni di carico applicate al modello strutturale agli elementi finiti.

## DATI INPUT

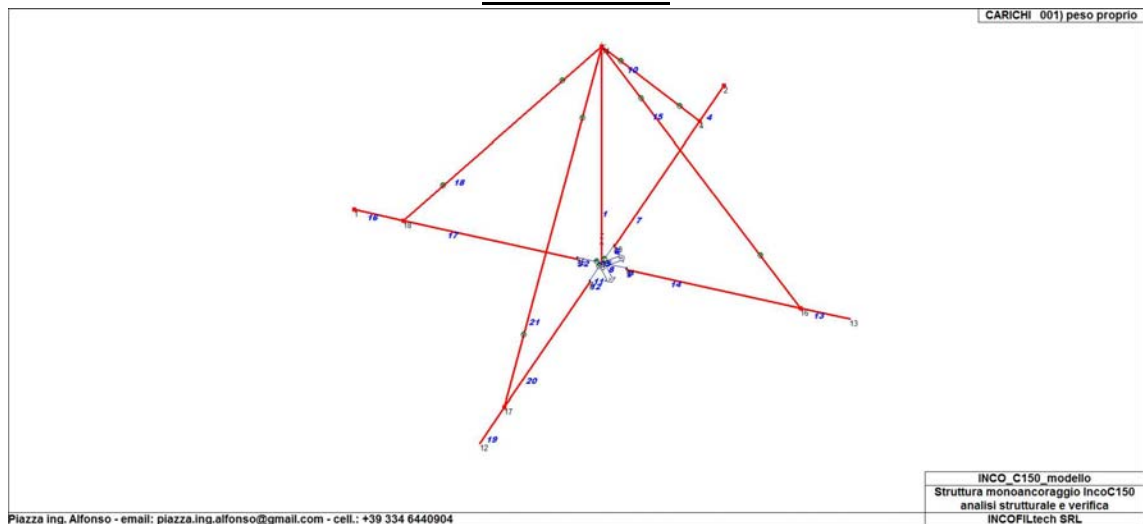


Figura 7 – Carichi: Peso proprio

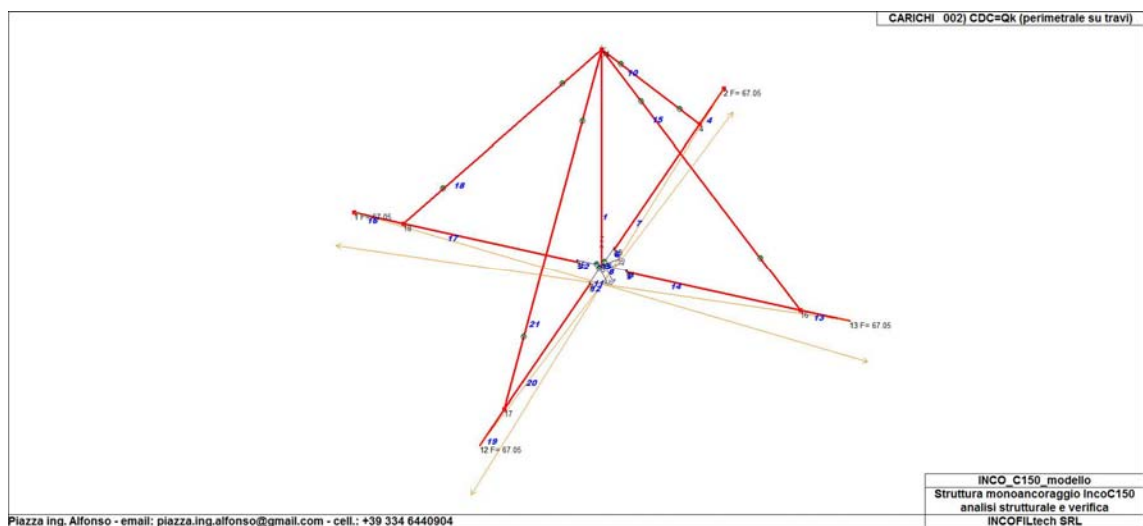


Figura 5 – Condizione di carico: Qk1 (perimetrale su travi)

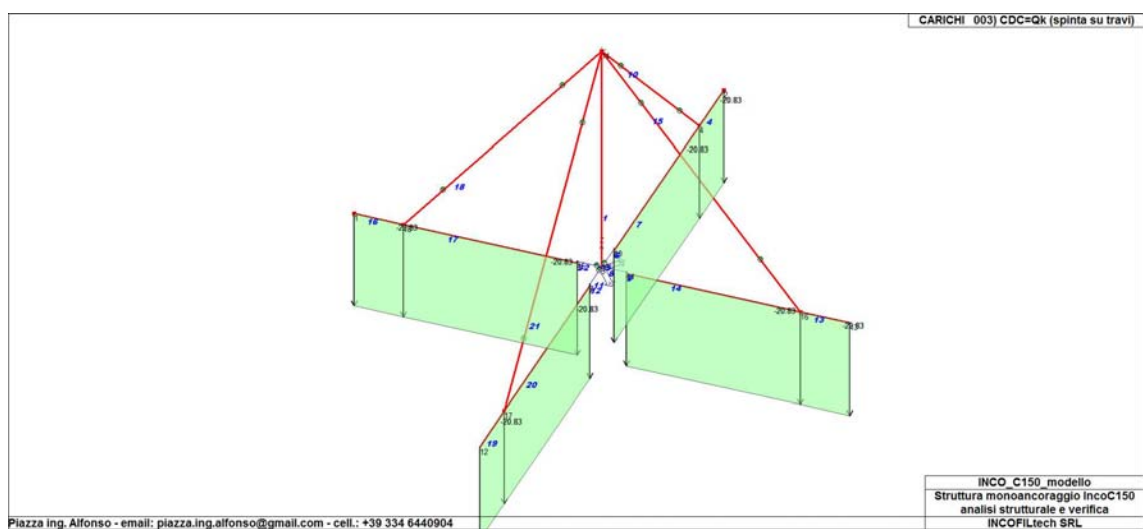


Figura 6 – Condizione di carico: Qk2 (spinta su travi)

#### 4- VERIFICA STRUTTURALE

Sono state effettuate le analisi strutturali e le verifiche sulla struttura monoancoraggio in esame per un'azione di progetto Qd pari a 150 kN.

Come si potrà osservare dai grafici riportati di seguito (figure da 7 a 15), derivanti dall'analisi effettuata con programma FEM, la struttura risulta verificata, essendo il coefficiente massimo di sfruttamento degli elementi in acciaio S275Jo pari a 0,85 per le braccia, mentre il tirante in tubo ha un coefficiente di sfruttamento massimo pari a 0,10.

Coefficiente max verifica a Flessione:       $0,85 < 1$       **VERIFICATO**

Coefficiente max verifica M-V-N:       $0,81 < 1$       **VERIFICATO**

Coefficiente max verifica a taglio:       $0,2 < 1$       **VERIFICATO**

Si riportano di seguito i risultati ottenuti dall'analisi agli elementi finiti.

Nel paragrafo successivo verrà effettuata, a corredo della verifica degli elementi in acciaio della struttura in carpenteria, la verifica degli elementi in fune (fune perimetrale e stralli), sulla base dei risultati ottenuti dall'analisi effettuata con programma FEM.

L'ultimo paragrafo riporta il dimensionamento degli ancoraggi in doppia fune spiroidale e rinforzo circolare di testa; tali ancoraggi risultano necessari per la stabilizzazione del versante esaminato e il corretto aggancio delle strutture monoancoraggio.

## RISULTATI

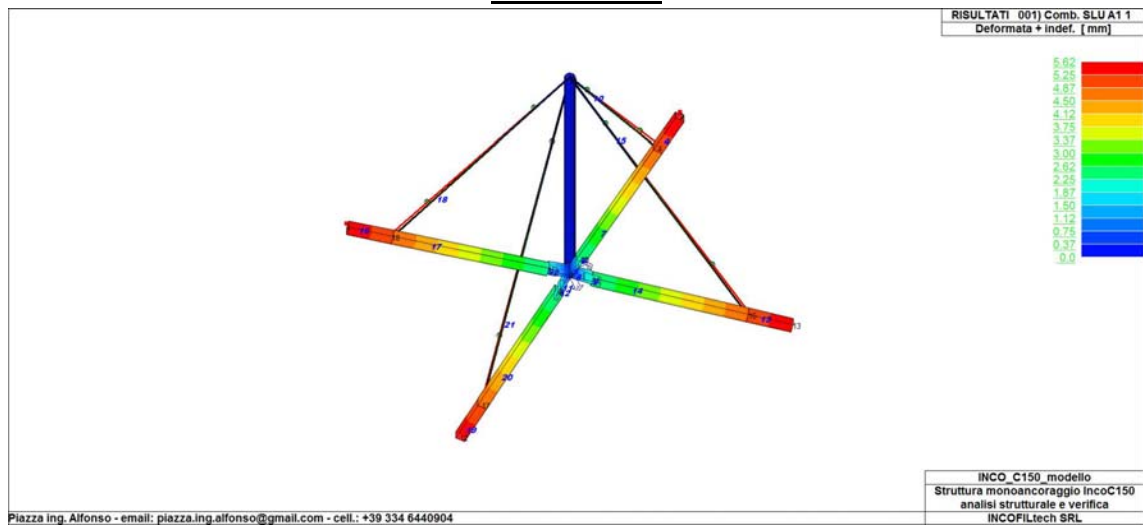


Figura 7 – Combinazione SLU: Deformata + indeformata (mm)

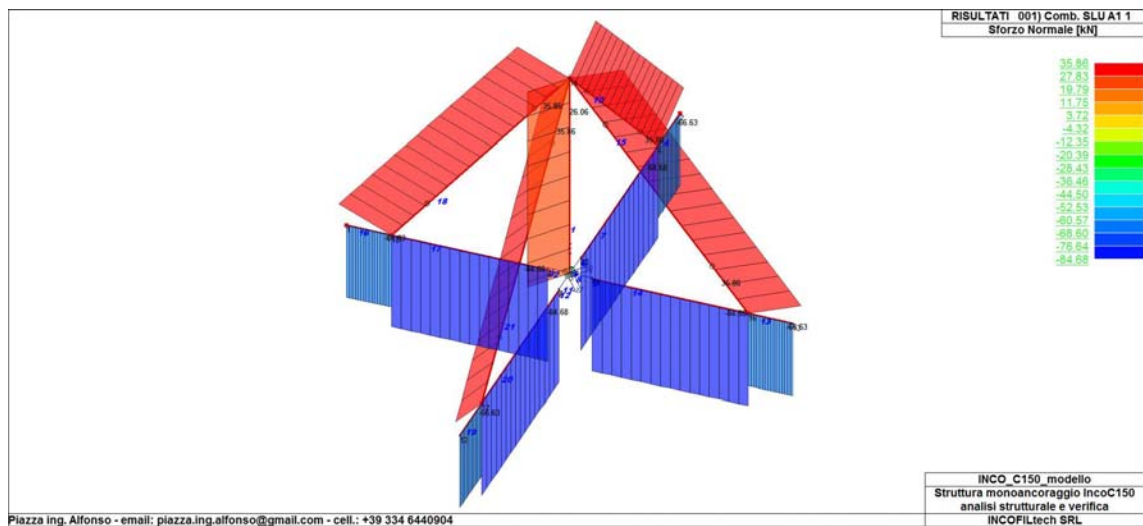


Figura 8 – Combinazione SLU: Sforzo normale (kN)

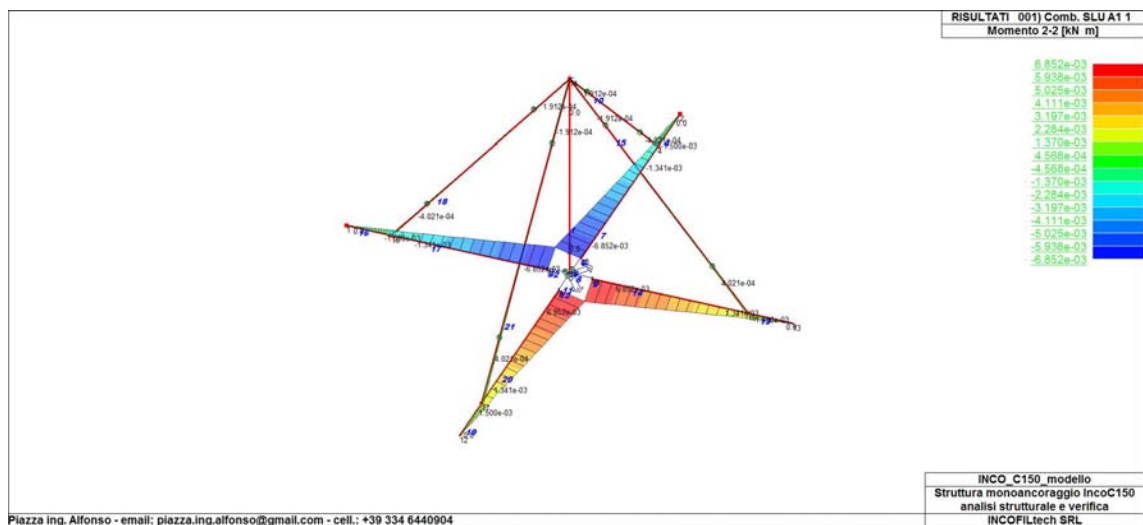


Figura 9 – Combinazione SLU: Momento 2-2 (kN m)

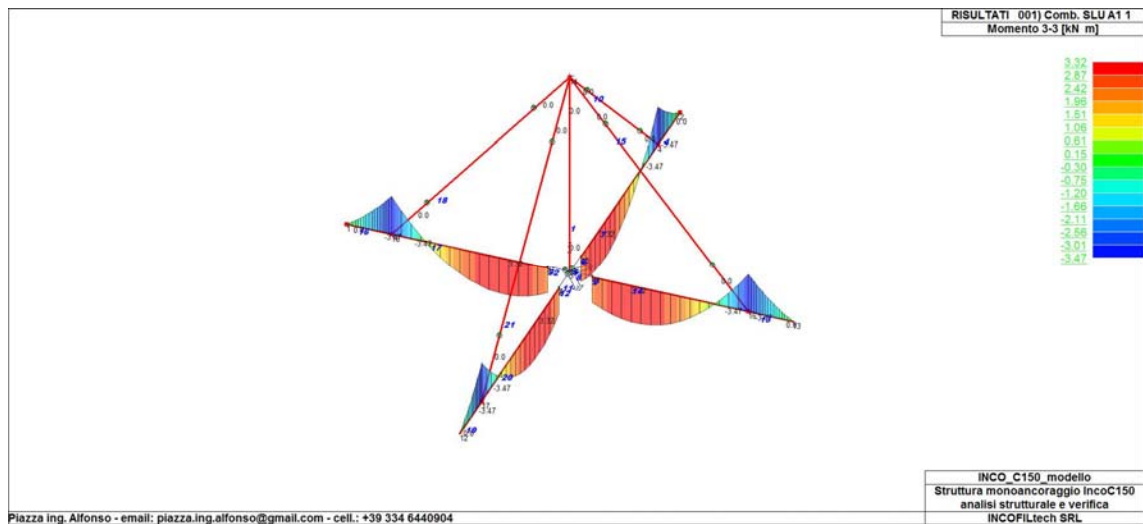


Figura 10 – Combinazione SLU: Momento 3-3 (kN m)

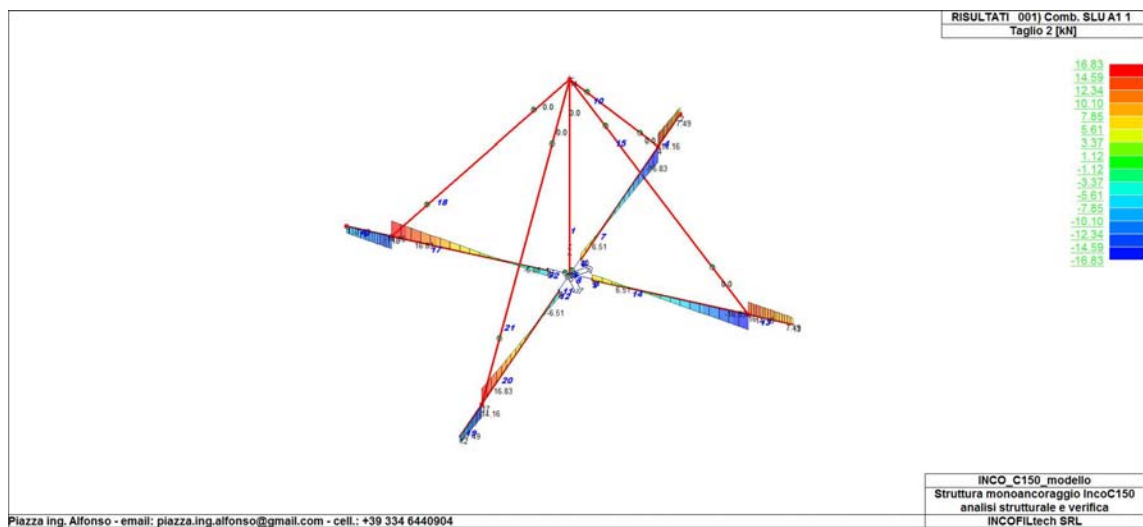


Figura 11 – Combinazione SLU: Taglio (kN)

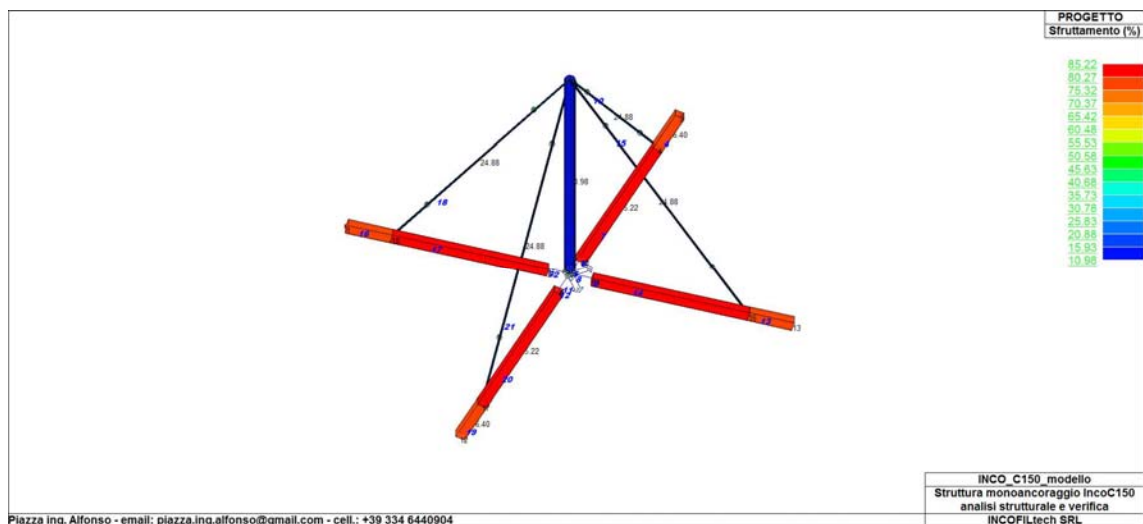


Figura 12 – Sfruttamento (%)

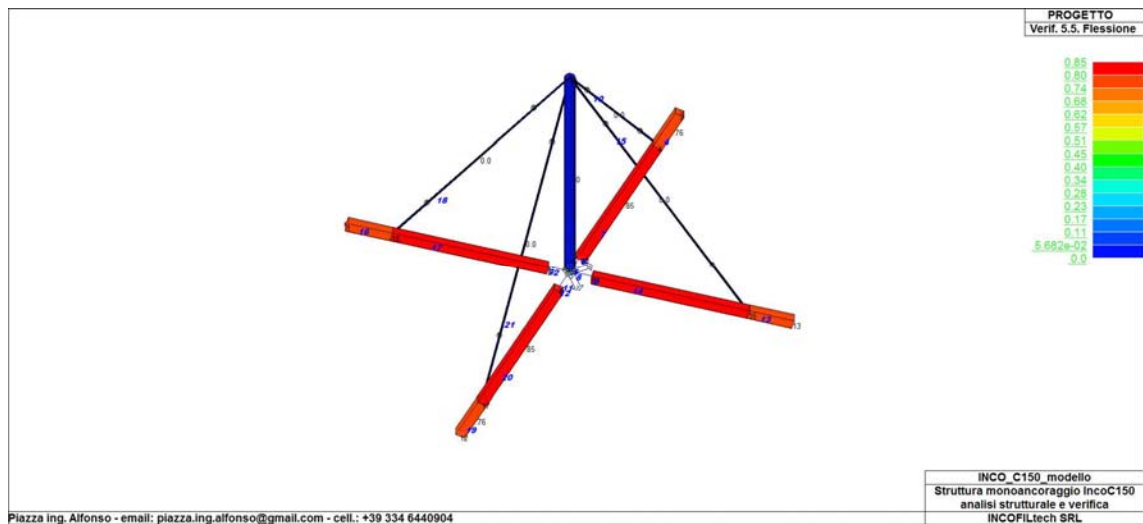


Figura 13 – Verifica Flessione

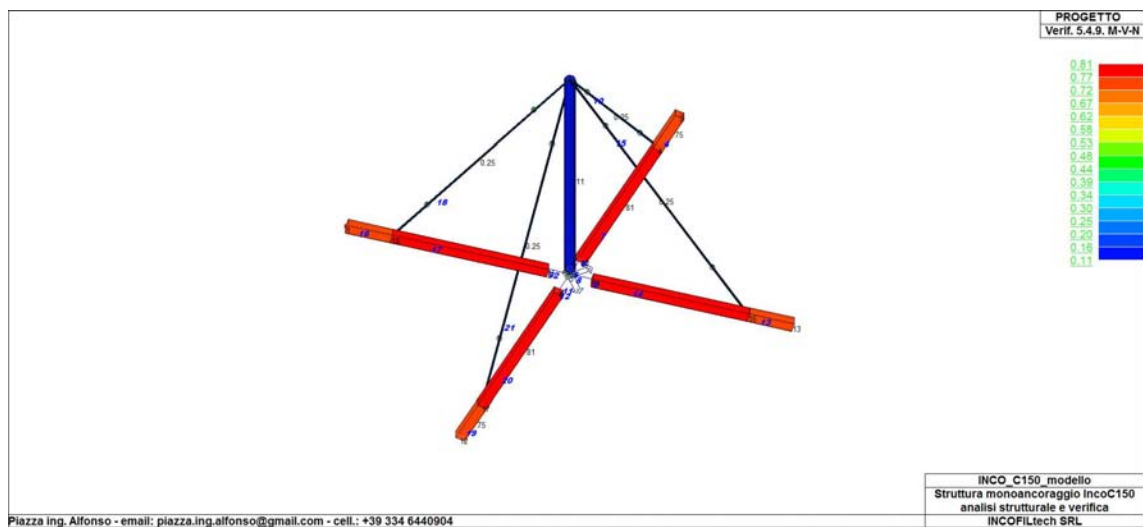


Figura 14 – Verifica M-V-N

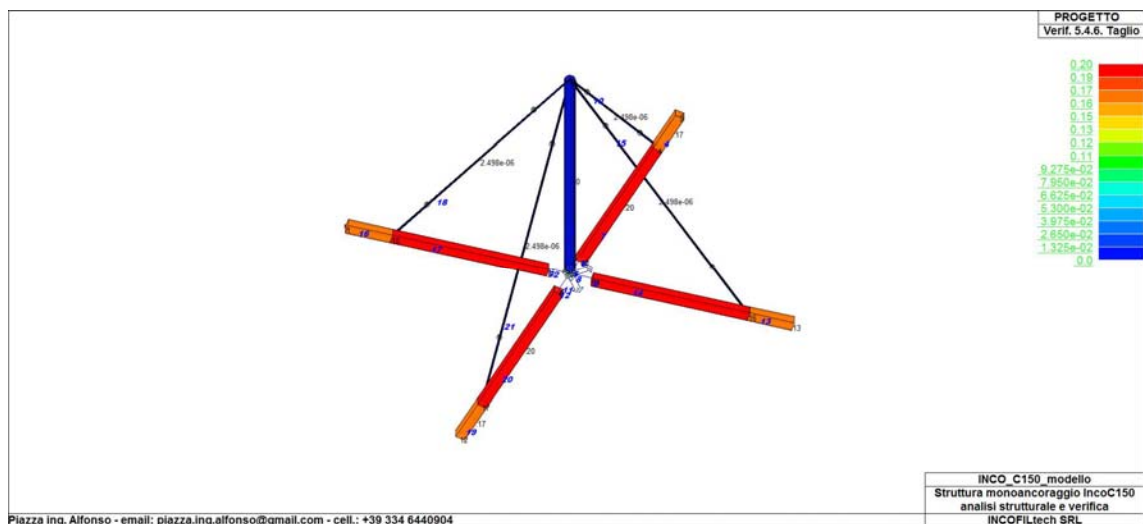


Figura 15 – Verifica Taglio

## 5 – VERIFICA ELEMENTI IN FUNE

### 5.a – Fune perimetrale

Si utilizza una fune di diametro 12 mm, costruzione 6x19+WSC e grado 1960 N/mm<sup>2</sup>, il tiro massimo calcolato ipotizzando una percentuale del carico totale pari al 20% (ipotesi esposta in precedenza e validata da osservazioni sperimentali) è:

$$T_{Ed} = H_O = q_{\text{perimetrale}} \cdot b^2/8 \cdot f_1 = 3,33 \cdot 2,5^2 / 8 \cdot 0,05 = 52,03 \text{ kN}$$

#### Caratteristiche materiali

##### *Fune in acciaio 6x19+WSC*

Resistenza a trazione fune EN12385/ 6x19+WSC /  $\phi = 12 \text{ mm}$

$$C_r^{\text{fune}} = 102,2 \text{ kN}$$

$$T_{Rd} = \frac{C_R^{\text{fune}}}{\gamma_M} = 75,7 \text{ kN}$$

Dove il coefficiente risulta:

$$\gamma_M = 1,35$$

Conseguentemente si verifica:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} = \frac{52,03}{75,7} = 0,69 < 1 \quad \textbf{VERIFICATO}$$

### 5.b – Strallo

Si utilizzano 4 funi di diametro 10 mm, costruzione 6x19+WSC e grado 1960 N/mm<sup>2</sup>, il tiro massimo ricavato dall'analisi con il FEM (vedi Figura 11 – Combinazione SLU: Sforzo normale) è pari a:

$$T_{Ed} = 35,86 \text{ kN}$$

#### Caratteristiche materiali

##### *Fune in acciaio 6x19+WSC*

Resistenza a trazione fune EN 12385/ 6x19+WSC /  $\phi = 10 \text{ mm WSC}$

$$C_r^{\text{fune}} = 71,0 \text{ kN}$$

$$T_{Rd} = \frac{C_R^{\text{fune}}}{\gamma_M} = 52,6 \text{ kN}$$

Dove il coefficiente risulta:

$$\gamma_M = 1,35$$

Conseguentemente si verifica:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} = \frac{35,86}{52,6} = 0,68 < 1 \quad \underline{\text{VERIFICATO}}$$

#### 5c. - Ancoraggio

Ogni struttura monoancoraggio del tipo Ready-C 150 necessita di essere opportunamente collegata ad una fondazione con ancoraggio profondo in doppia fune spiroidale. Di seguito si espone il suo dimensionamento.

#### Caratteristiche generali fondazione

##### *Ancoraggio in fune*

Perforazione eseguita con attrezzatura a rotoperussione fondo foro diametro  $\varnothing_{\min}=90$  mm, **lunghezza ancoraggio nel bedrock  $L=3,00$  m**, doppia fune spiroidale redanciata  $\phi 14$  mm a norma EN12385-10 tipo 1x19 fili classe di resistenza filo  $1770 \text{ N/mm}^2$ , **lunghezza cementata  $3.000$  mm**, a cui si aggiunge la lunghezza libera da definire in fase di esecuzione in funzione della stratigrafia rilevata, ma in ogni caso  $> 2,00$  m.

##### *Boiacca di iniezione per chiodi in barra*

Miscela cementizia di classe minima  $R_{ck \min} 30 \text{ N/mm}^2$ , cemento tipo R 32,5, rapporto  $A/C=0,35/0,40$ , additivo fluidificante e antiritiro, iniezione da fondo foro con tubo in unica tornata (I.G.U.), pressione minima di iniezione  $p_{\min} = 5$  bar e volume minimo iniettato:

$$V_{\min} = 1,5 V_{\text{teorico}}$$

#### Caratteristiche materiali

##### *Fune spiroidale*

Resistenza a trazione fune EN13385-10 / 1x37 /  $\phi 14$  mm

$$C_r^{\text{fune}} = 182,6 \text{ kN}$$

##### *Boiacca di cemento*

Resistenza a compressione malta cementizia

Resistenza caratteristica cubica

Coefficiente di sicurezza

Aderenza barra – malta cementizia

Tensione tangenziale ammissibile

$$\begin{aligned} f_{cd} &= \frac{R_{ck}}{\gamma_{m,c}} = 15,8 \text{ N/mm}^2 \\ R_{ck} &= 30 \text{ N/mm}^2 \\ \gamma_{m,c} &= 1,9 \\ \tau_b &= 1,5 \times \tau_{co} = 0,9 \text{ N/mm}^2 \\ \tau_{co} &= 0,6 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$



Sono riportate di seguito le verifiche sulle fondazioni eseguite in accordo alle Norme Tecniche per le Costruzioni D.M. 14 gennaio 2008:

- Stato limite ultimo di tipo strutturale (STR): tensione massima di trazione sull'ancoraggio
- Stato limite ultimo di tipo geotecnico (GEO): sfilamento dell'ancoraggio nell'interfaccia fune-malta cementizia;
- Stato limite ultimo di tipo geotecnico (GEO): sfilamento ancoraggio nell'interfaccia malta cementizia-terreno/roccia;

#### SLU di tipo strutturale (STR)

Per la verifica della tensione massima di trazione sull'ancoraggio secondo le Norme Tecniche per le Costruzioni del 2008, si utilizzerà l'Approccio 1, Combinazione 1:

$$A1 "+" M1 "+" R3$$

Massima azione di progetto (trazione in asse alla redancia):  $T_{Ed} = 150,0 \text{ kN}$

Resistenza di progetto (Carico di rottura di progetto ancoraggio):

$$T_{Rd} = R_{a,d} = \frac{R_{ak}}{\gamma_a} = \frac{2 \cdot C_r^{fune}}{\gamma_a \cdot f_r} = 243,4 \text{ kN}$$

dove:

- $C_r^{fune}$ : carico di rottura fune singola = 182 kN
- configurazione R1  $\rightarrow \gamma_a = 1,2$  (tirante permanente)
- $f_r$ : coefficiente di riduzione carico per curvatura fune su redancia  $f_r = 1,25$

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} = \frac{150,0}{243,4} = 0,61 < 1 \quad \underline{\text{VERIFICATO}}$$

### SLU di tipo geotecnico (GEO)

- sfilamento ancoraggio nell'interfaccia fune-malta cementizia;

Per la verifica dello sfilamento dell'ancoraggio nell'interfaccia fune-malta cementizia; secondo le Norme Tecniche per le Costruzioni del 2008, si utilizzerà l'Approccio 1, Combinazione 1:

$$A1 "+" M1 "+" R3$$

Massima azione di progetto (trazione in asse alla redancia):  $T_{Ed} = 150,00 \text{ kN}$

Resistenza di progetto (aderenza caratteristica fune - cls)  $R_{a;d} = A_{lat}^{funi} \cdot f_{bd} = 361,18 \text{ kN}$

dove:

$$A_{lat}^{funi} : \text{Area laterale trefoli } A_{lat}^{funi} = n \cdot \pi \cdot \Phi \cdot \beta \cdot L = 201.776 \text{ mm}^2$$

$\Phi$ : diametro fune = 14 mm

$L_b$ : lunghezza ancoraggio fune 2700 mm

$n$ : numero funi componenti l'ancoraggio  $n=2$

$\beta$ : Coefficiente di riduzione della superficie laterale per la presenza della doppia fune = 0,85

$$R_{ck} = 30,0 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 24,9 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2,56 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctk} = 0,7 \cdot f_{ctm} = 1,79 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{bk} = 2,25 \cdot \eta \cdot f_{ctm} = 4,03 \text{ N/mm}^2 \quad (\eta=1,0 \text{ per diametri} < 32 \text{ mm})$$

$$f_{bd} = \frac{f_{bk}}{\gamma_c \cdot 1,5} = 1,79 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} = \frac{150,0}{361,18} = 0,42 < 1 \quad \text{VERIFICATO}$$

### SLU di tipo geotecnico (GEO)

- sfilamento ancoraggio nell'interfaccia malta cementizia-terreno/roccia;

Per la verifica dello sfilamento dell'ancoraggio nell'interfaccia fune-malta cementizia; secondo le Norme Tecniche per le Costruzioni del 2008, si utilizzerà l'Approccio 1, Combinazione 1:

$$A1 "+" M1 "+" R3$$

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.6.I.

Massima azione di progetto (trazione in asse alla redancia):  $T_{Ed} = 150,00$  kN

La resistenza di progetto è calcolata tramite le formule seguenti:

$$R_{a,d} = \frac{R_{a,k}}{\gamma_R} = 351,7 \text{ kN}$$

$\gamma_R$  rappresenta il coefficiente parziale della resistenza dell'ancoraggio, 1,2 nel caso in esame:

| TIPOLOGIA DEGLI ANCORAGGI | Simbolo         | Coeff. Parziale |
|---------------------------|-----------------|-----------------|
| Temporanei                | $\gamma_{Ra,t}$ | 1.10            |
| Permanenti                | $\gamma_{Ra,p}$ | 1.20            |

$R_{a,k}$  è il valore della resistenza caratteristica, calcolata come di seguito:

$$R_{a,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{a,c})_{medio}}{\xi_{a,3}}; \frac{(R_{a,c})_{min}}{\xi_{a,4}} \right\} = 422 \text{ kN}$$

| Numero profili d'indagine | 1   | 2    | 3    | 4    | $\geq 5$ |
|---------------------------|-----|------|------|------|----------|
| $\xi_{a,3}$               | 1.8 | 1.75 | 1.70 | 1.65 | 1.60     |
| $\xi_{a,3}$               | 1.8 | 1.70 | 1.65 | 1.60 | 1.55     |

I valori medio e minimo delle resistenze  $R_{a,c}$  (resistenza di calcolo a sfilamento del tirante), si calcolano utilizzando i parametri geotecnici caratteristici del terreno dedotti dai risultati di prove di laboratorio.

La resistenza allo sfilamento del tirante  $R_{a,c}$  è stata calcolata con le relazioni di Schneebeli:

$$R_a = \pi \cdot D_p \cdot L \cdot \tan \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right) \cdot \operatorname{sen} \varphi \cdot \frac{1 + e^{2 \cdot \pi \cdot \tan \varphi}}{2} \cdot \gamma \cdot z = 549 \text{ kN}$$

dove:

|                                                                             |                        |
|-----------------------------------------------------------------------------|------------------------|
| $D_p$ (diametro di perforazione)                                            | = 90 mm;               |
| $L$ (lunghezza della zona ancorata)                                         | = 3000 mm              |
| $z$ (profondità del punto medio del tratto ancorato)                        | = 4260 mm              |
| $\gamma$ (peso di volume minimo del terreno soprastante il tratto ancorato) | = 14 kN/m <sup>3</sup> |

Una volta calcolata  $R_{a,c}$ , il valore della resistenza caratteristica  $R_{a,k}$  si è ottenuto tenendo conto dei profili d'indagine, 1 nel caso in esame, per cui:

$$\xi_{a,3} = 1,80$$

$$\xi_{a,3} = 1,80$$

$$R_{a,k} = 305 \text{ kN}$$

$$R_{a,d} = 169.44 \text{ kN}$$

Dalla verifica si ottiene:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} = \frac{150}{169,44} = 0,885 < 1 \quad \underline{\text{VERIFICATO}}$$

Riepilogando, ciascuna struttura del tipo READY-C 150 sarà ancorata per mezzo di ancoraggi in doppia fune spiroidale d.14 mm 1x19 1770 N/mm<sup>2</sup>, di lunghezza  $> L = 5,00$  m in funzione della stratigrafia rilevata in fase di esecuzione.

Tali ancoraggi saranno tipo RRA – Reinforced Rope Anchorage, con rinforzo circolare di testa in acciaio meccanico e protezione con tubo in acciaio INOX.

### C - CALCOLO DELLA CONDOTTA ACQUE METEORICHE (INTERVENTO TIPO "C")

E' stato effettuato un calcolo di verifica della sola condotta per la raccolta delle acque meteoriche nell'AREA N°2 (in Tav. n° 15, Intervento di tipo "C"), atteso che quella dell'AREA N°1 riguarda la raccolta di acque piovane relativa a pochi fabbricati, ampiamente sovradimensionata.

Il bacino idrografico sotteso dalla canalizzazione in Area N°2, maggiorato ai fini di sicurezza, ha una superficie di mq. 5.000. Trattandosi di un'area fortemente antropizzata, con vie lastricate a cemento, l'acqua che cade defluisce interamente; pertanto è ipotizzabile, anche a favore di sicurezza, che il coefficiente di deflusso sia pari all'unità.

Si considera per il calcolo della portata la pioggia massima di durata oraria con un tempo di ritorno di anni 50, secondo i dati forniti dal Servizio Idrologico Regionale il quale ha un pluviometro proprio a Tarsia. Per tale pioggia la portata oraria che si forma è:

$$5.000 \text{ mq} \times 0,05 \text{ ml} = 250 \text{ mc/h}; \quad 250 \text{ mc/s} / 3.600 = \mathbf{0,069 \text{ mc/s}} = 69 \text{ l/s}$$

#### VERIFICA DELLA SEZIONE ADOTTATA (Ø 300 mm)

S tubazione = **0,0707 mq** (sezione idrica)

P tubazione = 0,942 ml (contorno bagnato)

Lunghezza tratto esaminato = 100 ml; differenza di quota = 50 ml;  $i = 50/100 = \mathbf{0,50}$  (pendenza)

Il raggio idraulico  $R = S/P$  è pari a 0,0751 ml

Adottando il coefficiente 0,06 (superficie liscia -  $\gamma$  di Manning) si ottiene il coefficiente

$\chi$  di Bazin = 71,37

Applicando la formula di Chezy  $v = \chi \cdot \text{radquad } R \cdot i$

si ottiene la velocità del fluido pari a **13,83 m/s**

Di conseguenza la portata sarà:  $Q = v \times S = 13,83 \times 0.0707 = \mathbf{0,977 \text{ mc/s.}}$

Dal che risulta VERIFICATA la condotta alla portata di progetto.

IL PROGETTISTA

ing. Giuseppe Infusini



**REGIONE CALABRIA**

**COMUNE DI TARSIA**

Provincia di COSENZA

---

**PROGETTO ESECUTIVO**

---

**INTERVENTI URGENTI DI CONSOLIDAMENTO DELLE  
AREE IN FRANA A RIDOSSO DEL CENTRO ABITATO**

**TAV. N°23**

**PIANO PARTICELLARE D'ESPROPRIO**

Progettista  
ing. Giuseppe Infusini



## RELAZIONE ESPLICATIVA D'ESPROPRIO

### 1 - Premessa

L'Amministrazione Comunale di Tarsia, considerato che il fronte meridionale del versante su cui insiste il centro abitato (ricadente in area R3 ed R4 per come definita dal P.A.I. Regionale) ha subito gravi danni a seguito dei passati e noti nubifragi, intende realizzare gli interventi urgenti volti alla messa in sicurezza dal rischio frana.

Ne consegue, vista la finalità delle opere, che trattasi di interventi di pubblica utilità, per cui si rende necessaria espropriare l'area indicata nella planimetria catastale allegata e nel relativo quadro particellare d'esproprio.

L'area da espropriare risulta ricadente nelle zona definita Agricola (zona E) in base al vigente strumento urbanistico nel Comune di Tarsia (Variante al P.R.G.).

### 2- Calcolo dell'indennità di esproprio

Per il calcolo dell'indennità di esproprio si considera il terreno di natura agricola e si applicano i valori agricoli medi determinati dalla commissione provinciale espropri di Cosenza per la Regione Agraria n°13 (anno 2014), e si fa riferimento alle direttive impartite dalla Regione Calabria con le circolari n° 22622 dell'11.12.1984, n°12308 dell'11.07.1986, n°725 del 27.01.1987, n°3502 del 10.03.1989, n°741 del 26.01.1990, n°3484 dell'1.04.1992, n°11062 del 16.11.1992, n°12867 dell'1.10.1997, nota n° 13314 del 16.09.1998, circ. n°7751 del 6.7.2000 ed alla Legge n°765 del 22.10.1971, n°359 del dell'8.08.1992, art. 5 bis. Si è osservato, inoltre, il contenuto del DPR n°327 del 08.06.2001 e succ. mod. (Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia di espropriazione per la pubblica utilità aggiornato, da ultimo, con le modifiche apportate da D.L. 12 settembre 2014, n°133, convertito, con modificazioni, dalla L. 11 novembre 2014, n°164) e la Circ. Reg. Cal. prot. N°239 del 21.01.2004.

Ai sensi e per gli effetti delle leggi e circolari sopra richiamate si applicano i valori agricoli medi pubblicati in data **24 marzo 2015** dal BUR Calabria, per la Regione Agraria n°13 in cui ricade il Comune di Tarsia e per il tipo di coltura effettivamente praticata, prevedendo, nel caso di cessione bonaria, la maggiorazione del 50%, e nel caso che il terreno da espropriare sia coltivato dal proprietario coltivatore diretto (art. 17 L. 865/71), la triplicazione dell'indennità di espropriazione. E' bene precisare, però, che tale ultima condizione non sussiste in questo caso, in quanto trattasi di terreni con fronti acclivi, incolti e privi di vegetazione significativa.

Pertanto, riferendosi al terreno interessato riportato nel quadro particellare d'esproprio allegato (classificato qualità uliveto di I<sup>a</sup>), si otterrà un importo d'indennità d'esproprio pari ad **€ 1.690,74** che interessa una superficie di terreno di mq **620**.

### 3. Indennità di asservimento

Non sono previste indennità di asservimento in quanto la condotta delle acque piovane da realizzarsi nell'area indicata con il numero 1 nella planimetria degli interventi, sarà collocata sullo stesso tracciato del collettore fognante già esistente, per il quale esiste di fatto l'asservimento. La condotta che sarà realizzata nell'area n°2, invece, occuperà esclusivamente terreno di proprietà comunale.

### 4 - Indennità di occupazione

Il nuovo T.U. sull'espropriazione, DPR n°327 del 08.06.2001 e succ. mod. e la Circ. Reg. Cal. prot. N°239 del 21.01.2004, stabiliscono (art. 50), indifferentemente se trattasi di aree a destinazione agricola o edificabile (al contrario di quanto era normato a seguito della sentenza della C. Cass. N°493 del 20.01.1998), che l'indennità di occupazione viene calcolata in ragione dell'8,333% (1/12) annuo dell'indennità di esproprio (circ. Reg. Calabria n°12308 dell'11.7.1986 par. 6b). Per i terreni interessati è stato considerato un periodo di occupazione pari ad un anno. Pertanto si avrà:

Eg. 35, p.lla n°255: (ditta Castiglia Giovanni ed altri)

Indennità base = € 1.690,74

Indennità di occupazione = € 1.690,74 x 0.0833 = **€ 140,90**

Eg. 35, p.lla n°251: (ditta eredi Siciliano)

Considerando una superficie pari a 500 mq di area occupata per la collocazione del cantiere si otterrà:

Indennità base € 1,82 (uliveto di I^) x mq 500 + 50% = € 1.365,00

Indennità di occupazione = € 1.365 x 0.0833 = **€ 113,70**

### 5 – Indennità complessiva

L'indennità complessiva dei beni soggetti ad esproprio, ivi compresa l'indennità di occupazione, risulta dal seguente prospetto:

|                                      |                   |
|--------------------------------------|-------------------|
| Indennità di esproprio.....          | € 1.690,74        |
| Indennità di occupazione.....        | € 254,60          |
| Oneri connessi con gli espropri..... | <u>€ 1.796,45</u> |
| <b>TOTALE .....</b>                  | <b>€ 3.741,79</b> |

Per gli ulteriori informazioni riguardanti il calcolo dell'indennità, le ditte interessate e l'identificazione del terreno, si rimanda all'apposita planimetria, all'elenco ditte ed al quadro particellare allegati alla presente relazione.

IL PROGETTISTA

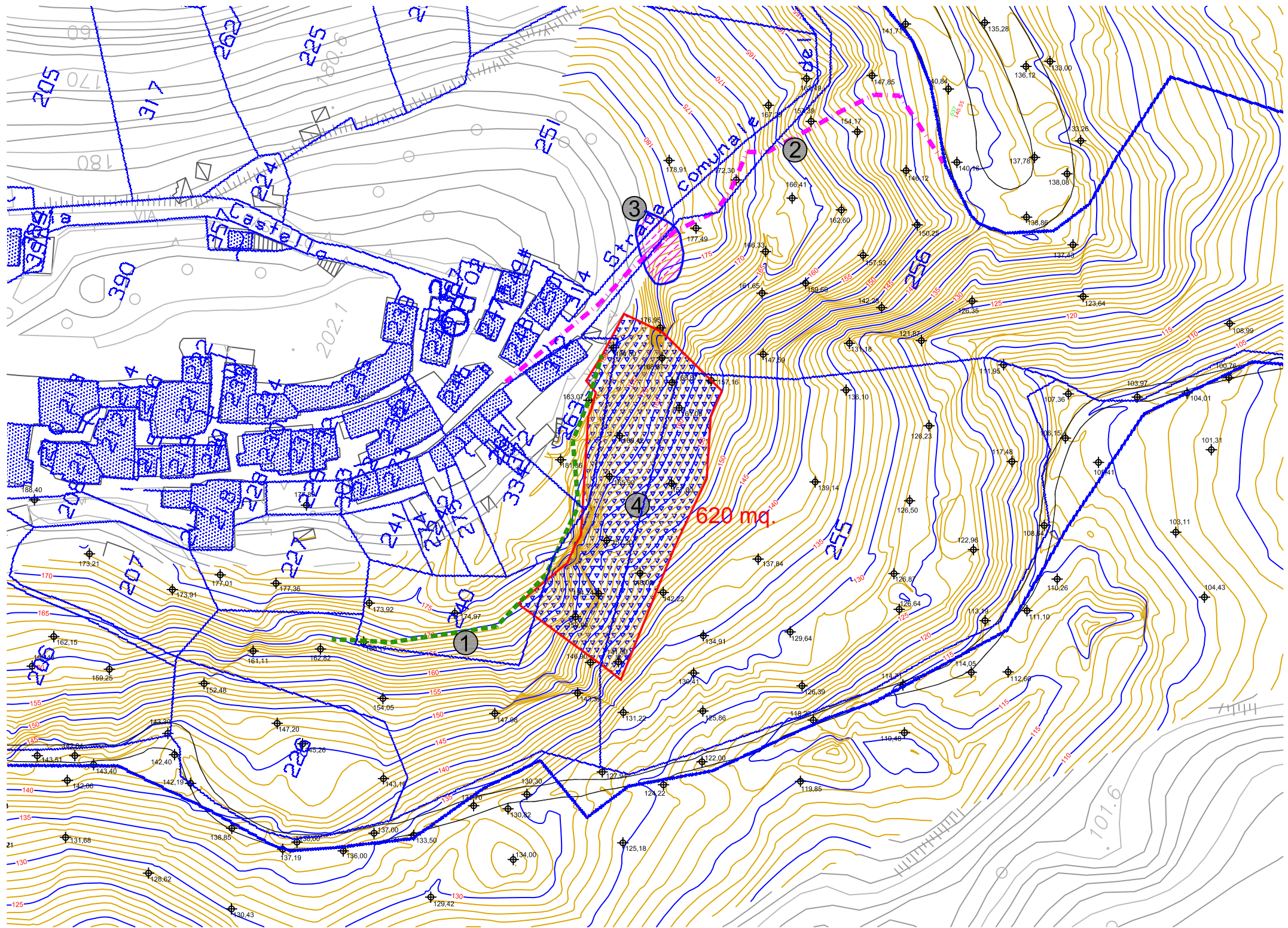
ing. Giuseppe Infusini

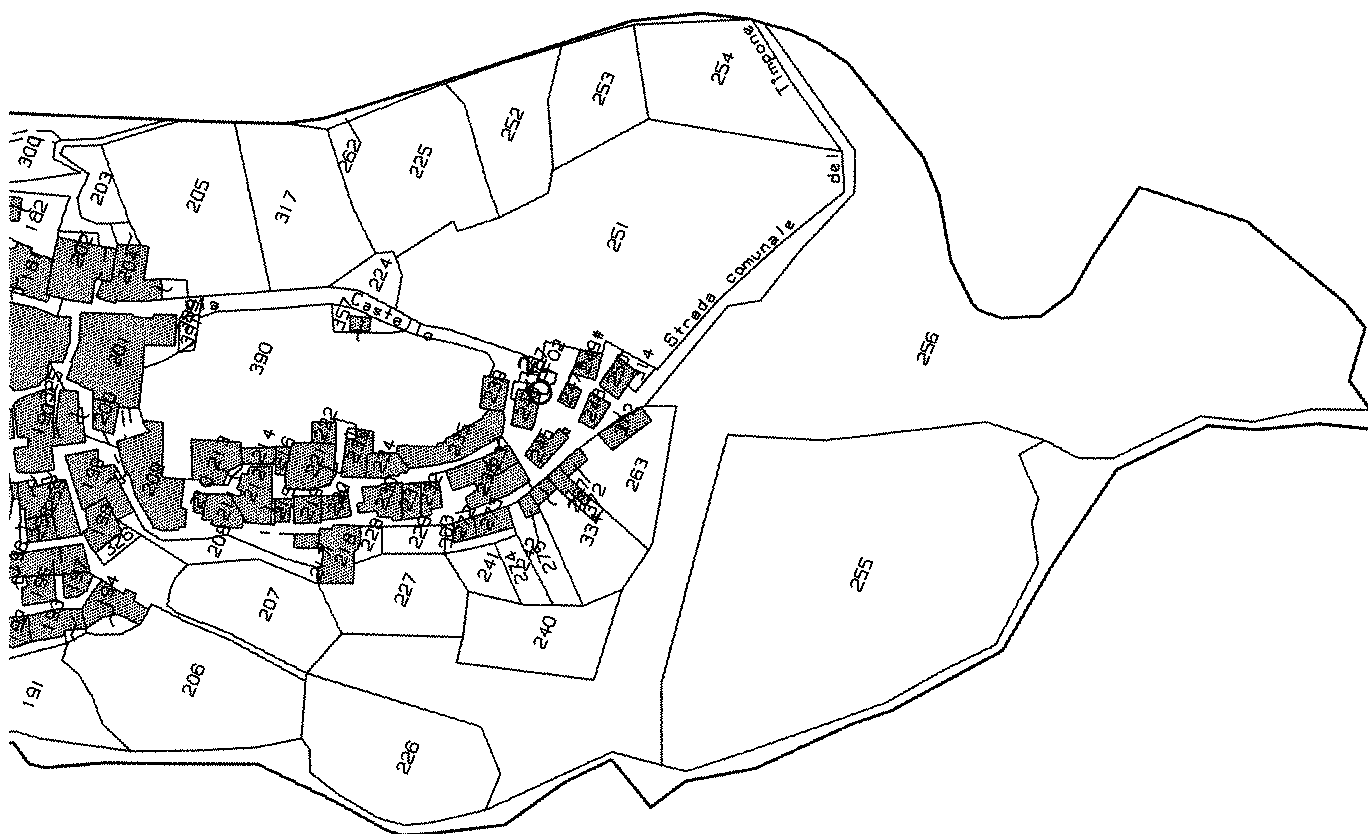




## ELENCO DITTE

[illegible]





scala 1:2000

PIANO PARTICELLARE DI ESPROPRIO

| N. | INTESTATARIO                                                                                                          | Fg. | Mappale | NATURA    | Reddito Dom. | Reddito Agrario | SUPERFICIE in Mq. |                | Strumento Urbanistico |              | Valore Agricolo Medio al Mq. | Importo Superficie Espropriata | Maggiorazione per Accordo Bonario | TOTALE                 |            |
|----|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|---------|-----------|--------------|-----------------|-------------------|----------------|-----------------------|--------------|------------------------------|--------------------------------|-----------------------------------|------------------------|------------|
|    |                                                                                                                       |     |         |           |              |                 | TOTALE            | Da Espropriare | Z.T.O.                | Destinazione |                              |                                |                                   |                        |            |
|    | CASTIGLIA GIOVANNI nato a TARSIA (CS) il 12/12/1928; VITERITTI IRENE nata a TARSIA (CS) il 25/07/1937; MATTIA ADELINA | 35  | 255     | Uliveto I | € 36,98      | € 13,45         | 3.300             | 620            | E                     | agricola     | € 1,82                       | € 1.127,16                     | € 563,58                          | € 1.690,74             |            |
|    |                                                                                                                       |     |         |           |              |                 |                   |                |                       |              |                              |                                |                                   | TOTALE INDENNITA'      | € 1.690,74 |
|    |                                                                                                                       |     |         |           |              |                 |                   |                |                       |              |                              |                                |                                   | INDENNITA' OCCUPAZIONE | € 140,90   |
|    |                                                                                                                       |     |         |           |              |                 |                   |                |                       |              |                              |                                |                                   | TOTALE ESPROPRIO       | € 1.831,64 |
|    |                                                                                                                       |     |         |           |              |                 |                   |                |                       |              |                              |                                |                                   | TOTALE                 | € 1.831,64 |

IIL PROGETTISTA  
(ing. Giuseppe Infusini)