

PROGETTO, C.S.P.:

CAPOGRUPPO:



Sede legale: 00192 Roma - via Paolo Emilio, 34
Uffici: 86170 Isernia (IS) - via Libero Testa, 15/A
Uffici: 60026 Numana (AN) - via Loreto, 15
tel +390865411942 - fax +390865234579
spm@melfiprogetti.it - spm@pec.it
www.melfiprogetti.it



dott.arch. Carlo Melfi dott.ing. Roberto Melfi



MANDANTI:
geom. Marco Giovanchelli
dott.geol. Andrea Venosini



REGIONE TOSCANA



COMUNE DI CANTAGALLO
(Provincia di Prato)

OPERE DI BONIFICA PER LA MITIGAZIONE DEL RISCHIO SU VERSANTE SOGGETTO A FRANA IN LOCALITA' "CASE DI SOTTO - MIGLIANA"

PROGETTO ESECUTIVO

Redatto ai sensi del D.Lgs. n°50 del 18.04.16 e s.m.i.

ALLEGATO:

PROGETTO:
**Relazione idrologica e idraulica -
verifica del sistema di riassetto
idraulico**

CODICE ELABORATO:

G.01

--

R.U.P.
dott.arch. Nicola SERINI

A TERMINI DI LEGGE QUESTO PROGETTO E' DI PROPRIETA' ESCLUSIVA DELLA S.P.M. S.R.L. ED E' VIETATO RIPRODURLO O COMUNICARNE A TERZI IL CONTENUTO SENZA PREVENTIVA AUTORIZZAZIONE

C.U.P. F84J18000890009

DATA OTTOBRE 2022

INDICE MODIFICHE	N°	MODIFICHE	ELABORATO	CONTROLLATO	APPROVATO
	2	REV_2	DATA 10.22 SIGLA 406-408-413	DATA 10.22 SIGLA 404-415	DATA 10.22 SIGLA 417
	1	REV_1.2	DATA 06.22 SIGLA 406-408-413	DATA 06.22 SIGLA 404-415	DATA 06.22 SIGLA 417
	0	1^ EMISSIONE	DATA 04.22 SIGLA 406-408-413	DATA 04.22 SIGLA 404-415	DATA 04.22 SIGLA 417

RELAZIONE IDROLOGICA E IDRAULICA

VERIFICA DEL SISTEMA DI RIASETTO IDRAULICO

1. PREMESSA	3
2. INQUADRAMENTO DELL'AMBITO DI INTERVENTO	3
3. CARATTERIZZAZIONE DELL'AMBITO DI INTERVENTO	5
4. DESCRIZIONE DELLE OPERE IN PROGETTO	8
1. TUBI DRENANTI MICROFESSURATI AD ANDAMENTO SUB-ORIZZONTALE	10
2. TRINCEE DRENANTI	11
3. FOSSI RECETTORI DELLE ACQUE SUPERFICIALI	12
4. RETE DI RACCOLTA ACQUE METEORICHE LUNGO LE STRADE	13
5. VERIFICA IDROLOGICA E IDRAULICA DEL BACINO IMBRIFERO	13
5.1 DATI DEL BACINO	14
5.2 DATI PLUVIOMETRICI	14
5.3 ANALISI STATISTICA DELLE PIOGGE E CURVA DI PROBABILITÀ PLUVIOMETRICA	15
5.4 ALTEZZA MASSIMA DI PIOGGIA	17
5.5 TEMPO DI CORRIVAZIONE (H)	17
5.6 ANALISI IDROLOGICA DEL BACINO – CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI DEFLUSSO	18
5.7 CALCOLO DELLA PORTATA DI PIENA	19
6. VERIFICA DELLE SEZIONI DELLE CONDOTTE INTERRATE	25
6.1 CONDOTTA DI RACCOLTA LUNGO VIA DI MIGLIANA	25
6.1.1 DATI DELLA SUPERFICIE INTERESSATA	25
6.1.2 DATI PLUVIOMETRICI	26
6.1.3 ANALISI STATISTICA DELLE PIOGGE E CURVA DI PROBABILITÀ PLUVIOMETRICA	26
6.1.4 ALTEZZA MASSIMA DI PIOGGIA	27
6.1.5 TEMPO DI CORRIVAZIONE (H)	27
6.1.6 ANALISI IDROLOGICA DEL BACINO – CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI DEFLUSSO	28
6.1.7 CALCOLO DELLA PORTATA	29
6.1.8 VERIFICA DELLA TUBAZIONE INTERRATA	30
6.2 FOSSO DELLA VERGINE NEL TRATTO IN CUI LA CONDOTTA È INTERRATA	30
6.2.1 DATI DELLA SUPERFICIE INTERESSATA	30

6.2.2 DATI PLUVIOMETRICI	31
6.2.3 ANALISI STATISTICA DELLE PIOGGE E CURVA DI PROBABILITÀ PLUVIOMETRICA	31
6.2.4 ALTEZZA MASSIMA DI PIOGGIA	32
6.2.5 TEMPO DI CORRIVAZIONE (H)	32
6.2.6 ANALISI IDROLOGICA DEL BACINO – CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI DEFLUSSO	33
6.2.7 CALCOLO DELLA PORTATA	34
6.2.8 VERIFICA DELLA TUBAZIONE INTERRATA	35
6.3 FOSSO CASE DI SOTTO NEL TRATTO IN CUI LA CONDOTTA È INTERRATA	35
6.3.1 DATI DELLA SUPERFICIE INTERESSATA	35
6.3.2 DATI PLUVIOMETRICI	35
6.3.3 ANALISI STATISTICA DELLE PIOGGE E CURVA DI PROBABILITÀ PLUVIOMETRICA	36
6.3.4 ALTEZZA MASSIMA DI PIOGGIA	37
6.3.5 TEMPO DI CORRIVAZIONE (H)	37
6.3.6 ANALISI IDROLOGICA DEL BACINO – CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI DEFLUSSO	38
6.3.7 CALCOLO DELLA PORTATA	39
6.3.8 VERIFICA DELLA TUBAZIONE INTERRATA	39
7. TUBI DRENANTI MICROFESSURATI AD ANDAMENTO SUB-ORIZZONTALE	40
7.1 MODELLO IDROGEOLOGICO	41
7.2 DATI DI PROGETTO DELLE OPERE DRENANTI	ERRORE. IL SEGNALIBRO NON È DEFINITO.
7.3 CALCOLO DELL'INTERASSE DELLE CANNE DRENANTI	ERRORE. IL SEGNALIBRO NON È DEFINITO.
7.4 CALCOLO DEL CEDIMENTO DI CONSOLIDAZIONE	58
7.5 Determinazione dl livello di falda da progetto del sistema di drenaggio realizzato con trincee drenanti	
7.6 Schemi grafici trincee drenanti	
7.7 Cenni teorici dreni sub orizzontali	
7.8 Dimensionamento dreni sub orizzontali	
7.9 Calcolo del cedimento di consolidazione	
7.10 ALLEGATI calcolo del cedimento di consolidazione: <i>tabulati di calcolo</i>	

1. PREMESSA

La presente relazione descrive e i contenuti della verifica idraulica nell'ambito del Progetto Definitivo inerenti **Opere di bonifica per la mitigazione del rischio su versante soggetto a frana in località Case di Sotto – Migliana** in comune di Cantagallo (provincia di Prato).

La presente verifica mira a delineare la caratterizzazione idraulica del versante oggetto di intervento, versante caratterizzato da movimenti differenziati al proprio interno, con settori attualmente stabili ed altri in movimento sia lungo la superficie di scivolamento principale sia lungo le superfici di scivolamento rotazionale secondarie verso i quadranti sudorientali, nonché da spessori dei cumuli di frana importanti variabili dai 16,0 ai 24,0 m. Ai fenomeni gravitativi di versante si associa l'azione delle acqua meteoriche che in modo diffuso interessano il versante, quindi l'area d'intervento.

2. INQUADRAMENTO DELL'AMBITO DI INTERVENTO

L'intervento è finalizzato alla mitigazione del rischio di frana presente sul versante in località Case di Sotto – Migliana nel comune di Cantagallo (PO). La località nel mese di marzo del 2013, a seguito di precipitazioni di entità eccezionale, è stata interessata dalla riattivazione di un movimento franoso che ha coinvolto alcuni edifici e delle infrastrutture viarie, danneggiando alcuni sottoservizi.

L'area di intervento si trova in corrispondenza del settore meridionale del territorio comunale di Cantagallo, settore in cui ricadono le frazioni di Migliana e Case di Sotto, è compresa nel foglio catastale n. 69 del comune di Cantagallo e le quote sono comprese tra i 750,0 e i 450,0 m s.l.m.

Dalle indagini cartografiche effettuate si è dedotto quanto segue:

1. l'area di intervento ricade in aree del territorio comunale assoggettate a vincolo idrogeologico-forestale ai sensi del R.D. 3267 del 30/12/1923 e R.D.

- n. 1126 del 16/05/1926 per cui è necessario il parere preventivo all'esecuzione delle opere in progetto;
2. l'ambito di intervento ricade in area classificata come Zona sismica 2 (O.P.C.M. n. 3274/2003) per cui è necessaria l'autorizzazione sismica;
 3. l'ambito di progetto ricade in area recentemente riclassificata dal vigente P.A.I. a pericolosità molto elevata per frana (PF4) per cui è necessario il nulla-osta della competente Autorità di Bacino.

Il versante in oggetto è caratterizzato dalla presenza di alberatura fitta nella parte alta, scendendo di quota troviamo piccoli agglomerati di edifici e campi destinati a coltivo e successivamente gli agglomerati più grandi delle frazioni; il versante è caratterizzato dalla presenza di tre strade principali che lo percorrono trasversalmente seguendo l'andamento delle curve di livello ed una serie di strade secondarie di collegamento poste longitudinalmente al senso di discesa del versante. Lungo le strade troviamo le opere di regimentazione delle acque meteoriche, ma nel resto del versante le opere esistenti sono scarse, come numero, dimensionamento e stato di efficienza.

L'area interessata dal dissesto è caratterizzata da movimenti differenziati al proprio interno, con settori attualmente stabili ed altri in movimento sia lungo la superficie di scivolamento principale sia lungo le superfici di scivolamento rotazionale secondarie verso i quadranti sudorientali, nonché da spessori dei cumuli di frana importanti variabili dai 16,0 ai 24,0 m.

Ai fenomeni gravitativi di versante si associa l'azione delle acque meteoriche che in modo diffuso interessano il versante, quindi l'area d'intervento. Non è presente una vegetazione omogenea arborea o arbustiva in tutto il versante, per cui le acque meteoriche infiltrandosi determinano la riattivazione dei fenomeni gravitativi di versante prioritariamente all'interno dei depositi di copertura/riporti per poi via via condizionare negativamente il locale substrato nella sua porzione sia alterata sia integra.

La regimentazione delle acque meteoriche, al netto del sistema di raccolta ed allontanamento da parte delle opere a tergo del sistema viario, risulta scarso e non in

buono stato di manutenzione, è concentrato nel settore sudorientale dell'area interessata dal dissesto (oggetto di riattivazione dal 2013). Il Fosso del Rio è caratterizzato da una sua portata per quasi tutti i mesi dell'anno mentre il Fosso del Rio della Villa è caratterizzato dall'assenza di acque per quasi tutti i mesi dell'anno. Il sistema di raccolta delle acque meteoriche non risulta essere ben dimensionato e sufficiente a smaltire le acque che vi si convogliano, troviamo dei canali a cielo aperto che necessitano di interventi di manutenzione e delle condotte intubate che presentano sezioni non sufficienti al corretto smaltimento delle acque meteoriche.

Dei processi di infiltrazione delle acque meteoriche e della relativa circolazione sotterranea all'interno dei depositi di copertura/riporti nonché dei cumuli di frana, probabilmente oggetto di ulteriori apporti legati alla circolazione sotterranea all'interno del substrato alterato ed integro, si ha traccia dai sopralluoghi effettuati e dalle misurazioni dei livelli piezometrici all'interno dei fori strumentati sia bibliografici sia dedicati.

I depositi di copertura/riporti ed i cumuli di frana attiva con la loro variabilità laterale di spessore caratterizzano l'intero versante e rappresentano il principale elemento destabilizzante dello stesso oltre a favorire, al proprio interno, forme di circolazione idrica a seguito delle precipitazioni meteoriche, anch'esse destabilizzanti e probabilmente oggetto di ulteriori apporti legati alla circolazione sotterranea all'interno del substrato alterato ed integro.

3. CARATTERIZZAZIONE DELL'AMBITO DI INTERVENTO

La morfologia del territorio, riconducibile a diversi motivi quali l'assetto giaciturale dei terreni affioranti, la loro composizione litologica e le relative caratteristiche idrauliche, mostra una eterogeneità nelle forme. L'orografia del territorio determina un impiego circa omogeneo dello stesso a favore di un utilizzo boschivo e residenziale in corrispondenza dei punti sommitali e prettamente agricolo e pascolivo nella restante parte del territorio, riconducibile sicuramente ad una vocazione agricola,

boschiva e pascoliva storica di questo territorio che in parte resiste ancora.

L'analisi di quanto riportato nella Carta del Vincolo Idrogeologico (ai sensi del R. D. n. 3267 del 30.12.1923 e ss. mm. ii.) ha evidenziato come l'area d'intervento sia assoggettata al vincolo stesso.



R.D. n.3267/1923

Carta del vincolo idrogeologico. In evidenza l'area d'intervento.

L'analisi di quanto riportato nella Carta Geologica e Geomorfologica di Microzonazione Sismica di Livello I (Scala 1:10.000) ha evidenziato l'interazione diretta di forme areali del tipo frana non definita e stato di attività attiva con l'area d'intervento.

Il paesaggio idraulico ridisegnato dall'uomo richiede la costante opera di manutenzione e adattamento ai nuovi insediamenti. Accentuando la naturale tendenza alla forma pensile dei corsi d'acqua a forte carico solido, l'artificializzazione ha comportato l'aumento del rischio idraulico che, in buona parte dell'area, si attesta su valori elevati anche per la tendenza al riempimento degli alvei, conseguenza dell'arginamento. L'urbanizzazione, con l'aumento della superficie impermeabilizzata e degli impedimenti al deflusso delle acque di piena, causa un aumento del rischio, sia in termini di volumi d'acqua potenzialmente esondati sia in termini di

crescente esposizione di beni e vite umane.

Sui versanti collinari e montani, la franosità è diffusa. L'alta energia di rilievo e la frequente alternanza di litologie "lapidee" e pelitiche favoriscono i fenomeni di instabilità, anche in seguito all'intensa azione erosiva dei corsi d'acqua.

L'area di progetto, come si evince dall'analisi della Carta del Vincolo Idrogeologico, ricade in un'area assoggettata a tale vincolo.

L'analisi di quanto riportato nel Progetto IFFI ha evidenziato, per quanto riguarda i fenomeni gravitativi di versante, l'interazione diretta di forme areali del tipo scivolamento rotazionale/traslato.



Progetto IFFI - Inventario dei Fenomeni Franosi in Italia. In evidenza l'area d'intervento.

L'analisi di quanto riportato nella Carta di Sintesi ha evidenziato come l'area interessata dal dissesto sia caratterizzata da movimenti differenziati al proprio interno, con settori attualmente stabili ed altri in movimento sia lungo la superficie di scivolamento principale sia lungo le superfici di scivolamento rotazionale secondarie verso i quadranti sudorientali, nonché da spessori dei cumuli di frana importanti variabili dal 16,0 ai 24,0 m.

Lo studio geologico effettuato per il presente progetto definitivo ha consentito

di individuare la natura del terreno presente nell'area di intervento e le unità geologico-tecniche. Il cumulo di frana attiva è caratterizzata da uno stato di attività attivo, limo argilloso sabbioso di colore secondario avana chiaro (Munsell 10YR 9/2), avana scuro (Munsell 10YR 8/6), bruno (Munsell 10YR 4/2) e marrone chiaro (Munsell 2.5R 7/12), dove prevale la componente sabbiosa, primo di strutture primarie e con strutture secondarie del tipo alterazioni, con grado di consistenza pari a molto consistente e con inclusi elementi argilloso marnosi ed arenacei di colore primario avana scuro (Munsell 10YR 8/6) e grigio scuro (Munsell N4/), da millimetrici a metrici (massimo 3 m), con strutture primarie del tipo laminazione piano parallela, subangolari ed integri; facies deposizionale di ambiente continentale. Mentre il substrato integro è costituito per lo più da arenarie, marne calcaree e calcare marnoso di colore primario grigio scuro (Munsell N4/), centimetrici (massimo 8 cm), con strutture primarie del tipo laminazione piano parallela con angolo di 45°, con grado di consistenza pari a molto consistente e marna argillosa di colore primario grigio scuro (Munsell N4/), ben strutturata con strutture primarie del tipo laminazione piano parallela e con grado di consistenza pari a molto consistente e con livelli limo argilloso sabbiosi di colore primario grigio scuro (Munsell N4/) e di colore secondario avana scuro (Munsell 10YR 8/6); facies deposizionale di ambiente marino.

4. DESCRIZIONE DELLE OPERE IN PROGETTO

La campagna di monitoraggio e la campagna indagini messe in atto, le prove di laboratorio, i sopralluoghi e lo studio, diretto ed indiretto, del versante in esame hanno consentito una conoscenza approfondita del territorio e delle criticità presenti. I depositi di copertura/riporti ed i cumuli di frana attiva con la loro variabilità laterale di spessore rappresentano il principale elemento destabilizzante e favoriscono al proprio interno forme di circolazione idrica a seguito delle precipitazioni meteoriche; la cattiva regimentazione delle acque superficiali, sia quelle intubate che quelle a cielo aperto, contribuisce a destabilizzare il versante e determina ulte-

riori apporti di acqua all'interno del substrato alterato ed integro. I movimenti gravitativi, specie quello riconducibile ad una coltre di 7-15 metri paralleli al pendio, sono connessi con l'innalzamento della falda che tenda a portare a saturazione i materiali terrosi caratterizzati da bassi valori dell'indice di plasticità. Per cui l'instabilità locale della zona è connessa con la variazione della quota della falda, quest'ultima è, ovviamente, legata all'entità ed alla durata della pioggia; ciò è dovuto alla presenza di materiali con un basso limite di plasticità che tendono ad assumere la consistenza di una melma quando il loro grado di saturazione diventa pari al 100%, ovvero quando il livello della falda tende al piano di campagna.

Le soluzioni tecniche previste per la soluzione delle problematiche che interessano l'ambito di intervento consistono essenzialmente nella realizzazione dei seguenti interventi:

1. riduzione delle pressioni interstiziali del versante instabile attraverso una serie di tubi drenanti microfessurati inseriti in fori pre-scavati ad andamento sub-orizzontale;
2. messa in opera di trincee drenanti negli ambiti più alti del versante in cui non troviamo vegetazione arborea;
3. integrazione, potenziamento e manutenzione dei fossi di raccolta delle acque meteoriche, sia a cielo aperto che intubati;
4. manutenzione ed integrazione della rete di raccolta delle acque meteoriche lungo le strade principali che si sviluppano trasversalmente al versante in esame, e che quindi rappresentano ambiti in cui confluiscono le acque meteoriche.

1. Tubi drenanti microfessurati ad andamento sub-orizzontale

Per la stabilizzazione del versante oggetto di intervento, un ruolo essenziale è giocato dal drenaggio delle acque che portano a saturazione i materiali terrosi presenti caratterizzati da bassi valori dell'indice di plasticità. Pertanto il presente intervento si caratterizza per la specifica funzione drenante che le previste opere andranno ad esercitare, in tal modo ci sarà una riduzione delle pressioni interstiziali del versante instabile. Si prevede la messa in opera di una serie di tubi drenanti microfessurati inseriti in fori pre-scavati ad andamento sub-orizzontale. I tubi drenanti saranno costituiti da tubazioni fessurate in PVC (tagli da 1,50 mm e percentuale di area forata pari all'8%) con diametro 160 mm rivestite con geotessile per evitare l'intasamento da parte di sedimenti a granulometria fine; per evitare l'ostruzione dei fori da parte della vegetazione i primi 150 cm dei tubi non sarà perforata.

I dreni saranno disposti a raggiera per limitare il numero di pozzetti da realizzare, quindi ridurre ulteriormente l'impatto, già minimo, estetico-paesaggistico, per facilitare la raccolta e l'evacuazione delle acque e ridurre il numero di posizionamenti del macchinario di perforazione, considerando anche la larghezza limitata delle strade esistenti. L'installazione dei dreni avverrà al di sotto del piano di campagna, per cui questo intervento non comporta un rilevante impatto sull'ambiente.

Le raggieri di dreni saranno costituite al massimo da 6 dreni ciascuna e saranno messe in opera lungo le tre strade principali che si sviluppano trasversalmente al versante, ogni raggiera confluirà in un pozzetto in cls armato costruito in opera che avrà dimensioni pari a 2,50x1,50x2,10 m (lunghezza x profondità x altezza). Ogni pozzetto consentirà la raccolta delle acque di drenaggio e contemporaneamente, mediante una caditoia posta sul pozzetto, quelle provenienti dalla sede stradale, le acque raccolte saranno convogliate e poi riversate in uno dei due fossi ricettori esistenti attraverso tubazioni in PVC corrugato di diametro pari a 600 mm; lo scarico sarà assicurato nel fosso più vicino e sarà evitato l'innesto di processi erosivi in corrispondenza dei punti di scarico mediante la posa in opera di materassi tipo reno. I dreni avranno diametro pari a 160 mm e avranno una lunghezza variabile, la massima lunghezza sarà pari a 100 m, la pendenza sarà del 3%. Le lunghezze sono state

calcolate in funzione della distanza che devono raggiungere i singoli dreni tenendo conto della loro distanza dalla falda e dalla superficie di scorrimento attiva.

2. Trincee drenanti

Gli ambiti più alti del versante sono caratterizzati dalla presenza di alberatura fitta, perdendo quota progressivamente gli alberi lasciano spazio a terreni coltivati e alle abitazioni. Nella parte alta troviamo delle zone in cui la vegetazione arborea non è presente, zone caratterizzate dalla presenza di impluvi naturali; si sono individuati 3 ambiti differenti in cui si è previsto di mettere in opera una serie di trincee drenanti. Le trincee drenanti sono un efficace sistema di drenaggio profondo delle acque di infiltrazione e di quelle della falda; l'abbattimento della quota piezometrica della falda e la diminuzione del contenuto d'acqua nel terreno consentiranno di ottenere una sensibile riduzione delle pressioni interstiziali ed un aumento della coesione, migliorando le condizioni di stabilità del pendio. Le trincee che si andranno a porre in opera saranno costituite da strutture allungate disposte parallelamente alla linea di massima pendenza del versante e saranno abbinate a trincee più superficiali disposte a spina di pesce e confluenti nelle trincee principali.

Le trincee saranno posizionate a 3 metri di profondità dal piano di campagna, saranno del tipo prefabbricato e avranno dimensioni pari a 2x0,5x1 m (lunghezza x larghezza x altezza), nella parte bassa sarà posto un tubo fessurato in PVC e al di sotto sarà posizionato uno strato di argilla di 0,50 m. Il drenaggio profondo, quindi, avverrà mediante l'utilizzo di pannelli prefabbricati ad alte prestazioni idraulico-meccaniche; il pannello drenante sarà costituito da uno scatolare esterno in rete metallica rivestito con geotessile ritentore e separatore, il nucleo drenante sarà costituito da "ciottoli" di polistirolo imputrescibile, insolubile e chimicamente inerte all'acqua. Si è scelto l'utilizzo della soluzione prefabbricata in quanto questa consente di avere sezioni di scavo ridotte, facilità e rapidità di posa.

3. Fossi recettori delle acque superficiali

Il versante oggetto di intervento è caratterizzato dalla presenza di due fossi recettori principali ed una serie di fossi secondari. I fossi recettori sono in parte a cielo aperto ed in parte intubati, la parte più a valle del fosso della Vergine corre in un alveo in c.a. mentre la restante parte dei fossi a cielo aperto sono in terra. I tratti intubati dei fossi non risulta avere una sezione idraulica sufficiente a contenere le portate delle acque meteoriche nei momenti di picco.

Per i fossi a cielo aperto in terra si prevede la risagomatura e pulitura degli stessi e, ove le pendenze e le portate delle acque superficiali lo rendono necessario, si prevede la messa in opera di materasso tipo reno poggiato su geomembrana impermeabile. I materassi tipo reno saranno realizzati in rete metallica in doppia torsione e saranno riempiti di pietre in sito in modo tale da formare strutture monolitiche flessibili e permeabili; assicureranno il ripristino eco-ambientale, la protezione dei fossi esistenti e contrasteranno l'erosione, in particolar modo dove ci saranno gli innesti dei diversi fossi o delle condotte esistenti e di progetto.

Per la parte del fosso in c.a. si prevede la pulizia dello stesso dalla vegetazione infestante presente allo stato attuale.

I canali intubati risultano essere sottodimensionati rispetto alle portate che devono contenere, inoltre si trovano in un adeguato stato di efficienza dovuto anche al movimento franoso in atto, per cui il presente progetto prevede la rimozione della condotta esistente e la posa di nuove condotte costituite da tubi corrugati di sezione notevolmente più grande di quella esistente (800-1000 mm).

Per i canali intubati esistenti, inoltre, si prevede la variazione di percorso originario quando quest'ultimo passa nei pressi degli edifici. La rete intubata di raccolta e smistamento delle acque meteoriche sarà potenziata anche di numero, difatti si prevedono nuovi canali interrati.

Il progetto prevede anche la messa in opera di nuovi pozzetti di raccolta, salto e di attraversamento stradale e la sostituzione dei pozzetti esistenti che non si trovano in un buono stato di efficienza. I nuovi pozzetti saranno in c.a.p., provvisti di adeguato coperchio di copertura e di chiusino in ghisa.

4. Rete di raccolta acque meteoriche lungo le strade

Il presente progetto prevede la manutenzione e l'integrazione della rete di raccolta delle acque meteoriche lungo le strade principali che si sviluppano trasversalmente al versante in esame, e che quindi rappresentano ambiti in cui confluiscono le acque meteoriche.

L'intervento consiste nella pulitura e risagomatura delle cunette in terra esistenti e nella realizzazione di zanelle in calcestruzzo con una dedicata rete di raccolta tramite caditoie, pozzetti e tubazioni. Ove sarà possibile si utilizzerà l'infrastruttura che si andrà a realizzare per la raccolta delle acque provenienti dai dreni sub-orizzontali di progetto, quindi gli stessi pozzetti e le stesse tubazioni in PVC corrugato di diametro pari a 600 mm. Le zanelle in calcestruzzo saranno raccordate ai pozzetti dei dreni che nella parte alta presentano una griglia metallica forata capace di far entrare le acque superficiali nel pozzetto sottostante per poi poter essere smaltite al fosso ricettore più vicino.

Connesse alle opere di regimentazione delle acque meteoriche, saranno effettuati interventi volti al rifacimento delle pendenze trasversali delle strade, per consentire le giuste pendenze dell'asse stradale verso la nuova rete di raccolta delle acque superficiali, e rifacimento del manto stradale.

5. VERIFICA IDROLOGICA E IDRAULICA DEL BACINO IMBRIFERO

Si procede alla verifica dell'intero bacino imbrifero insistente sul versante oggetto della presente progettazione. Il bacino è caratterizzato dalla presenza di tre principali fossi ricettori, uno dei quali esterno all'area in frana, quindi di progetto, che passa a valle dell'impianto sportivo; tale fosso, anche se esterno all'area di progetto, è stato considerato in quanto nella parte bassa, prima della sezione di chiusura, si collega al fosso ricettore oggetto di intervento e quindi ha un apporto idrico che influisce sulla portata totale del bacino imbrifero. Quest'ultimo fosso insieme agli altri due fossi principali denominati Fosso della Vergine e Fosso Case di Sotto

confluiscono tutti nella sezione di chiusura posta nella parte più a valle del progetto, sezione in cui è stata effettuata la presente verifica.

5.1 Dati del bacino

Per la determinazione grafica del bacino si faccia riferimento alle planimetrie in coda al presente capitolo.

SUPERFICIE TOTALE BACINO	LUNGHEZZA MAX PERCORSO IDRAULICO PRINCIPALE	ALTITUDINE MAX BACINO	ALTITUDINE MAX PERCORSO IDRAULICO	ALTITUDINE MINIMA PERCORSO IDRAULICO
0,48 kmq	0,950 km	801,20 m	716,60 m	452,90 m

ALTITUDINE MEDIA BACINO	DISLIVELLO MEDIO BACINO	PENDENZA MEDIA PERCORSO IDRAULICO	PERIMETRO BACINO	FATTORE DI FORMA
627,05 m	174,15 m	0,28 m/m	2837 m	0,53

5.2 Dati pluviometrici

Si riportano i dati pluviometrici di massima intensità su 1,3,6,12,24 ore consecutive della stazione di riferimento di Cantagallo (PO) ubicata a 555 m s.l.m.

ANNO	t=1 ora	t=3 ore	t=6 ore	t=12 ore	t=24ore
	h= mm	h= mm	h= mm	h= mm	h= mm
2002	30,40	55,80	65,20	82,80	92,00
2003	22,80	31,80	50,80	72,20	85,80
2004	46,20	63,80	76,00	82,60	105,20
2005	21,40	32,20	56,00	74,00	110,40
2006	30,80	45,40	63,00	81,00	113,80
2007	21,80	30,40	46,40	58,60	61,80
2008	21,20	41,20	59,00	95,40	123,20
2009	18,40	40,80	69,60	131,60	151,20

2010	28,40	46,40	46,60	67,00	90,80
2011	26,80	37,80	62,60	81,60	97,20
2012	30,40	52,00	72,40	111,20	149,40
2013	40,20	49,40	76,00	116,60	153,80
2014	25,00	50,800	63,80	104,80	150,00
2015	41,20	52,40	81,00	91,20	124,00
2016	36,40	75,80	114,0	117,00	118,60
2017	32,60	51,40	74,20	100,60	133,40

5.3 Analisi statistica delle piogge e curva di probabilità pluviometrica

Per la determinazione delle altezze critiche di pioggia da cui derivare i valori di portata critica si è operato mediante il metodo statistico di Gumbel, utilizzando la serie pluviometrica storica (altezze massime di pioggia registrate 1, 3, 6, 12, 24 ore) della stazione di Cantagallo (PO).

I dati disponibili si riferiscono a n. 16 anni di registrazioni, come in precedenza indicati.

La portata, nella maggior parte dei casi, è originata dalle precipitazioni meteoriche e, più in generale, dipenderà dalle caratteristiche molto variabili, sia nel tempo che nello spazio, delle trasformazioni che l'acqua subisce durante il suo ciclo idrologico. In siffatte condizioni la massima portata prevedibile non potrà essere calcolata in senso deterministico ma bisognerà affrontare il problema, nel solo modo possibile, e cioè in termini probabilistici. Significa, cioè, che la portata di piena va considerata come una variabile casuale, la quale, dovrà essere stimata relativamente ad un livello di probabilità che essa ha di non essere superata o, meglio ancora, relativamente ad un periodo di tempo (tempo di ritorno) che intercorre, in media, tra due eventi in cui il valore di tale portata viene superato.

Attraverso un modello matematico si è provveduto al processo di trasformazione afflussi-deflussi nel bacino idrografico. Di seguito viene affrontato il calcolo mediante l'analisi probabilistica delle precipitazioni con particolare riferimento alle co-

siddette curve di possibilità pluviometrica, adottando le formule appresso riportate.

$$H_{\max}(t, T) = m - \frac{\left(\ln \left(- \ln \left(1 - \frac{1}{T} \right) \right) \right)}{k} \quad (1)$$

$$H_{\text{crit}}(t, T) = a \times t^n \quad (2)$$

$$s = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (H_i - \bar{H}_i)^2}{n-1}}$$

$$k = \frac{1}{0,78 \times s}$$

$$m = \bar{H}_i - \frac{0,577}{k}$$

Per la (2) il coefficiente “a” e l’esponente “n” sono stati determinati con il metodo dei minimi quadrati, secondo le seguenti relazioni matematiche:

$$n = \frac{\sum (\log t - \overline{\log t}) \times \log H_{\max}(t, T)}{\sum (\log t - \overline{\log t})^2}$$

$$a = 10^{(\overline{\log H_{\max}(t, T)} - n \cdot \overline{\log t})}$$

I valori delle Hcrit (t,T) calcolate, unitamente agli altri parametri idrologici, sono riportati in figura 3-4.

I simboli adottati nelle formule assumono i seguenti significati:

$H_{\max}(t, T)$ = altezza massima di pioggia con tempi di ritorno;

$H_{\text{crit}}(t, T)$ = altezza critica di pioggia con tempi di ritorno;

\bar{H}_i = media aritmetica delle altezze massime di pioggia per la durata di 1, 3, 6, 12, 24 ore;

s = deviazione standard;

Ln = logaritmo naturale;

t = durata della pioggia di 1, 3, 6, 12, 24 ore;

T = tempi di ritorno, scelti in riferimento ai tempi di corrivazione.

Valori relativi al tempo t di cui alla media $\mu(ht)$, dello scarto quadrato mediato $\sigma(ht)$ nonché dei parametri αt e ut della relazione di Gumbel.

OSSERVAZIONI N.16	1h	3h	6h	12 h	24h
$\mu(ht)$	29,63	47,34	67,29	91,76	118,32
$\sigma(ht)$	8,09	12,02	16,31	20,45	26,64
$\alpha t = 1,283 / \sigma(ht)$	0,16	0,11	0,08	0,06	0,05
$ut = \mu(ht) - 0.45 \sigma(ht)$	25,99	41,93	59,95	82,56	106,33

5.4 Altezza massima di pioggia

L'altezza massima di pioggia è stata calcolata con un tempo di ritorno pari a 200 anni.

	1h	3h	6h	12 h	24h
TEMPO DI RI-TORNO 200 ANNI	59,38 mm	91,55 mm	127,29 mm	167,01 mm	216,35 mm

LEGGE DI PIOGGIA: $h = a \times t^n$

$Tr = 200$ anni: $h = 59,398 \times t^{0,4117}$

5.5 Tempo di corrivazione (h)

Il tempo di corrivazione t_c è stato ottenuto dal valore mediato delle seguenti relazioni, trattandosi di piccolo bacino, escludendo la nota formula di Giandotti valida per bacini di estensione compresa tra 170 e 70000 kmq:

FORMULA DI PEZZOLI	FORMULA DI KIRPICH
$T_c=0,055 L / i^{1/2}$	$t_c = 0,000325 L^{0,77} i^{-0,385}$
0,099 h	0,104 h

FORMULA DI VENTURA	FORMULA DI VIPARELLI
$t_c=0.1272 A^{1/2} / i^{1/2}$	$t_c= L/V$
0,166 h	0,23 h

$t_c= (0,099+0,104+0,166+0,231)/4 = \mathbf{0,15 h}$
--

5.6 Analisi idrologica del bacino – Calcolo del coefficiente di deflusso

Lo studio geologico effettuato per il presente progetto definitivo ha consentito di individuare la natura del terreno presente nell'area di intervento e le unità geologico-tecniche; il primo strato del terreno che costituisce il cumulo di frana attiva è costituito da limo argilloso sabbioso dove prevale la componente sabbiosa.

Nell'area oggetto di intervento, quindi di verifica idraulica, abbiamo superfici con diverse destinazioni d'uso; nella parte alta abbiamo superficie boschiva che poi al perdere della quota lascia spazio a superficie a coltivo e a superficie urbanizzata costituita da edifici e strade. Nella tabella seguente sono riportate e quantificate le varie superfici presenti che, chiaramente, presentano coefficienti di deflusso differenti.

	mq	C (coefficiente di deflusso)
SUPERFICIE A BOSCO	253.595	0,30
SUPERFICIE COLTIVATA	191.870	0,20
SUPERFICIE EDIFICATA	22.055	0,70
SUPERFICIE STRADE	12.880	0,85
TOTALE	480.400	

Calcolo della media ponderata relativa al coefficiente C (coefficiente di deflusso):

$$X = (x_1 p_1 + x_2 p_2 + x_3 p_3 + x_4 p_4) / (p_1 + p_2 + p_3 + p_4)$$

Valore xi	Peso pi
0,30	253.595
0,20	191.870
0,70	22.055
0,85	12.880

Sostituendo si ottiene:

$$C = 0,29$$

5.7 Calcolo della portata di piena

Per il calcolo della portata è stata utilizzata la seguente relazione:

$$Q_{max} = C \times h_c \times S / 3,6 \times t_c$$

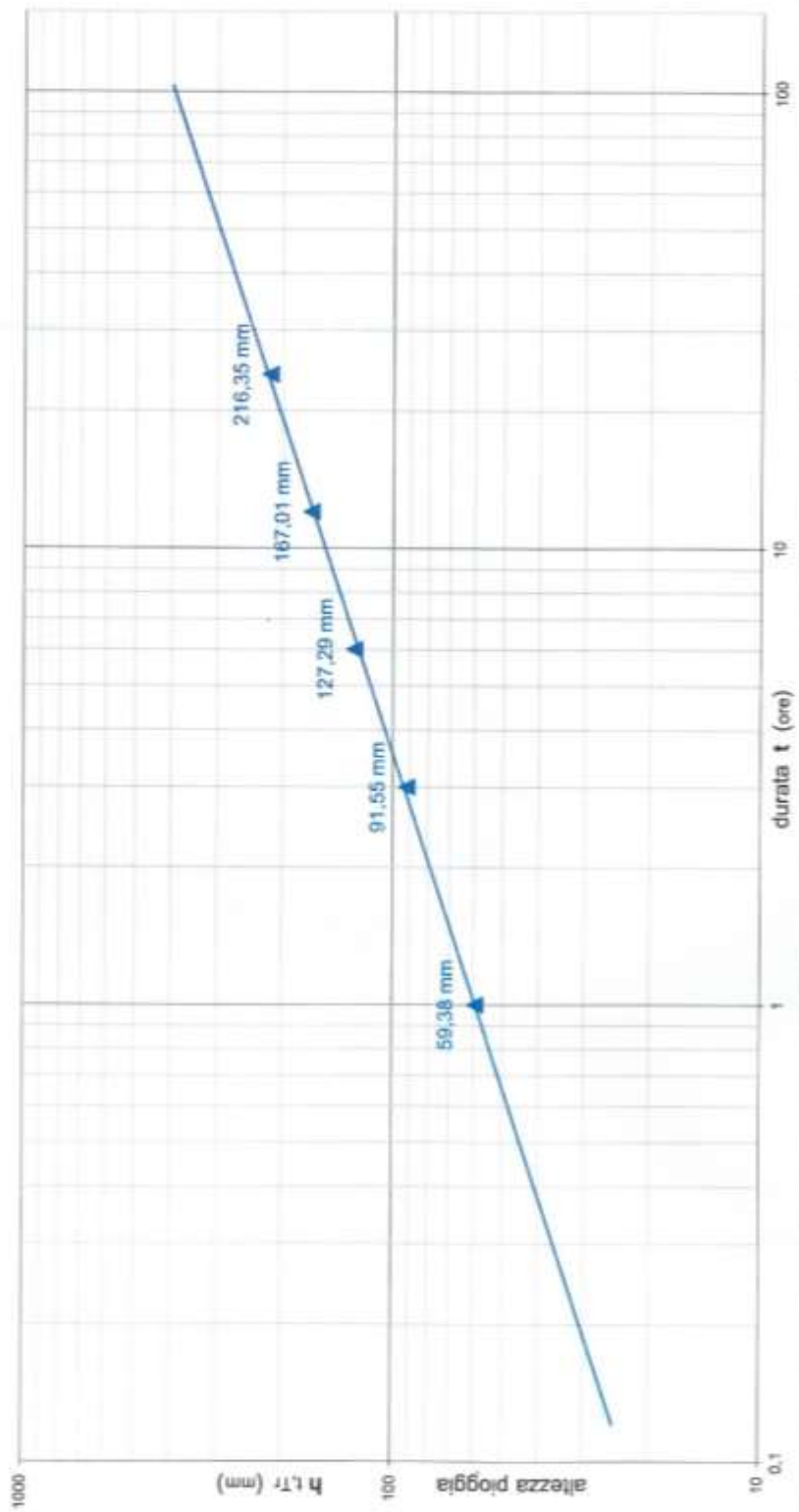
Coefficiente di deflusso C	0,29
S= superficie del bacino	0,48 kmq
Tempo di corrivazione t_c	0,15 h
Tempo di ritorno anni	200
a=parametro caratteristico	59,40
n=parametro caratteristico	0,41
h_c = altezza critica di pioggia	27,13

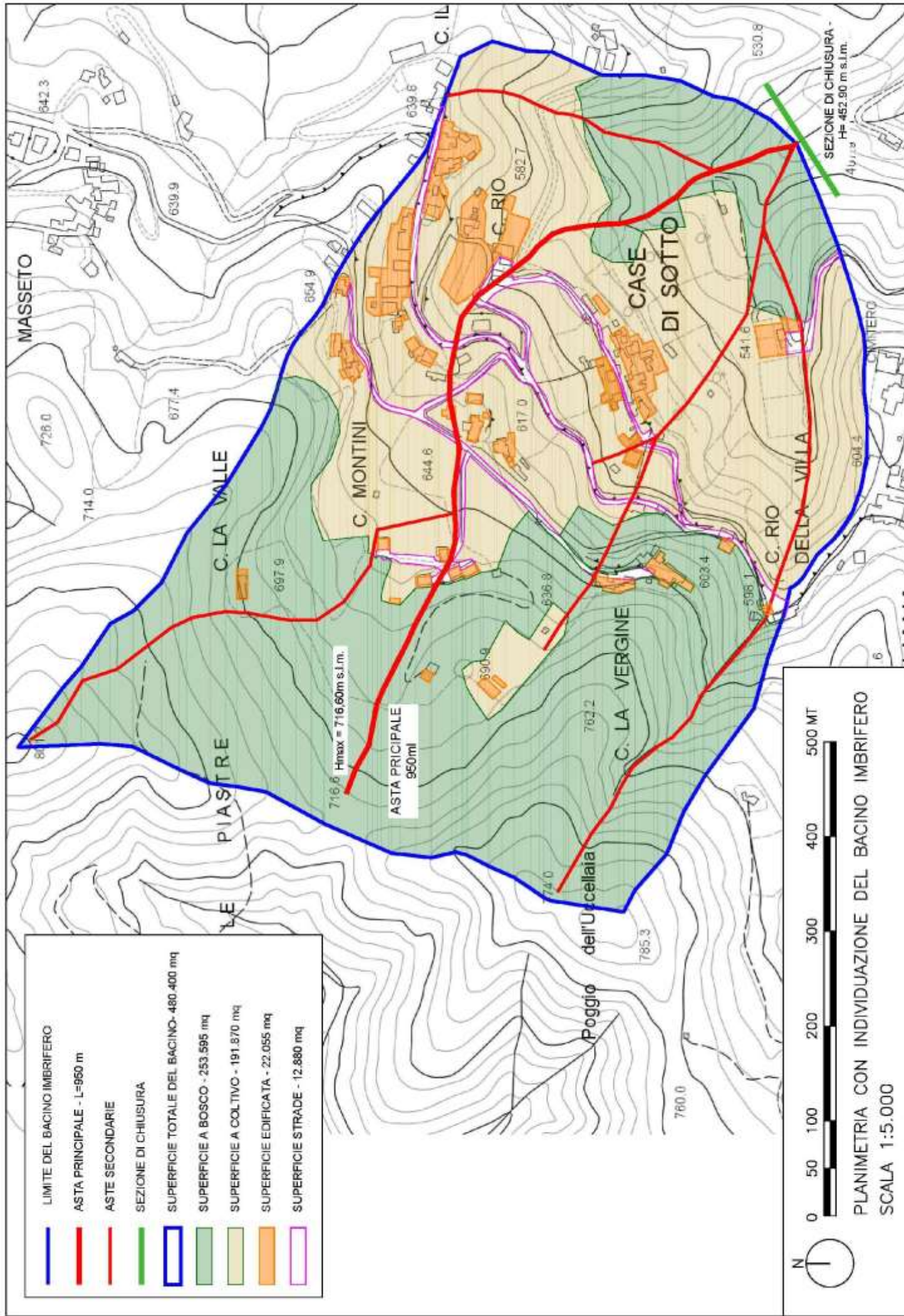
Sostituendo si ottiene:

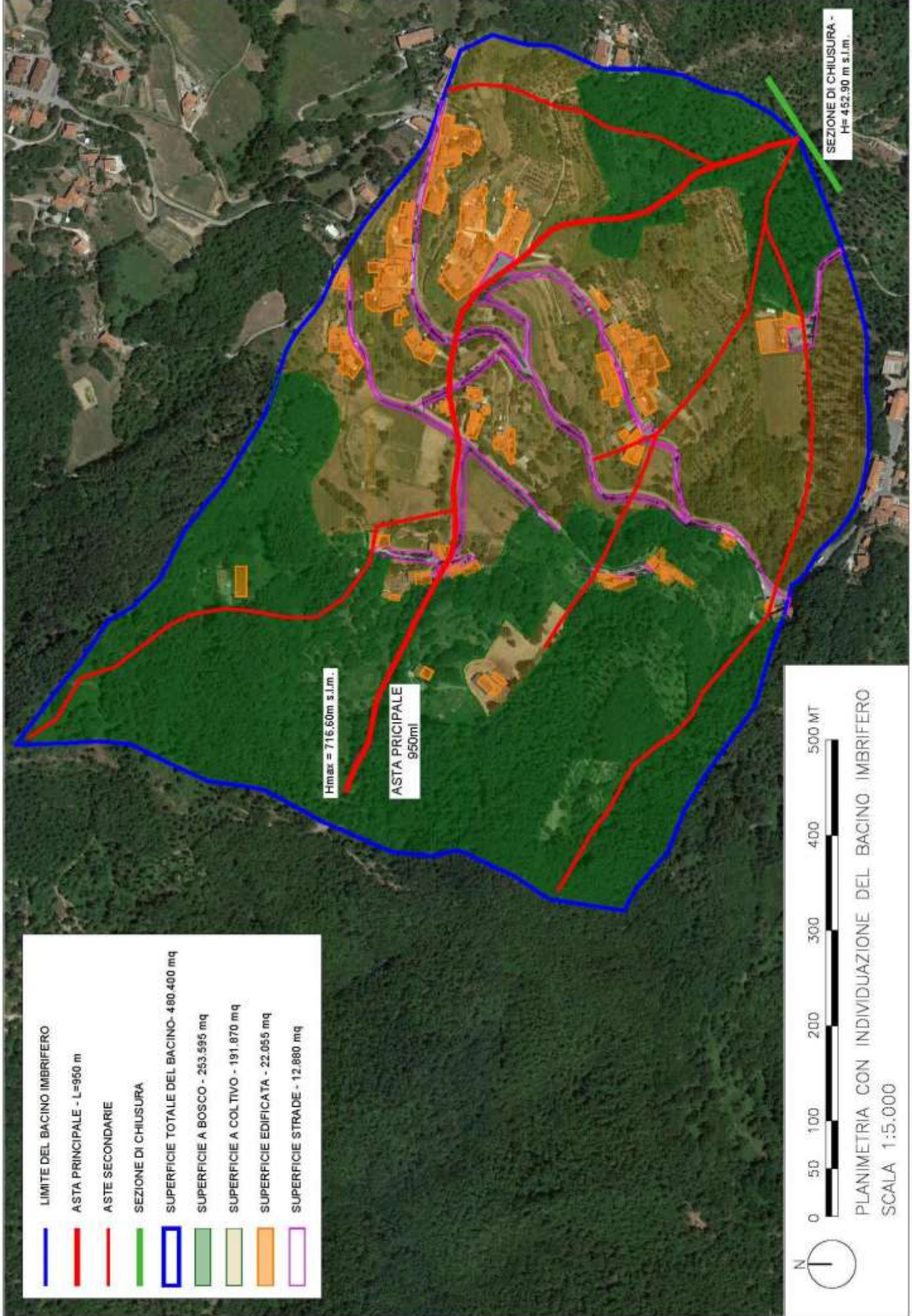
$$Q_{max} = C \times h_c \times S / 3,6 \times t_c = 0,29 \times 27,13 \times 0,48 / 3,6 \times 0,15 = 7,00 \text{ mc/sec.}$$

— Tr assegnato : $y = 59,398x^{0,45117}$

Curva di probabilità pluviometrica





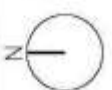


- LIMITE DEL BACINO IMBRIFERO
- ASTA PRINCIPALE - L=950 m
- ASTE SECONDARIE
- SEZIONE DI CHIUSURA
- SUPERFICIE TOTALE DEL BACINO- 4.80.400 mq
- SUPERFICIE A BOSCO - 253.495 mq
- SUPERFICIE A COLTIVO - 191.870 mq
- SUPERFICIE EDIFICATA - 22.055 mq
- SUPERFICIE STRADE - 12.880 mq

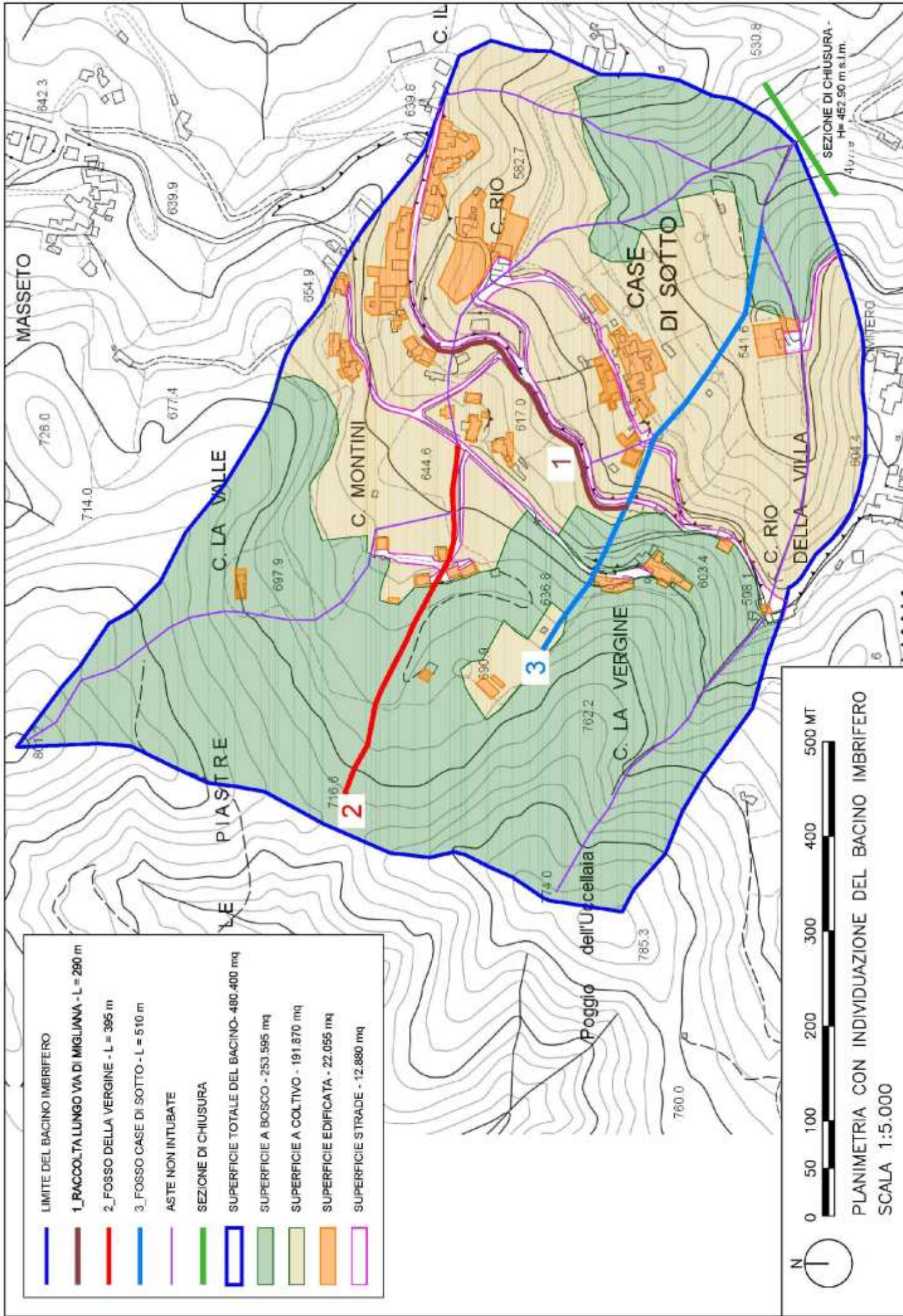
H_{max} = 716,60m s.l.m.

ASTA PRICIPALE
950m

SEZIONE DI CHIUSURA -
H= 452,90 m s.l.m.



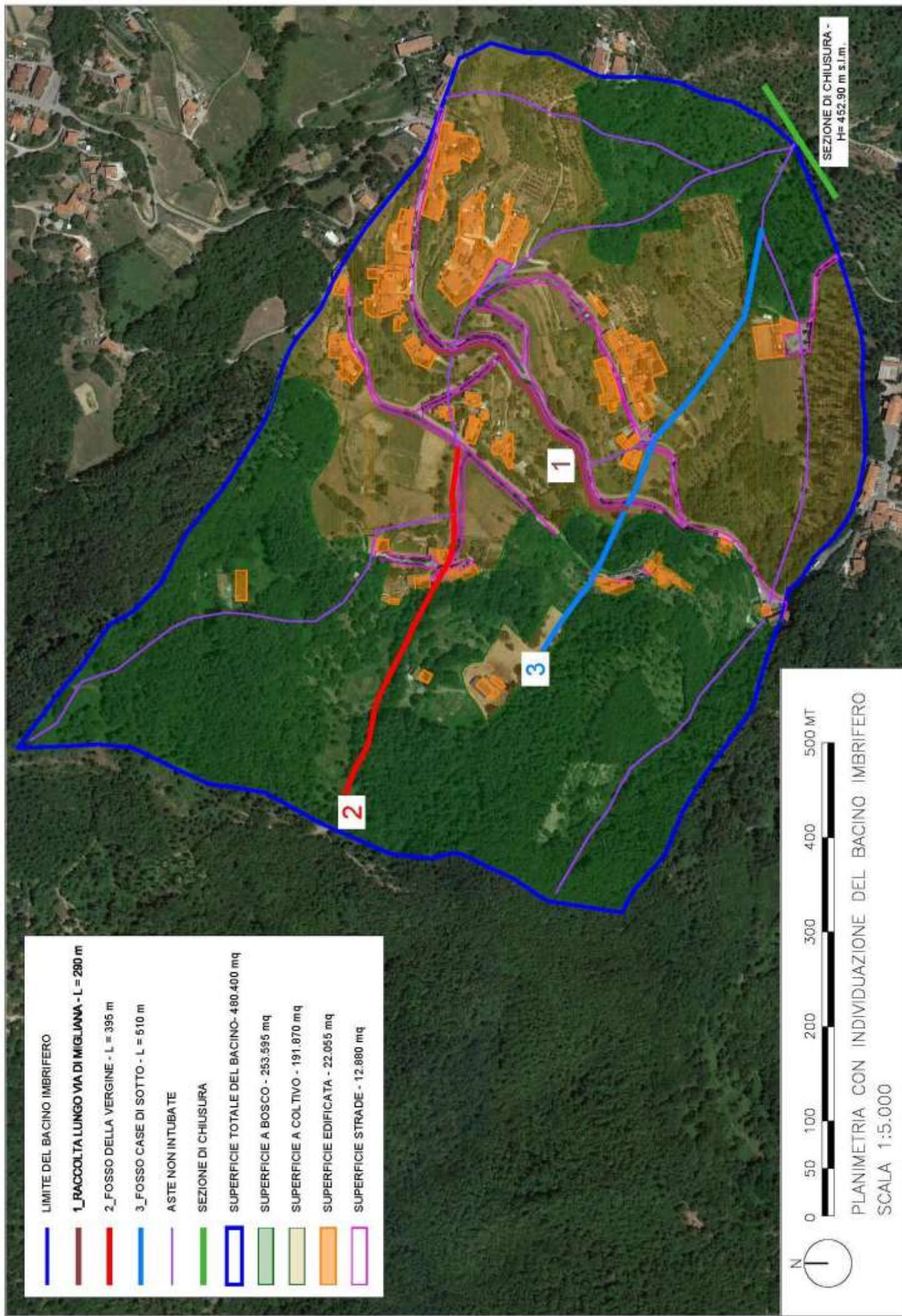
PLANIMETRIA CON INDIVIDUAZIONE DEL BACINO IMBRIFERO
SCALA 1:5.000



- LIMITE DEL BACINO IMBRIFERO
- 1_RACCOLTA LUNGO VIA DI MIGLIANA - L = 290 m
- 2_FOSSO DELLA VERGINE - L = 395 m
- 3_FOSSO CASE DI SOTTO - L = 510 m
- ASTE NON INTUBATE
- SEZIONE DI CHIUSURA
- SUPERFICIE TOTALE DEL BACINO - 480.400 mq
- SUPERFICIE A BOSCO - 253.595 mq
- SUPERFICIE A COLTIVO - 191.870 mq
- SUPERFICIE EDIFICATA - 22.055 mq
- SUPERFICIE STRADE - 12.880 mq

0
50
100
200
300
400
500 MT

PLANIMETRIA CON INDIVIDUAZIONE DEL BACINO IMBRIFERO
 SCALA 1:5.000



6. VERIFICA DELLE SEZIONI DELLE CONDOTTE INTERRATE

La presente sezione si riferisce alla verifica delle condotte interrato presenti nell'area di progetto. Dette condotte saranno del tipo corrugato in PVC.

Nelle planimetrie seguenti sono stati individuati graficamente i 3 ambiti di verifica; nello specifico avremo:

1. condotta di raccolta lungo via di Migliana, nella condotta confluiranno le acque provenienti dai dreni sub-orizzontali e le acque di pendio;
2. fosso della Vergine nel tratto in cui la condotta è interrata;
3. fosso Case di Sotto nel tratto in cui la condotta è interrata.

6.1 Condotta di raccolta lungo via di Migliana

La verifica idraulica della condotta è stata effettuata lungo via di Migliana in quanto è l'area in cui abbiamo le condizioni più gravose ed è stata oggetto di verifica anche per i dreni sub-orizzontali. La verifica che si andrà a fare poi potrà essere riferita anche alle altre opere assimilabili per tipologia presenti nell'area di progetto che opereranno sicuramente in condizioni meno gravose. Nella condotta in esame confluiranno le acque raccolte dai dreni sub-orizzontali e le acque di pendio.

6.1.1 Dati della superficie interessata

Per la determinazione grafica del bacino si faccia riferimento alle planimetrie allegate all'inizio del presente capitolo.

SUPERFICIE INTERESSATA	LUNGHEZZA MAX PER-CORSO IDRAULICO PRINCIPALE	ALTITUDINE MAX BACINO	ALTITUDINE MAX PER-CORSO IDRAULICO	ALTITUDINE MINIMA PERCORSO IDRAULICO	PENDENZA
0,03 kmq	0,29 km	650 m	650 m	603 m	0,08

6.1.2 Dati pluviometrici

Si riportano i dati pluviometrici di massima intensità su 1,3,6,12,24 ore consecutive della stazione di riferimento di Cantagallo (PO) ubicata a 555 m s.l.m.

ANNO	t=1 ora	t=3 ore	t=6 ore	t=12 ore	t=24ore
	h= mm	h= mm	h= mm	h= mm	h= mm
2002	30,40	55,80	65,20	82,80	92,00
2003	22,80	31,80	50,80	72,20	85,80
2004	46,20	63,80	76,00	82,60	105,20
2005	21,40	32,20	56,00	74,00	110,40
2006	30,80	45,40	63,00	81,00	113,80
2007	21,80	30,40	46,40	58,60	61,80
2008	21,20	41,20	59,00	95,40	123,20
2009	18,40	40,80	69,60	131,60	151,20
2010	28,40	46,40	46,60	67,00	90,80
2011	26,80	37,80	62,60	81,60	97,20
2012	30,40	52,00	72,40	111,20	149,40
2013	40,20	49,40	76,00	116,60	153,80
2014	25,00	50,800	63,80	104,80	150,00
2015	41,20	52,40	81,00	91,20	124,00
2016	36,40	75,80	114,0	117,00	118,60
2017	32,60	51,40	74,20	100,60	133,40

6.1.3 Analisi statistica delle piogge e curva di probabilità pluviometrica

Per la determinazione delle altezze critiche di pioggia da cui derivare i valori di portata critica si è operato mediante il metodo statistico di Gumbel, utilizzando la serie pluviometrica storica (altezze massime di pioggia registrate 1, 3, 6, 12, 24 ore) della stazione di Cantagallo (PO).

I dati disponibili si riferiscono a n. 16 anni di registrazioni, come in precedenza indicati.

Per le considerazioni sulla metodologia di calcolo e per la descrizione del modello matematico utilizzato si faccia riferimento al paragrafo “5.3 Analisi statistica delle piogge e curva di probabilità pluviometrica” della presente relazione.

Valori relativi al tempo t di cui alla media $\mu(ht)$, dello scarto quadrato mediato $\sigma(ht)$ nonché dei parametri αt e u_t della relazione di Gumbel.

OSSERVAZIONI N.16	1h	3h	6h	12 h	24h
$\mu(ht)$	29,63	47,34	67,29	91,76	118,32
$\sigma(ht)$	8,09	12,02	16,31	20,45	26,64
$\alpha t = 1,283 / \sigma(ht)$	0,16	0,11	0,08	0,06	0,05
$u_t = \mu(ht) - 0,45 \sigma(ht)$	25,99	41,93	59,95	82,56	106,33

6.1.4 Altezza massima di pioggia

L'altezza massima di pioggia è stata calcolata con un tempo di ritorno pari a 200 anni.

	1h	3h	6h	12 h	24h
TEMPO DI RI-TORNO 200 ANNI	59,38 mm	91,55 mm	127,29 mm	167,01 mm	216,35 mm

LEGGE DI PIOGGIA: $h = a \times t^n$

Tr = 200 anni: $h = 59,398 \times t^{0,4117}$

6.1.5 Tempo di corrivazione (h)

Il tempo di corrivazione t_c è stato ottenuto dal valore mediato delle seguenti relazioni:

FORMULA DI PEZZOLI	FORMULA DI KIRPICH	FORMULA DI VIPARELLI
$T_c = 0,055 L / i^{1/2}$	$t_c = 0,000325 L^{0,77} i^{-0,385}$	$t_c = L/V$
0,09 h	0,10 h	0,08 h

$$t_c = (0,06 + 0,07 + 0,08) / 3 = \mathbf{0,07 \text{ h}}$$

$$h = 59,398 \times t^{0,4117} = 59,398 \times 0,07^{0,4117} = \mathbf{19,87 \text{ mm/h}}$$

6.1.6 Analisi idrologica del bacino – Calcolo del coefficiente di deflusso

Lo studio geologico effettuato per il presente progetto definitivo ha consentito di individuare la natura del terreno presente nell'area di intervento e le unità geologico-tecniche; il primo strato del terreno che costituisce il cumulo di frana attiva è costituito da limo argilloso sabbioso dove prevale la componente sabbiosa.

Nell'area oggetto di intervento, quindi di verifica idraulica, abbiamo superfici con diverse destinazioni d'uso; abbiamo superficie a coltivo e a superficie urbanizzata costituita da edifici e strade. Nella tabella seguente sono riportate e quantificate le varie superfici presenti che, chiaramente, presentano coefficienti di deflusso differenti.

	mq	C (coefficiente di deflusso)
SUPERFICIE COLTIVATA	17.750	0,20
SUPERFICIE STRADE	4.850	0,85
TOTALE	22.400	

Calcolo della media ponderata relativa al coefficiente C (coefficiente di deflusso):

$$X = (x_1 p_1 + x_2 p_2) / (p_1 + p_2)$$

Valore xi	Peso pi
0,20	17.750
0,85	4.850

Sostituendo si ottiene:

$$C = 0,34$$

6.1.7 Calcolo della portata

Per il calcolo della portata è stata utilizzata la seguente relazione:

$$Q_{max} = C \times hc \times S / 3,6 \times tc$$

Coefficiente di deflusso C	0,34
S= superficie del bacino	0,022 kmq
Tempo di corrivazione tc	0,07 h
Tempo di ritorno anni	200
a=parametro caratteristico	59,38
n=parametro caratteristico	0,4117
hc= altezza critica di pioggia	19,87

Sostituendo si ottiene la portate del corpo recettore:

$$Q_{max} = C \times hc \times S / 3,6 \times tc = 0,34 \times 19,87 \times 0,022 / 3,6 \times 0,07 = 0,59 \text{ mc/sec.}$$

La portata appena calcolata deve essere aggiunta alla portata dei dreni sub-orizzontali calcolata nel capitolo "6. Tubi drenanti microfessurati ad andamento

sub-orizzontale” – paragrafo “6.6 Calcolo della portata”. Tale portata è pari a 0,46 mc/sec.

$$Q \text{ max totali} = Q \text{ max dreni} + Q \text{ max acque di pendio} = 0,59 + 0,46 = 1,05 \text{ mc/sec.}$$

6.1.8 Verifica della tubazione interrata

La tubazione sarà circolare con diametro pari a 600 mm in PVC.

$$Q = 0,785 D^2 V$$

$$V_{\text{max}} = 3,90 \text{ m/s}$$

$$Q = 0,785 \times 0,60^2 \times 3,90 = \mathbf{1,10 \text{ mc/sec.} > 1,05 \text{ mc/sec}} \text{ VERIFICA SODDISFATTA}$$

6.2 Fosso della Vergine nel tratto in cui la condotta è interrata

La verifica idraulica del fosso è stata effettuata nel tratto in cui la condotta è interrata. La condotta sarà in PVC con sezione circolare e diametro pari a 1.000 mm ed una lunghezza pari a 395 m.

6.2.1 Dati della superficie interessata

Per la determinazione grafica del bacino si faccia riferimento alle planimetrie allegate all’inizio del presente capitolo.

SUPERFICIE INTERESSATA	LUNGHEZZA MAX PER-CORSO IDRAULICO PRINCIPALE	ALTITUDINE MAX BACINO	ALTITUDINE MAX PER-CORSO IDRAULICO	ALTITUDINE MINIMA PERCORSO IDRAULICO	PENDENZA
0,15 kmq	0,395 km	801,20 m	716,60 m	644,00 m	0,18

6.2.2 Dati pluviometrici

Si riportano i dati pluviometrici di massima intensità su 1,3,6,12,24 ore consecutive della stazione di riferimento di Cantagallo (PO) ubicata a 555 m s.l.m.

ANNO	t=1 ora	t=3 ore	t=6 ore	t=12 ore	t=24ore
	h= mm	h= mm	h= mm	h= mm	h= mm
2002	30,40	55,80	65,20	82,80	92,00
2003	22,80	31,80	50,80	72,20	85,80
2004	46,20	63,80	76,00	82,60	105,20
2005	21,40	32,20	56,00	74,00	110,40
2006	30,80	45,40	63,00	81,00	113,80
2007	21,80	30,40	46,40	58,60	61,80
2008	21,20	41,20	59,00	95,40	123,20
2009	18,40	40,80	69,60	131,60	151,20
2010	28,40	46,40	46,60	67,00	90,80
2011	26,80	37,80	62,60	81,60	97,20
2012	30,40	52,00	72,40	111,20	149,40
2013	40,20	49,40	76,00	116,60	153,80
2014	25,00	50,800	63,80	104,80	150,00
2015	41,20	52,40	81,00	91,20	124,00
2016	36,40	75,80	114,0	117,00	118,60
2017	32,60	51,40	74,20	100,60	133,40

6.2.3 Analisi statistica delle piogge e curva di probabilità pluviometrica

Per la determinazione delle altezze critiche di pioggia da cui derivare i valori di portata critica si è operato mediante il metodo statistico di Gumbel, utilizzando la serie pluviometrica storica (altezze massime di pioggia registrate 1, 3, 6, 12, 24 ore) della stazione di Cantagallo (PO).

I dati disponibili si riferiscono a n. 16 anni di registrazioni, come in precedenza indicati.

Per le considerazioni sulla metodologia di calcolo e per la descrizione del modello matematico utilizzato si fa riferimento al paragrafo “5.3 Analisi statistica delle piogge e curva di probabilità pluviometrica” della presente relazione.

Valori relativi al tempo t di cui alla media $\mu(ht)$, dello scarto quadrato mediato $\sigma(ht)$ nonché dei parametri αt e u_t della relazione di Gumbel.

OSSERVAZIONI N.16	1h	3h	6h	12 h	24h
$\mu(ht)$	29,63	47,34	67,29	91,76	118,32
$\sigma(ht)$	8,09	12,02	16,31	20,45	26,64
$\alpha t = 1,283 / \sigma(ht)$	0,16	0,11	0,08	0,06	0,05
$u_t = \mu(ht) - 0,45 \sigma(ht)$	25,99	41,93	59,95	82,56	106,33

6.2.4 Altezza massima di pioggia

L'altezza massima di pioggia è stata calcolata con un tempo di ritorno pari a 200 anni.

	1h	3h	6h	12 h	24h
TEMPO DI RI-TORNO 200 ANNI	59,38 mm	91,55 mm	127,29 mm	167,01 mm	216,35 mm

LEGGE DI PIOGGIA: $h = a \times t^n$

$Tr = 200$ anni: $h = 59,398 \times t^{0,4117}$

6.2.5 Tempo di corrivazione (h)

Il tempo di corrivazione t_c è stato ottenuto dal valore mediato delle seguenti relazioni:

FORMULA DI PEZZOLI	FORMULA DI KIRPICH	FORMULA DI VIPARELLI
$T_c = 0,055 L / i^{1/2}$	$t_c = 0,000325 L^{0,77} i^{-0,385}$	$t_c = L/V$
0,05 h	0,06 h	0,109 h

$$t_c = (0,05 + 0,06 + 0,109) / 3 = \mathbf{0,073 \text{ h}}$$

$$h = 59,398 \times t^{0,4117} = 59,398 \times 0,073^{0,4117} = \mathbf{20,22 \text{ mm/h}}$$

6.2.6 Analisi idrologica del bacino – Calcolo del coefficiente di deflusso

Lo studio geologico effettuato per il presente progetto definitivo ha consentito di individuare la natura del terreno presente nell'area di intervento e le unità geologico-tecniche; il primo strato del terreno che costituisce il cumulo di frana attiva è costituito da limo argilloso sabbioso dove prevale la componente sabbiosa.

Nell'area oggetto di intervento, quindi di verifica idraulica, abbiamo superfici con diverse destinazioni d'uso; abbiamo superfici destinate a bosco, a coltivo e a superficie urbanizzata costituita da edifici e strade. Nella tabella seguente sono riportate e quantificate le varie superfici presenti che, chiaramente, presentano coefficienti di deflusso differenti.

	mq	C (coefficiente di deflusso)
SUPERFICIE A BOSCO	116.350	0,30
SUPERFICIE COLTIVATA	27.115	0,20
SUPERFICIE STRADE	2.515	0,85
TOTALE	145.980	

Calcolo della media ponderata relativa al coefficiente C (coefficiente di deflusso):

$$X = (x_1 p_1 + x_2 p_2 + x_3 p_3) / (p_1 + p_2 + p_3)$$

Valore xi	Peso pi
0,30	116.350
0,20	27.115
0,85	2.515

Sostituendo si ottiene:

$$C = 0,29$$

6.2.7 Calcolo della portata

Per il calcolo della portata è stata utilizzata la seguente relazione:

$$Q_{max} = C \times h_c \times S / 3,6 \times t_c$$

Coefficiente di deflusso C	0,29
S= superficie del bacino	0,15 kmq
Tempo di corrivazione t _c	0,073 h
Tempo di ritorno anni	200
a=parametro caratteristico	59,38
n=parametro caratteristico	0,4117
h _c = altezza critica di pioggia	20,22

Sostituendo si ottiene la portate del corpo recettore:

$$Q_{max} = C \times h_c \times S / 3,6 \times t_c = 0,29 \times 20,22 \times 0,15 / 3,6 \times 0,073 = 3,35 \text{ mc/sec.}$$

6.2.8 Verifica della tubazione interrata

La tubazione sarà circolare con diametro pari a 1000 mm in PVC.

$$Q = 0,785 D^2 V$$

$$V_{max} = 4,50 \text{ m/s}$$

$$Q = 0,785 \times 1^2 \times 4,50 = \mathbf{3,53 \text{ mc/sec.} > 3,35 \text{ mc/sec}} \text{ VERIFICA SODDISFATTA}$$

6.3 Fosso Case di Sotto nel tratto in cui la condotta è interrata

La verifica idraulica del fosso è stata effettuata nel tratto in cui la condotta è interrata. La condotta sarà in PVC con sezione circolare e diametro pari a 1.000 mm ed una lunghezza pari a 510 m.

6.3.1 Dati della superficie interessata

Per la determinazione grafica del bacino si faccia riferimento alle planimetrie allegate all'inizio del presente capitolo.

SUPERFICIE INTERESSATA	LUNGHEZZA MAX PER-CORSO IDRAULICO PRINCIPALE	ALTITUDINE MAX BACINO	ALTITUDINE MAX PER-CORSO IDRAULICO	ALTITUDINE MINIMA PERCORSO IDRAULICO	PENDENZA
0,11 kmq	0,510 km	774 m	678 m	515 m	0,32

6.3.2 Dati pluviometrici

Si riportano i dati pluviometrici di massima intensità su 1,3,6,12,24 ore consecutive della stazione di riferimento di Cantagallo (PO) ubicata a 555 m s.l.m.

ANNO	t=1 ora	t=3 ore	t=6 ore	t=12 ore	t=24ore
	h= mm	h= mm	h= mm	h= mm	h= mm
2002	30,40	55,80	65,20	82,80	92,00
2003	22,80	31,80	50,80	72,20	85,80
2004	46,20	63,80	76,00	82,60	105,20
2005	21,40	32,20	56,00	74,00	110,40
2006	30,80	45,40	63,00	81,00	113,80
2007	21,80	30,40	46,40	58,60	61,80
2008	21,20	41,20	59,00	95,40	123,20
2009	18,40	40,80	69,60	131,60	151,20
2010	28,40	46,40	46,60	67,00	90,80
2011	26,80	37,80	62,60	81,60	97,20
2012	30,40	52,00	72,40	111,20	149,40
2013	40,20	49,40	76,00	116,60	153,80
2014	25,00	50,800	63,80	104,80	150,00
2015	41,20	52,40	81,00	91,20	124,00
2016	36,40	75,80	114,0	117,00	118,60
2017	32,60	51,40	74,20	100,60	133,40

6.3.3 Analisi statistica delle piogge e curva di probabilità pluviometrica

Per la determinazione delle altezze critiche di pioggia da cui derivare i valori di portata critica si è operato mediante il metodo statistico di Gumbel, utilizzando la serie pluviometrica storica (altezze massime di pioggia registrate 1, 3, 6, 12, 24 ore) della stazione di Cantagallo (PO).

I dati disponibili si riferiscono a n. 16 anni di registrazioni, come in precedenza indicati.

Per le considerazioni sulla metodologia di calcolo e per la descrizione del modello matematico utilizzato si faccia riferimento al paragrafo "5.3 Analisi statistica delle piogge e curva di probabilità pluviometrica" della presente relazione.

Valori relativi al tempo t di cui alla media $\mu(ht)$, dello scarto quadrato mediato $\sigma(ht)$ nonché dei parametri αt e ut della relazione di Gumbel.

OSSERVAZIONI N.16	1h	3h	6h	12 h	24h
$\mu(ht)$	29,63	47,34	67,29	91,76	118,32
$\sigma(ht)$	8,09	12,02	16,31	20,45	26,64
$\alpha t = 1,283 / \sigma(ht)$	0,16	0,11	0,08	0,06	0,05
$ut = \mu(ht) - 0,45 \sigma(ht)$	25,99	41,93	59,95	82,56	106,33

6.3.4 Altezza massima di pioggia

L'altezza massima di pioggia è stata calcolata con un tempo di ritorno pari a 200 anni.

	1h	3h	6h	12 h	24h
TEMPO DI RI-TORNO 200 ANNI	59,38 mm	91,55 mm	127,29 mm	167,01 mm	216,35 mm

LEGGE DI PIOGGIA: $h = a \times t^n$

$Tr = 200$ anni: $h = 59,398 \times t^{0,4117}$

6.3.5 Tempo di corrivazione (h)

Il tempo di corrivazione t_c è stato ottenuto dal valore mediato delle seguenti relazioni:

FORMULA DI PEZZOLI	FORMULA DI KIRPICH	FORMULA DI VIPARELLI
$T_c = 0,055 L / i^{1/2}$	$t_c = 0,000325 L^{0,77} i^{-0,385}$	$t_c = L/V$
0,05 h	0,06 h	0,11 h

$$t_c = (0,05+0,06+0,111)/3 = \mathbf{0,073 \text{ h}}$$

$$h = 59,398 \times t^{0,4117} = 59,398 \times 0,073^{0,4117} = \mathbf{20,22 \text{ mm/h}}$$

6.3.6 Analisi idrologica del bacino – Calcolo del coefficiente di deflusso

Lo studio geologico effettuato per il presente progetto definitivo ha consentito di individuare la natura del terreno presente nell'area di intervento e le unità geologico-tecniche; il primo strato del terreno che costituisce il cumulo di frana attiva è costituito da limo argilloso sabbioso dove prevale la componente sabbiosa.

Nell'area oggetto di intervento, quindi di verifica idraulica, abbiamo superfici con diverse destinazioni d'uso; abbiamo superfici destinate a bosco, a coltivo e a superficie urbanizzata costituita da edifici e strade. Nella tabella seguente sono riportate e quantificate le varie superfici presenti che, chiaramente, presentano coefficienti di deflusso differenti.

	mq	C (coefficiente di deflusso)
SUPERFICIE A BOSCO	55.355	0,30
SUPERFICIE COLTIVATA	50.490	0,20
SUPERFICIE STRADE	6.500	0,85
TOTALE	112.345	

Calcolo della media ponderata relativa al coefficiente C (coefficiente di deflusso):

$$X = (x_1p_1 + x_2p_2 + x_3p_3) / (p_1 + p_2 + p_3)$$

Valore xi	Peso pi
0,30	55.355
0,20	50.490
0,85	6.500

Sostituendo si ottiene:

$$C=0,29$$

6.3.7 Calcolo della portata

Per il calcolo della portata è stata utilizzata la seguente relazione:

$$Q_{max} = C \times hc \times S / 3,6 \times tc$$

Coefficiente di deflusso C	0,29
S= superficie del bacino	0,11 kmq
Tempo di corrivazione tc	0,073 h
Tempo di ritorno anni	200
a=parametro caratteristico	59,38
n=parametro caratteristico	0,4117
hc= altezza critica di pioggia	20,22

Sostituendo si ottiene la portate del corpo recettore:

$$Q_{max} = C \times hc \times S / 3,6 \times tc = 0,29 \times 20,22 \times 0,11 / 3,6 \times 0,073 = 2,45 \text{ mc/sec.}$$

6.3.8 Verifica della tubazione interrata

La tubazione sarà circolare con diametro pari a 1000 mm in PVC.

$$Q = 0,785 D^2 V$$

$$V_{max} = 3,50 \text{ m/s}$$

$$Q = 0,785 \times 1^2 \times 3,50 = 2,75 \text{ mc/sec.} > 2,45 \text{ mc/sec. } \underline{\text{VERIFICA SODDISFATTA}}$$

7. SISTEMA DI DRENAGGIO: TRINCEE DRENANTI E TUBI DRENANTI MICROFESSURATI AD ANDAMENTO SUB-ORIZZONTALE

Per la stabilizzazione del versante oggetto di intervento, un ruolo essenziale è giocato dal drenaggio delle acque che portano a saturazione i materiali terrosi presenti caratterizzati da bassi valori dell'indice di plasticità. Pertanto il presente intervento si caratterizza per la specifica funzione drenante che le previste opere andranno ad esercitare, in tal modo ci sarà una riduzione delle pressioni interstiziali del versante instabile.

L'intervento di stabilizzazione del pendio, prevede la realizzazione di un sistema drenante costituito da:

1. *trincee drenanti*, nella parte alta del pendio, che si andranno a porre in opera saranno costituite da strutture allungate disposte parallelamente alla linea di massima pendenza del versante e saranno abbinate a trincee più superficiali disposte a spina di pesce e confluenti nelle trincee principali. Le trincee saranno posizionate a 3 metri di profondità dal piano di campagna, saranno del tipo prefabbricato e avranno dimensioni pari a 2x0,5x1 m (lunghezza x larghezza x altezza), nella parte bassa sarà posto un tubo fessurato in PVC e al di sotto sarà posizionato uno strato di argilla di 0,50 m. Il drenaggio profondo, quindi, avverrà mediante l'utilizzo di pannelli prefabbricati ad alte prestazioni idraulico-meccaniche; il pannello drenante sarà costituito da uno scatolare esterno in rete metallica rivestito con geotessile ritentore e separatore, il nucleo drenante sarà costituito da "ciottoli" di polistirolo impu-tescibile, insolubile e chimicamente inerte all'acqua.
2. *tubi dreni sub orizzontali microfessurati* inseriti in fori pre-scavati, nella parte centrale (dove si riscontrano le aree che presentano i valori più bassi dei fattori di sicurezza) del pendio. I tubi drenanti saranno costituiti da tubazioni fessurate in PVC (tagli da 1,50 mm e percentuale di area forata pari all'8%) con diametro 160 mm rivestite con geotessile. I dreni saranno disposti a raggiera per limitare il numero di pozzetti da realizzare. Le raggiera di dreni saranno costituite al massimo da 6 dreni ciascuna e saranno messe in opera

lungo le tre strade principali che si sviluppano trasversalmente al versante, ogni raggiera confluirà in un pozzetto in cls armato costruito in opera che avrà dimensioni pari a 2,50x1,50x2,10 m (lunghezza x profondità x altezza). Per evitare che i dreni si occludano, è opportuna una manutenzione periodica che prevede il lavaggio con acqua in pressione. In assenza di manutenzione, la vita utile di un sistema di dreni suborizzontali non è superiore a circa 15-20 anni.

7.1 Normative di riferimento

3. - Legge nr. 1086 del 05/11/1971_Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.
4. - Legge nr. 64 del 02/02/1974_Provedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
5. - D.M. LL.PP. del 11/03/1988_Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
6. - D.M. LL.PP. del 14/02/1992_Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.
7. - D.M. 9 Gennaio 1996_Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche
8. - D.M. 16 Gennaio 1996_Norme Tecniche relative ai 'Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi'
9. - D.M. 16 Gennaio 1996_Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche
10. - Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C_Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996
11. - Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG_Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996

12. - Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 (D.M. 17 Gennaio 2018)

7.2 Richiami teorici dimensionamento delle trincee drenanti

Il calcolo delle trincee drenanti, viene effettuato considerando l'ipotesi di pendio indefinito. Il fattore di sicurezza del pendio viene determinato attraverso la seguente relazione:

$$F_s = \frac{T_r}{T_m}$$

dove T_r e T_m sono rispettivamente la forza di taglio resistente e quella mobilitata alla base della striscia di riferimento, ed assumono le seguenti espressioni:

$$T_r = c'/\cos(b) + N' \cdot \tan(f')$$

$$T_m = W \cdot \sin(b) - F_{vs} \cdot \sin(b) + F_{hs} \cdot \cos(b)$$

dove c' e f' sono rispettivamente la coesione e l'angolo d'attrito drenati del terreno;

$N' = W \cdot \cos(b) - F_{vs} \cdot \cos(b) - F_{hs} \cdot \sin(b) - U$ è la forza normale alla base;

W è il peso della striscia, U è la sottospinta dell'acqua, b è la pendenza del profilo topografico e F_{hs} e F_{vs} sono rispettivamente le forze sismiche orizzontale e verticale.

Il fattore di sicurezza massimo $F_{s,max}$ si ottiene quando la sottospinta dell'acqua si annulla.

Generalmente non si è interessati a questo valore del fattore di sicurezza ma al valore richiesto dal contesto normativo vigente che indichiamo con $F_{s,inf}$ che assume il significato di coefficiente di sicurezza a tempo infinito.

Indicato con $F_{s,0}$ il fattore di sicurezza allo stato attuale, si definisce **Efficienza idraulica** e tempo infinito la seguente relazione:

$$E_{inf} = \frac{F_{s,inf} - F_{s,0}}{F_{s,max} - F_{s,0}}$$

In funzione del valore di E_{inf} è possibile determinare il valore di S/H_0 attraverso soluzioni in forma chiusa graficizzate di cui si riporteranno le relazioni numeriche interpolanti, in cui S rappresenta l'interasse delle trincee e H_0 l'altezza della trincea.

7.3 Dati di calcolo

Per il dimensionamento delle trincee drenanti si fa riferimento alla sezione più significativa che presenta l'altezza di falda più vicina al piano di campagna. La sezione in questione è la B-B.

Descrizione terreni

Descrizione	γ [kg/mc]	γ_{sat} [kg/mc]	ϕ [°]	C [kg/cm ²]
Cumulo frana attivo	1930,0	2050,0	23.20	0,070

dove:

- γ Peso di volume del terreno espresso in [kg/mc]
- γ_{sat} Peso di volume saturo del terreno espresso in [kg/mc]
- ϕ Angolo di attrito interno del terreno espresso in gradi
- C Coesione del terreno espressa in [kg/cm²]

Descrizione stratigrafia

n°	Z [m]	Terreno
1	4,50	Cumulo frana attivo

dove:

- n° Identificativo strato
- Z Quota dello strato espressa in [m]
- Terreno* Terreno dello strato

Profilo

Il pendio ha la pendenza di 19,35 °

Descrizione granulometria

d₁₀	d₁₅	d₅₀	d₆₀	d₈₅	D₅	D₁₅
[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
0,075	0,090	0,420	0,800	1,600	1,700	0,460

dove:

d₁₀ diametro in [mm] del passante del 10% in peso del materiale di base

d₁₅ diametro in [mm] del passante del 15% in peso del materiale di base

d₅₀ diametro in [mm] del passante del 50% in peso del materiale di base

d₆₀ diametro in [mm] del passante del 60% in peso del materiale di base

d₈₅ diametro in [mm] del passante del 85% in peso del materiale di base

D₅ diametro in [mm] del passante del 5% in peso del materiale drenante

D₁₅ diametro in [mm] del passante del 15% in peso del materiale drenante

Profondità Livello della Falda

hw = 1,20 m

Dati geometrici Trincea

Altezza Trincea	H ₀ = 3,00 m
Quota valutazione efficienza idraulica	D = 3,00 m
Inclinazione pareti verticali	α = 6,00 °
Diametro tubo in pvc	D _t = 160 mm
Sfinestrature tubo in pvc	a = 0,500 mm
Spessore cunetta in argilla	sp = 0,50 m

Dati zona sismica

Identificazione del sito:

Latitudine	43.592831
Longitudine	11.060014
Comune	Cantagallo
Provincia	Prato
Regione	Toscana

Punti di interpolazione del reticolo
20944 20722-20721-20943-

Tipo di opera:

Tipo di costruzione	Opera ordinaria
Vita nominale	50 anni
Classe d'uso	III - Affollamenti significativi e industrie non pericolose

Vita di riferimento	75 anni
Accelerazione al suolo $a_g =$	1.450 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S_s)	1.20
Coefficiente di amplificazione topografica (S_t)	1.00
Coefficiente riduzione (b_s)	0.24
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h = (a_g/g * b_s * S_t * S) = 4.26$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v = 0.50 * k_h = 2.13$

Opzioni di Analisi

Il dimensionamento della base della trincea è stato effettuato considerando un valore B/H₀, rapporto fra la base e l'altezza di 0,100

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

Carichi	Effetto	Simbologia	A2 Statico	A2 Sismico
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.00	1.00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.30	1.00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri	Simbologia	M2 Statico	M2 Sismico
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$	1.25	1.00
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.25	1.00
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.40	1.00
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1.00	1.00
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1.00	1.00

Coefficiente di sicurezza statico richiesto 1.00

Coefficiente di sicurezza sismico richiesto 1.00

7.4 Risultati di calcolo trincee drenanti

Geometria

Per il raggiungimento del coefficiente di sicurezza richiesto, per il pendio in esame, si rende necessaria la realizzazione di un sistema di trincee drenanti, aventi base $B = 0,30$ m e poste ad interasse $S = 16,43$ m.

Parametri medi di deformabilità e permeabilità

E	ν	K
[kg/cm ^q]		[m/sec]
200,00	0,30	1,00E-04

dove:

E Modulo Elastico medio espresso in [kg/cm^q]

ν Coefficiente di Poisson

K Permeabilità media espressa in [m/sec]

Coefficienti di sicurezza

F _{s,0}	F _{ss,0}	F _{s,max}	F _{ss,max}	E _{inf}	E _{inf,s}	t ₅₀	t ₉₀	F _{s,50}	F _{s,90}	F _{ss,50}	F _{ss,90}
0,819	0,890	1,013	1,111	0,935	0,498	gg	gg	0,909	0,982	0,943	0,989

dove:

F_{s,0} Coefficiente di sicurezza del pendio allo stato attuale in condizioni statiche

F_{ss,0} Coefficiente di sicurezza del pendio allo stato attuale in condizioni sismiche

F_{s,max} Coefficiente di sicurezza massimo disponibile del pendio in condizioni statiche

F_{ss,max} Coefficiente di sicurezza massimo disponibile del pendio in condizioni sismiche

E_{inf} Efficienza idraulica a tempo infinito in condizioni statiche

E_{inf,s} Efficienza idraulica a tempo infinito in condizioni sismiche

t₅₀ Tempo espresso in giorni necessario per il raggiungimento del 50% dell'efficienza idraulica

t₉₀ Tempo espresso in giorni necessario per il raggiungimento del 90% dell'efficienza idraulica

F_{s,50} Coefficiente di sicurezza del pendio in condizioni statiche al raggiungimento del 50% dell'efficienza idraulica

F_{s,90} Coefficiente di sicurezza del pendio in condizioni statiche al raggiungimento del 90% dell'efficienza idraulica

F_{ss,50} Coefficiente di sicurezza del pendio in condizioni sismiche al raggiungimento del 50% dell'efficienza idraulica

F_{ss,90} Coefficiente di sicurezza del pendio in condizioni sismiche al raggiungimento del 90% dell'efficienza idraulica

Forze allo stato attuale

W _s	W _d	F _{sh,0}	F _{sv,0}	T ₀	T _{s,0}	N ₀	N _{s,0}	U
[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]
9081	9045	387	193	3008	3309	5455	5144	3114

dove:

W_s Peso della striscia di riferimento del terreno saturo espresso in [kg]

W_d Peso della striscia di riferimento del terreno asciutto espresso in [kg]

F_{sh,0} Forza sismica orizzontale, al tempo 0, riferita al terreno saturo espressa in [kg]

F_{sv,0} Forza sismica verticale, al tempo 0, riferita al terreno saturo espressa in [kg]

T_0 Forza tangenziale agente alla base della striscia allo stato attuale espressa in [kg]

$T_{s,0}$ Forza tangenziale agente alla base della striscia, in condizioni sismiche, allo stato attuale espressa in [kg]

N_0 Forza normale agente alla base della striscia allo stato attuale espressa in [kg]

$N_{s,0}$ Forza normale agente alla base della striscia, condizioni sismiche, allo stato attuale espressa in [kg]

U Sottospinta dell'acqua espressa in [kg]

Forze a tempo infinito

W_s	W_d	$F_{sh,inf}$	$F_{sv,inf}$	T_{inf}	$T_{s,inf}$	N_{inf}	$N_{s,inf}$
[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]
9081	9045	385	193	2996	3296	7119	6810

dove:

W_s Peso della striscia di riferimento del terreno saturo espresso in [kg]

W_d Peso della striscia di riferimento del terreno asciutto espresso in [kg]

$F_{sh,inf}$ Forza sismica orizzontale, a tempo infinito, riferita al terreno asciutto espressa in [kg]

$F_{sv,inf}$ Forza sismica verticale, a tempo infinito, riferita al terreno asciutto espressa in [kg]

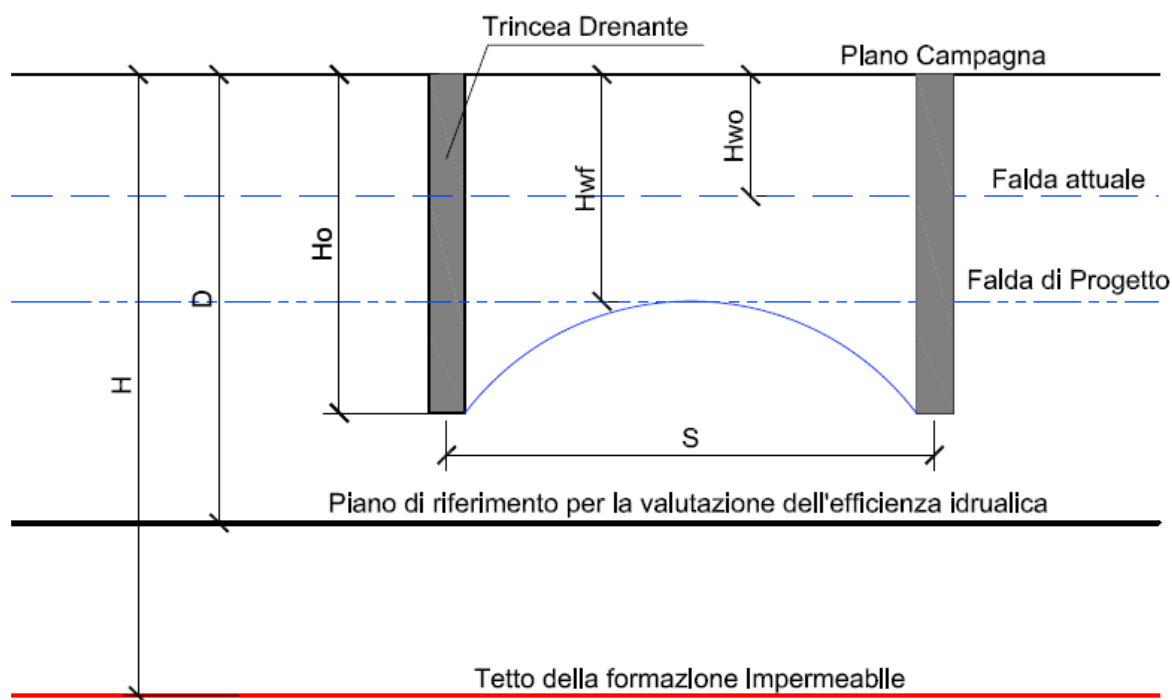
T_{inf} Forza tangenziale agente alla base della striscia a tempo infinito espressa in [kg]

$T_{s,inf}$ Forza tangenziale agente alla base della striscia, in condizioni sismiche, a tempo infinito espressa in [kg]

N_{inf} Forza normale agente alla base della striscia, a tempo tempo infinito espressa in [kg]

$N_{s,inf}$ Forza normale agente alla base della striscia, condizioni sismiche, a tempo infinito espressa in [kg]

7.5 Determinazione di livello di falda da progetto del sistema di drenaggio realizzato con trincee drenanti



Nel seguito si riportano, in forma tabellare, i risultati della valutazione dell'efficienza idraulica del campo di trincee drenanti previste in progetto per la sezione in questione.

Per la determinazione dei dati di base necessari alla determinazione del parametro E, si è fatto riferimento a quanto indicato nella Relazione Geologica Generale, nell'ambito della sezione dedicata alle Verifiche di Stabilità del Versante, da cui risulta:

Profondità media della Superficie di Potenziale Scivolamento (D) = 4 m

Livello di Falda ante-operam (Hwo) = 1,20 m da p.c. (2,80m da superficie di scivolamento)

Dall'esame degli elaborati di progetto specifici del campo di trincee drenanti in questione, risulta:

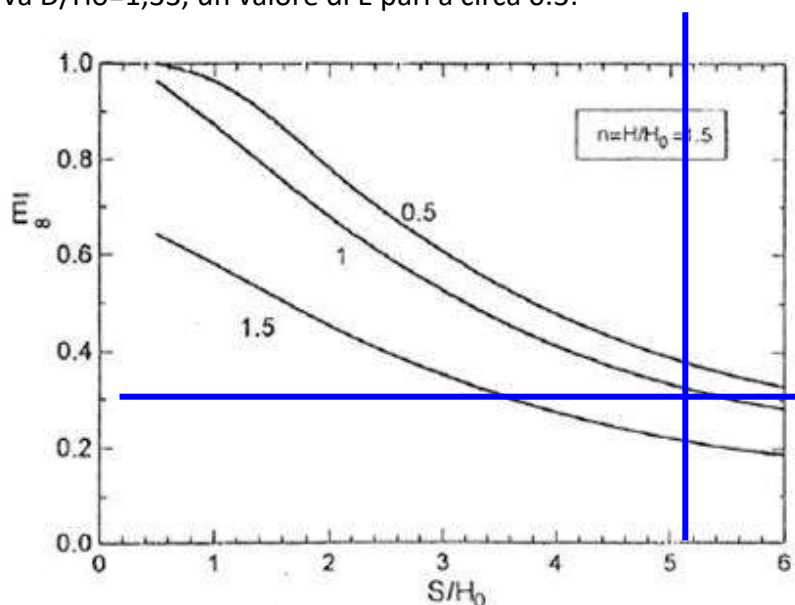
$H_o = 3\text{m}$

Potendo inoltre ritenere il substrato integro costituisca la formazione impermeabile nell'ambito del modello di valutazione dell'Efficienza, dall'esame del profilo Geotecnico Locale è possibile assumere $H/H_o=1,50$

Avendo previsto inoltre di disporre le singole aste drenanti del reticolo ad un interasse medio di 15m (a favore di sicurezza), risulta:

$$S/H_0 = 5,00$$

Dagli Abacchi di Desideri riferiti al caso $H/H_0 = 1,5$ m è possibile quindi stimare per una curva $D/H_0 = 1,33$, un valore di E pari a circa 0.3:



Ne consegue pertanto un livello di falda "post operam" H_{wf} di circa 2,0 secondo quando riportato nella successiva tabella:

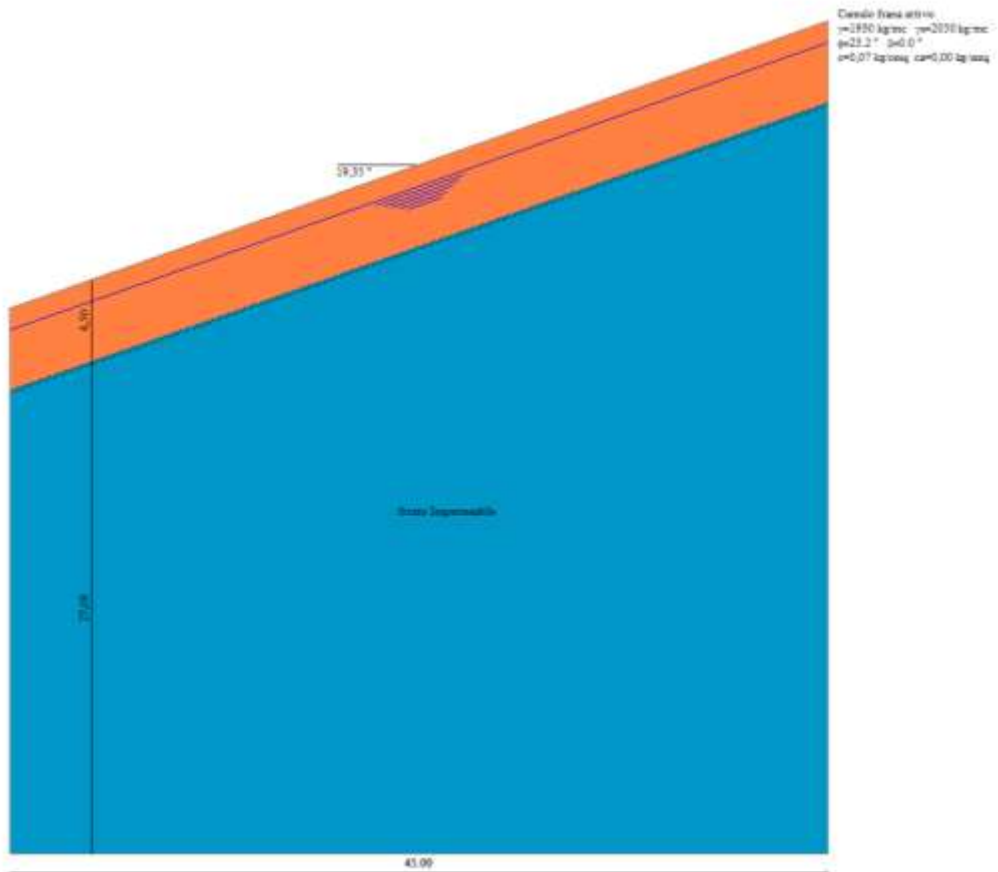
Sezione	H_0 (m)	(H/H_0) CAL	D (m)	D/ H_0	H_{w0}	u_0 (Kpa)	S(m)	S/ H_0	E (abaco)	$\Delta u = E * U_0$	$U_F = U_0 - \Delta u$ (Kpa)	H_{wf}
B-B	3,00	1,5	4,00	1,33	1,20	28	15,00	5,00	0,30	8,40	19,60	2,04

È possibile pertanto concludere che l'intervento con trincee drenanti previsto per la stabilizzazione del Versante, assicura un livello di Falda stabile a tempo infinito di circa 2,04m dal piano campagna ovvero, un battente d'acqua rispetto alla superficie di potenziale scivolamento del corpo di frana pari a circa 1,96m.

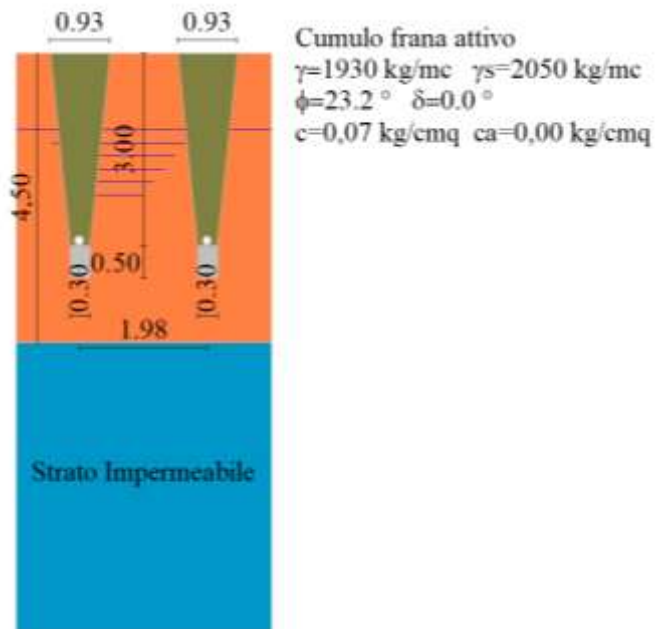
Tale dato costituisce pertanto il livello di falda di progetto per le verifiche di stabilità del versante nella condizione "post operam".

7.6 Schemi grafici trincee drenanti

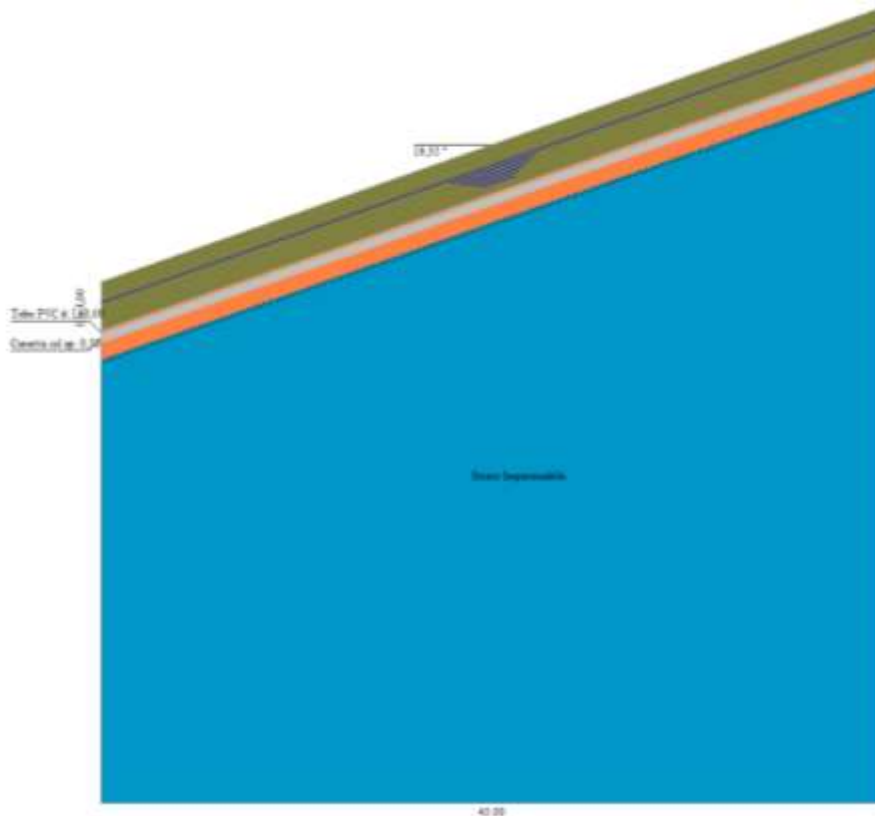
PROFILO STRATIGRAFICO



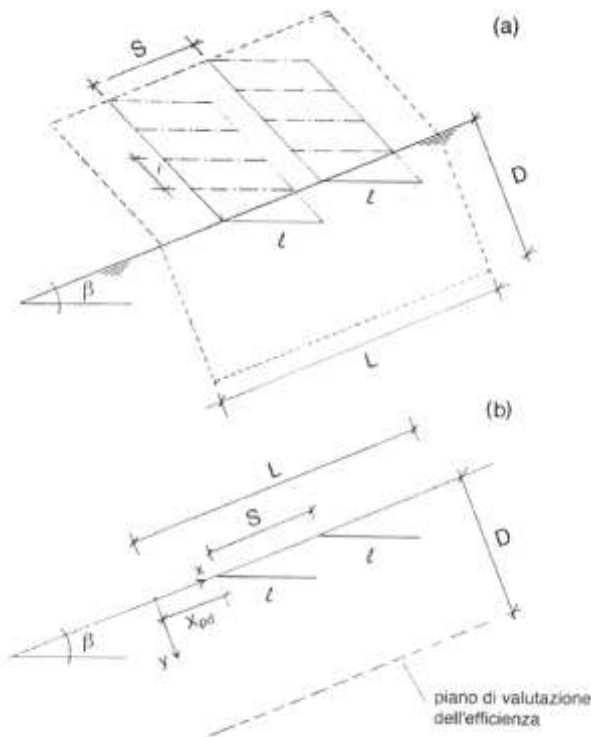
SEZIONE TRASVERSALE



SEZIONE LONGITUDINALE

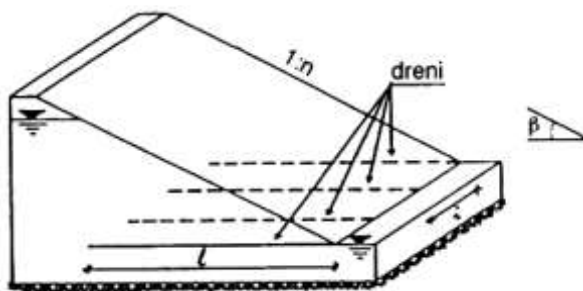


7.7 Cenni teorici dreni sub orizzontali



meabilità ($k_v _ k_h$);

- condizioni di lama d'acqua superficiale, ovvero si assume sul piano campagna una pressione interstiziale nulla;
- condizioni di flusso bidimensionale ipotizzando valori del rapporto $i/l \leq 0,2$ e assumendo il rapporto d/l costante pari a 0.02;



quale si intende ridurre le pressioni in terstiziali, con D la profondità del piano parallelo alla superficie del pendio su cui si vuole valutare l'efficienza idraulica, con S la distanza sul piano campagna tra due serie di dreni posizionati a quota differente, con x_{pd} la posizione relativa del sistema di drenaggio rispetto all'estremo inferiore

In funzione delle sezioni geologiche (per geometria, stratigrafia dei terreni, posizionamento della falda e del piano di rottura) si ritiene ragionevole applicare, per il dimensionamento dei dreni, le soluzioni numeriche di Desideri e al. (1998) facendo riferimento alle seguenti condizioni al contorno:

- pendio indefinito;
- terreno omogeneo e isotropo nei riguardi della permeabilità

- regime idraulico caratterizzato da un processo di filtrazione con superficie libera parallela al piano campagna.

Si indica inoltre con L la lunghezza del tratto di pendio nel

del tratto L .

In funzione dei rapporti l/L , X_{pd}/L , S/L e per diversi angoli d'inclinazione del pendio sono stati determinati dei diagrammi (per due livelli di dreni) che permettono di determinare:

- il dimensionamento ottimale;
- l'efficienza idraulica
- il fattore tempo.

Quest'ultimo può essere calcolato con la seguente espressione:

$$T = \frac{k_v}{\gamma_w \cdot (l \cdot \sin \beta)^2} \cdot \frac{E'}{2 \cdot (1 + \nu')} \cdot t$$

Come prima cosa si valutano i fattori di sicurezza in funzione delle caratteristiche meccaniche al tempo $t = 0$ (F_0) e quello massimo che si ottiene considerando le pressioni interstiziali nulle lungo il pendio (F_{max}).

Si calcola poi il massimo incremento del fattore di sicurezza:

$$\Delta F_{max} = F_{max} - F_0$$

Se tale incremento ΔF_{max} è sufficiente al ripristino delle condizioni di stabilità del versante, è ragionevole pensare che l'intervento di stabilizzazione possa essere costituito da un sistema di drenaggio.

Per il calcolo dell'efficienza si ipotizza un pendio indefinito delimitato da un piano di pendenza costante β (coincidente approssimativamente con la superficie piezometrica reale) e da un piano ad esso parallelo posto a profondità D , nella zona immersa della superficie di scorrimento critica. L'efficienza idraulica viene calcolata rispetto al piano ideale posto a profondità D .

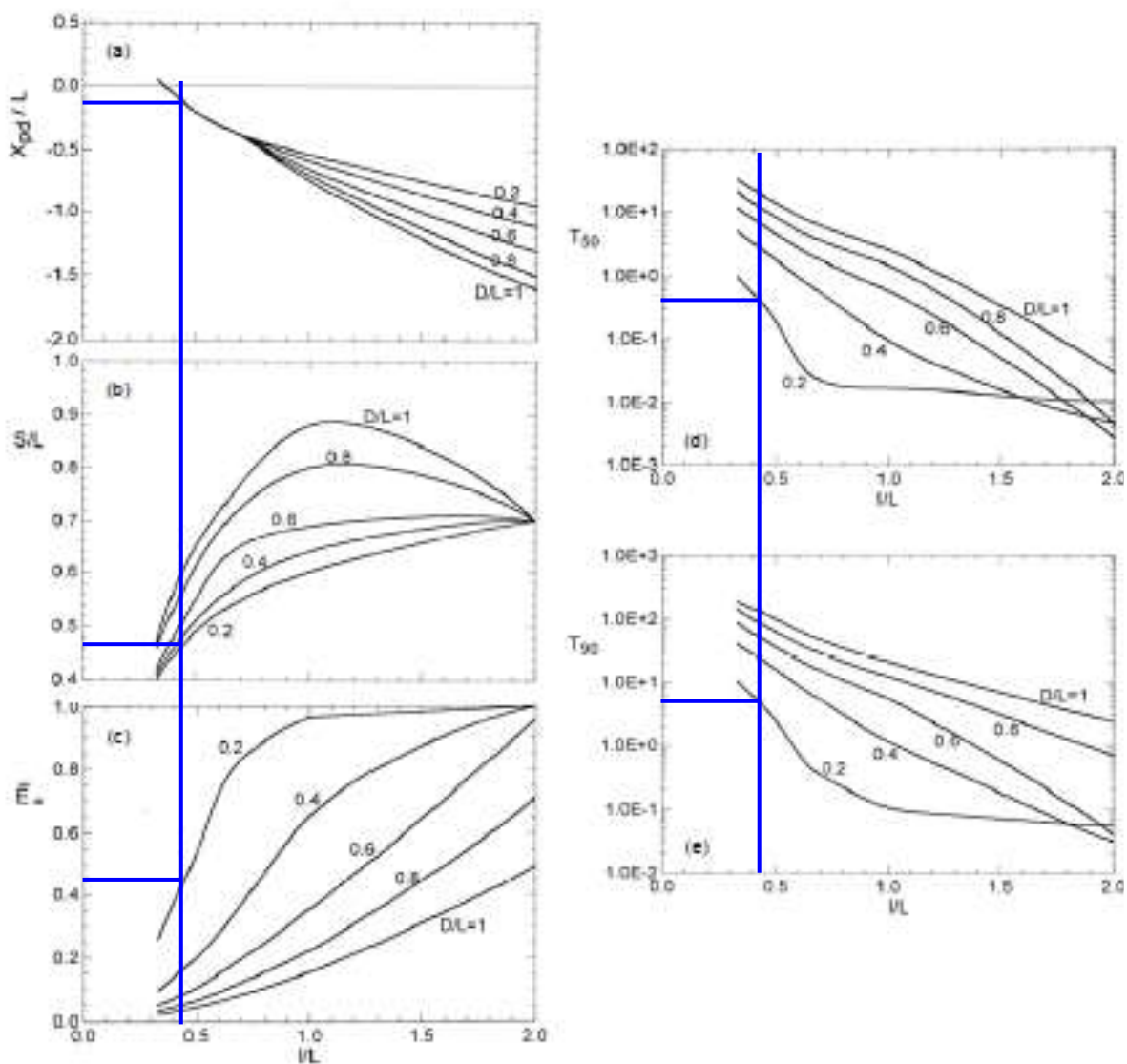
7.8 Dimensionamento dreni sub orizzontali

Il dimensionamento del sistema drenante tramite dreni tubolari che vanno a confluire nel sistema drenante dell'intero pendio si è basato sulla metodologia definita da Desideri et. AL (1997) per il caso "sistemi di dreni installato su due livelli".

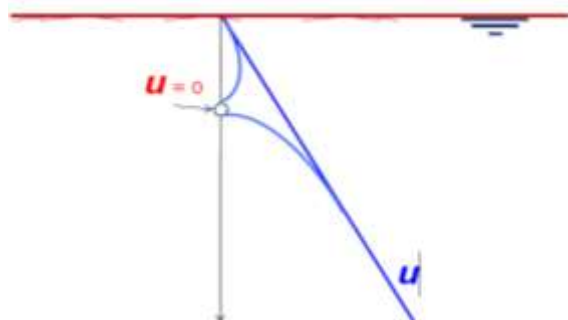
Sezione B3-B4

Per il dimensionamento del sistema di drenaggio si è fatto riferimento alla sezione più significativa. Il pendio mostra una pendenza media prossima a $\beta=20^\circ$ con L (lunghezza tratto pendio da stabilizzare) che viene stimata in 180m e in funzione della geometria del pendio si pone la lunghezza del dreno media efficace è pari a $l=75m$. In funzione della profondità della profondità del piano di valutazione dell'efficienza del sistema drenante $D=26m$, si determina il grado di efficienza del sistema drenante.

Il grado di efficienza del sistema drenante, tenuto conto dei grafici di seguito riportati, è stato determinato pari al 45%.



Sezione	L (m)	l (m)	D (m)	l/L	D/L	S	X _{pd.} (abaco)	u ₀ (Kpa)	E (abaco)	Δu=E*U ₀	U _f = U ₀ -Δu (Kpa)	ΔH _w (m)
B-B	180,0	75,0	26,0	0,42	0,20	82,80	-18,00	38,00	0,45	17,10	20,90	2,09



Da quanto riportato nella precedente tabella, ΔH_w (m) costituisce l'abbassamento massimo in corrispondenza della sezione d'ingresso del dreni.

In funzione dei valori di abbassamento ricavati nella precedente tabella, la verifica di stabilità del pendio post operam, sarà svolta assumendo il nuovo livello di falda ad una profondità media di 1,00m inferiore rispetto a quella di rilievo, ovvero a -16,00m dal piano campagna. Per ulteriori precisazioni, si rimanda alla verifica di stabilità del pendio allegata al presente progetto.

L'interasse tra i dreni dovrà soddisfare la seguente relazione:

$$i = 0,2 * l \text{ e quindi si avrà } 0,2 * 75 = 15\text{m}$$

pertanto si assume come valore medio un interasse pari a **i=15m**.

Assumendo un rapporto costante pari a d/l= 0,002 si ricava il diametro dei tubi:

$$d = 0,002 * 75\text{m} = 0,15\text{m}$$

pertanto si assume un diametro pari a **d=150mm**.

I tempi di entrata in funzione del sistema drenante sono funzione del T(50) e T(90) e di l/L che dai grafici in alto si ricavano i seguenti valori: T₅₀= 0,31 e T₉₀= 2,23.

Per la determinazione del tempo di entrata in funzione dei dreni, si è ritenuto assumere a favore di sicurezza i seguenti valori E' = 19,61 Mpa; ν = 0,3; K = 1*10⁻⁴ m/s da cui si ricavano i tempi di entrata in funzione del sistema di drenaggi (vedi tabulati di calcolo alla pagina successiva):

$$T = \frac{k_v}{\gamma_w \cdot (l \cdot \sin \beta)^2} \cdot \frac{E'}{2 \cdot (1 + \nu')} \cdot t$$

CALCOLO TEMPO ENTRATA IN FUNZIONE DEI DRENI A T₅₀

			0,31 T50
			20 β
			100 l (m)
			1000 kg/mc
			0,3
			0,0001 m/s
			200 kg/cmq
Secondi	Ore	Giorni	
33588,8	559,8134	23,32556	

Il sistema raggiunge il 50% della sua efficienza in **23 giorni**.

CALCOLO TEMPO ENTRATA IN FUNZIONE DEI DRENI A T₉₀

			2,23 T50
			20 β
			100 l (m)
			1000 kg/mc
			0,3
			0,0001 m/s
			200 kg/cmq
Secondi	Ore	Giorni	
241622,7	4027,045	167,7935	

Il sistema raggiunge il 90% della sua efficienza in **168 giorni**.

7.9 Verifica idraulica della sezione dei drenanti sub-orizzontali

Determinata la sezione del dreno, con le formulazioni della teoria di Desideri e al., nel presente paragrafo si effettua la verifica idraulica della sezione precedentemente determinata. Utilizzando la formula per le condotte a pelo libero facendo ricorso alla scabrezza di **Gauckler-Strickler**, si determina la velocità e la portata mas-

sima di progetto di un singolo dreno.

Per il calcolo della velocità si è utilizzata la seguente formula:

$$v = \lambda * (R * i)^{0,5}$$

dove

R è il raggio idraulico

I è la pendenza

λ è il coefficiente di scabrezza che è ricavato dalla seguente relazione:

$$\lambda = K * R^{1/6}$$

Per il calcolo della portata si è utilizzata la seguente formula:

$$Q = v * A$$

Dove $v = \lambda * (R * i)^{0,5}$

DATI DI CALCOLO	
Diametro interno (mm)	136,2
Pendenza (m/m)	0,052
% riempimento	45,0
Viscosità cinematica (10^{-6} m ² /s)	1,31
Indice di scabrezza del tubo con incrostazioni e depositi	60

RISULTATI DI CALCOLO	
Raggio interno condotta (m)	0,0681
Coefficiente di riempimento (h/r)	0,9
Area Bagnata (mq)	0,006355
Perimetro bagnato (m)	0,2003256
Raggio idraulico (m)	0,0317248

PORTATE E VELOCITÀ CON FORMULA DI GAUCKLER-STRICKLER (G-S): RISULTATI DI CALCOLO	
Coefficiente conduttura	33,76
Velocità (m/s)	1,37
Portata (mc/s)	0,01

Dai calcoli effettuati, vedi figura in alto, si ottiene:

$$Q_p = 10,00 \text{ l/s}$$

La portata determinata in precedenza, verrà confrontata con la portata di filtrazione del terreno preso in esame.

Si determina a velocità di filtrazione con la seguente formula:

$$V = f \cdot J$$

Dove :

$f = 1 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$ (permeabilità del terreno)

$J = 0,04$ (cadente piezometrica)

Si ottiene la seguente velocità di filtrazione:

$$V = 1 \cdot 10^{-4} \text{ m/s} \cdot 0,04 = 0,04 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$$

Il valore della portata è determinato considerando l'area di influenza più significativa di un singolo dreno che è pari a 75mq. Quindi si ha:

$$Q_f = V \cdot A \Rightarrow 0,04 \cdot 10^{-4} \text{ m/s} \cdot 75,00 \text{ m}^2 = 3 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s} \Rightarrow \mathbf{0,30 \text{ l/s} < 10,00 \text{ l/s}}$$

Pertanto la verifica risulta essere soddisfatta.

Quindi il sistema di drenaggio è sufficientemente dimensionato per evitare l'innalzamento della falda, anche durante i periodi di forte pioggia.

7.10 Calcolo del cedimento di consolidazione

Conseguentemente l'installazione dei micro-dreni sub-orizzontali si verificherà un cedimento di consolidazione del terreno a seguito dell'abbassamento della falda.

Il calcolo è stato effettuato con solutore agli elementi finiti e per maggiori dettagli si rimanda all'elaborato *H.06_Verifica del pendio*.