



# COMUNE DI DECIMOMANNU

Provincia di Cagliari

## DELIBERAZIONE DEL CONSIGLIO COMUNALE

Numero 14 del 16/07/2015

COPIA

**Oggetto: REALIZZAZIONE DI UN ARGINE IN TERRA RINFORZATA PER LA MITIGAZIONE DEL RISCHIO DI ALLUVIONE SULLE AREE COMPRESE NELLE LOTTIZZAZIONI IN ZONA C "REPUBBLICA E IN ZONA G DEL COMUNE DI DECIMOMANNU DI PROPRIETÀ DELLE SIG.RE CARLA DESSÌ E MARIA ASSUNTA DESSÌ CLASSIFICATE A RISCHIO DAL PIANO STRALCIO DELLE FASCE FLUVIALI (PSFF). RILASCIO PARERE.**

L'anno duemilaquindici il giorno sedici del mese di luglio, solita sala delle adunanze, alle ore 18:30, in seduta straordinaria, pubblica, in prima convocazione, previa l'osservanza delle formalità prescritte, si è riunito il Consiglio Comunale composto dai sotto elencati consiglieri:

MARONGIU ANNA PAOLA	P	BISCARO MICHELE	P
MAMELI MASSIMILIANO	P	PORCEDDU LUIGI	P
CADEDU MONICA	P	COCCO ARNALDO	P
TRUDU LEOPOLDO	P	GRUDINA ALBERTA	P
SODDU FRANCESCA	P	GAI VINCENZA MARIA CRISTINA	P
GIOI LIDIA	P	GRIECO MARIO	P
ARGIOLAS ROSANNA	P		
CASSARO PAOLO	P		
CARIA CARLO	P		
LITTERA LUCA	P		
URRU MATTEO	A		

Totale Presenti: 16

Totali Assenti: 1

Risultato legale il numero degli intervenuti, assume la presidenza il Sindaco ANNA PAOLA MARONGIU.

Assiste il Segretario Comunale MARIA BENEDETTA FADDA.

Vengono, dal Signor Presidente, nominati scrutatori i Signori:

CARLO CARIA

FRANCESCA SODDU

MARIO GRIECO

## IL CONSIGLIO COMUNALE

Preso atto che:

In prosegoo di seduta il Presidente, apre il 4° e ultimo punto regolarmente iscritto all'ordine del giorno, proposta n. 14 del 16/07/2015, avente ad oggetto "REALIZZAZIONE DI UN ARGINE IN TERRA RINFORZATA PER LA MITIGAZIONE DEL RISCHIO DI ALLUVIONE SULLE AREE COMPRESE NELLE LOTTIZZAZIONI IN ZONA C "REPUBBLICA E IN ZONA G DEL COMUNE DI DECIMOMANNU DI PROPRIETÀ DELLE SIG.RE CARLA DESSÌ E MARIA ASSUNTA DESSÌ CLASSIFICATE A RISCHIO DAL PIANO STRALCIO DELLE FASCE FLUVIALI (PSFF). RILASCIO PARERE.", e la illustra.

Aperta la discussione nell'ordine intervengono:

- la consigliera Gai per affermare che il punto in esame non può essere deliberato dal Consiglio, in quanto, è stata inviata ai componenti della commissione la proposta ma non gli uniti allegati, per cui, sulla base del regolamento consigliare è venuto meno ai consiglieri la possibilità di avere nel merito una preparazione adeguata;

Si da atto che alle 18.45 rientrano i consiglieri Cocco e Porceddu – presenti 16.

- la consigliera Grudina riprendendo quanto sostenuto dalla collega che l'ha preceduta richiama l'attenzione sul dettato dell'art. 17 del regolamento consiliare a conferma di quanto pocanzi sostenuto da chi l'ha preceduta;

- il consigliere Trudu per controbattere alla Grudina e alla Gai affermando che gli atti, nelle precedenti legislature non sono stati mai inviati, ma soltanto la proposta, per cui poiché gli allegati alla proposta sono stati depositati in Segreteria chiede che la seduta vada avanti;

- la consigliera Grudina per rilevare che nella mattinata odierna gli atti allegati alla proposta in esame non erano stati inviati tant'è che lei stessa, rilevandolo, li richiedeva;

- il consigliere Cocco legge la convocazione del consiglio comunale che appunto da atto che "gli atti relativi ai punti all'ordine del giorno sono trasmessi via mail ai consiglieri comunali", e chiede al Segretario supporto giuridico;

- il Sindaco per chiedere se gli atti sono stati esaminati dalla commissione;

- il Segretario legge su istanza dei consiglieri di minoranza il dettato del 3° comma dell'art. 17, poi chiede quando si sia riunita la commissione e raffronta la data della riunione e dell'aggiornamento con i tempi previsti dal regolamento consiliare nella norma pocanzi letta;

- il consigliere Cocco, sentita la lettura della norma regolamentare, chiede non si vada avanti per violazione della stessa: i consiglieri componenti la commissione non hanno ricevuto gli atti della proposta nei termini di Regolamento. Infine, fatte alcune osservazioni di carattere tecnico, perché atto che interessa una lottizzazione, afferma che la minoranza qualora il Consiglio vada avanti sull'esame della proposta, abbandonerà l'Aula e riterrà la discussione e la deliberazione illegittima per violazione dell'articolo 17 comma 3°. Infatti il suddetto articolo prevede che nel caso la documentazione non venga trasmessa, le questioni sottoposte all'esame della stessa non potranno essere discusse in Consiglio prima di 5 giorni, rilevando che i lavori della Commissione per la proposta in discussione sono avvenuti nella mattinata odierna, dunque i consiglieri non hanno avuto la possibilità di studiare a

fondo detta documentazione tecnica e, diffidando il Sindaco a proseguire chiede che in caso contrario la delibera vada trasmessa all'Assessorato Enti Locali e in Prefettura;

Alle 21.05 i consiglieri Grieco, Porceddu, Gai, Grudina e Cocco lasciano l'Aula per protesta posto che si decide di andare comunque avanti – presenti 11;

- il consigliere Trudu per affermare che sarà l'Assessorato Enti Locali a dover decidere se il proseguo dell'esame della pratica sia legittimo o meno, ed inoltre reitera il suo parere nel ritenere che i consiglieri stiano espletando regolarmente il proprio ruolo e che ai componenti delle commissioni debbano essere inviate solo le proposte e non i documenti. Continua ancora rilevando che il consigliere Cocco parlava "di mettere in sicurezza un argine" mentre trattasi di iniziativa di cittadini che hanno una lottizzazione approvata, che si trova ad alto rischio e che pertanto intendono eseguire opere di mitigazione sulle quali ha dato parere anche l'ADIS. Infine spiega che detta opera di mitigazione costituirà anche vantaggio pubblico, perché prevede la realizzazione di una pista ciclabile e che tutte le opere sono a totale carico dei privati, creando pure un beneficio alla Collettività;

- il consigliere Cassaro per reiterare quanto appena affermato dal collega Trudu, sottolineando che oltre, appunto, alle opere di mitigazione del rischio i privati provvederanno a collegare un passo pedonale ovvero una pista ciclabile a beneficio della Comunità;

- il Sindaco per precisare che è stato chiarito quanto prima travisato da alcuni consiglieri;

- la consigliera Argiolas per assicurarsi che l'opera sia a totale carico dei cittadini richiedenti.

Vista la domanda tendente ad ottenere l'autorizzazione alla realizzazione di un argine in terra rinforzata per la mitigazione del rischio di alluvione sulle aree comprese nelle lottizzazioni in zona C "Repubblica" e in zona G del Comune di Decimomannu di proprietà delle sig.re Carla Dessì e Maria Assunta Dessì classificate a rischio dal Piano Stralcio delle Fasce Fluviali (PSFF), composta dai seguenti elaborati:

- relazione tecnico descrittiva dell'opera
- relazione tecnica e di calcolo;
- relazione di compatibilità idraulica
- Tavola con individuazione area di intervento, planimetria e sezioni longitudinali e trasversali;
- Carta della pericolosità ex ante ed ex post;

Dato atto che:

- l'intervento ricade in zona che il PSFF classifica come aree di pericolosità idraulica molto elevata (Hi4) nelle quali è consentita la realizzazione di opere e interventi idraulici per migliorare la difesa dalle alluvioni e la sicurezza delle aree interessate dal dissesto idraulico;
- con nota prot. 2738 del 09.03.2015 è stato trasmesso all'Agenzia Regionale del Distretto Idrografico della Sardegna lo studio di compatibilità idraulica allegato alla pratica edilizia che lo ha approvato con determinazione prot. 5185/rep. 128 del 11.05.2015;
- l'intervento, proposto in un proprietà privata ricade in zona che lo strumento urbanistico definisce *zona S – servizi*, ovvero è *un'area destinata alle dotazioni per spazi pubblici, riservate alle attività collettive a servizio delle zone "A" e "B"* (*istruzione, attrezzature di interesse comune, verde pubblico, sport, parcheggi, etc.*), ove sono consentiti solamente *interventi pubblici*, salvo il caso che l'Amministrazione Comunale ritenga utile, con apposita e preliminare convenzione, delegare ad operatori privati la realizzazione e la gestione del

*servizio previsto. In tal caso le strutture realizzate dovranno comunque essere cedute gratuitamente al Comune allo scadere di un periodo di tempo da fissare nella convenzione;*

Dato atto che:

- ai sensi dell'art. 6 del Decreto Assessoriale 20 dicembre 1983 n. 2266/U, tale zona è riservata a spazi pubblici destinati a parco e per il gioco e lo sport ( $S_3$ );
- l'intervento proposto ricade nelle aree limitrofe al corso del Riu Flumineddu, dichiarato irrilevante sotto il profilo paesaggistico con Deliberazione della Giunta Regionale n. 32/38 del 24.7.2012;

Dato atto che:

- l'attuale livello di pericolosità e di rischio associato alle aree ricomprese nelle lottizzazioni di proprietà delle proponenti, in ossequio alle prescrizioni delle Norme di Attuazione del P.A.I., limita le possibilità di sviluppo edificatorio e di utilizzo del territorio previste dagli strumenti urbanistici comunali oltre che mettere a rischio l'incolumità delle persone e delle cose;
- l'intervento proposto consentirà la mitigazione del rischio idraulico di dette lottizzazioni;
- detto intervento assume carattere di opera di pubblica utilità se visto come elemento di collegamento pedonale/ciclabile tra il viale Repubblica e il piazzale ferroviario, per la "riconversione in area scambio bus" del quale questa Amministrazione è beneficiaria di un contributo dell'ammontare complessivo di € 677.273,38;

Ritenuto necessario il parere dell'organo consiliare al quale, come previsto dall'art. 42 del TUEL, compete esprimersi in materia di "*piani territoriali ed urbanistici, programmi annuali e pluriennali per la loro attuazione, eventuali deroghe ad essi, pareri da rendere per dette materie*";

Dato atto che:

- per la realizzazione dell'intervento dovrà essere sottoscritta tra le sig.re Carla e Maria Assunta Dessì e l'Amministrazione comunale apposita convenzione per la realizzazione e successiva gestione dell'opera;
- l'intervento sarà realizzato a totale carico della parte proponente, compreso il frazionamento dell'area che dovrà essere ceduta all'Amministrazione entro mesi dal collaudo, la quale avrà come beneficio l'avvio della procedura di declassamento dovuto all'esecuzione di interventi di mitigazione secondo ai sensi dell'art. 37 delle N.A. del P.A.I. con la relativa variante di perimetrazione e la possibilità di attuare le lottizzazioni;
- la convenzione per la gestione dell'opera sarà efficace per un periodo di durata pari a anni a decorrere dalla data della cessione dell'opera all'Amministrazione;

Dato atto che sono stati resi, preventivamente, i seguenti pareri:

- **PARERE DI REGOLARITA' TECNICA AMMINISTRATIVA** (ai sensi dell'art. 2 del regolamento comunale sui controlli e artt. 49 e 147 del TUEL, come modificati dal d.l. n. 174/2012, convertito in l. n. 213/2012): Il Responsabile del IV Settore, Ing. Patrizia Saba, giusto Decreto Sindacale n. 9/2014, esprime parere favorevole sulla proposta di deliberazione n. 26 del 6.07.2015 attestandone la correttezza, la regolarità e la legittimità perché conforme alla normativa di settore e alle norme generali di buona amministrazione. Assicura, inoltre, la convenienza e l'idoneità dell'atto a perseguire gli obiettivi generali dell'Ente e quelli specifici di competenza assegnati;

- **PARERE DI REGOLARITA' CONTABILE E ATTESTAZIONE DI COPERTURA FINANZIARIA** (ai sensi dell'art. 3 del regolamento comunale sui controlli e artt. 49 e 147 del TUEL, come modificati dal d.l. n. 174/2012, convertito in l.

n. 213/2012): Il Responsabile del Settore Finanziario, Dott. Mauro Dessì, giusto decreto sindacale n. 9/2014, ha dato atto che la presente proposta n. 26 del 6.07.2015 non necessita di parere di regolarità contabile in quanto non comporta riflessi diretti o indiretti sulla situazione economico-finanziaria o sul patrimonio dell'ente.

Richiamato alla votazione sulla proposta, con l'ausilio degli scrutatori nominati, espletata regolare votazione palese, si accerta il seguente esito:

Presenti	n. 11
Votanti	n. 11
Voti favorevoli	n. 11
Voti contrari	n. //
Astenuti	n. //

La proposta è accolta.

VISTO l'esito della votazione

#### DELIBERA

1. Di dare atto che le premesse sono parte integrante e sostanziale del dispositivo del presente atto;
2. Di esprimere parere favorevole per la realizzazione di un argine in terra rinforzata proposto dalla ditta Carla e Maria Assunta Dessì, composto dai seguenti elaborati:
  - relazione tecnico descrittiva dell'opera
  - relazione tecnica e di calcolo;
  - relazione di compatibilità idraulica
  - Tavola con individuazione area di intervento, planimetria e sezioni longitudinali e trasversali;
  - Carta della pericolosità ex ante ed ex post;
3. Di demandare al Responsabile competente: tutti gli atti gestionali di competenza necessari a concretizzare l'obiettivo contenuto nella presente;
4. Di dare atto che la deliberazione verrà pubblicata oltreché nell'albo on line, anche nel sito web "Amministrazione Trasparente" nella sezione corrispondente e nei tempi richiesti, ai sensi dell'allegato del D.Lgs. n. 33/2013.

Letto, approvato e sottoscritto.

IL SINDACO

F.to Anna Paola Marongiu

IL SEGRETARIO COMUNALE

F.to Maria Benedetta Fadda

**PARERI FAVOREVOLI ESPRESSI AI SENSI DEL D.LGS. N. 267/2000**

REGOLARITA' TECNICA

Il Responsabile Del Iv Settore

F.To Saba Patrizia

REGOLARITA' CONTABILE

Il Responsabile Settore Finanziario

F.To Dessi Mauro

**CERTIFICATO DI PUBBLICAZIONE**

Si dichiara che la presente Deliberazione verrà affissa all'Albo Pretorio del Comune per quindici giorni consecutivi dal giorno 23/07/2015 al 07/08/2015 ai sensi e per gli effetti di cui all'art. 30 – comma 1, della L.R. n. 38/1994 e ss.mm.ii..

IL SEGRETARIO COMUNALE

F.to Maria Benedetta Fadda

**Copia ad uso amministrativo per la pubblicazione all'Albo Pretorio on-line**

**DICHIARAZIONE DI ESECUTIVITÀ**

- a seguito di pubblicazione all'Albo Pretorio di questo Comune dal **23/07/2015** al **07/08/2015** (ai sensi dell'art. 134, comma 3, D. Lgs.vo n° 267/2000).
- a seguito di dichiarazione di immediata eseguibilità (ai sensi dell'art. 134, comma 4, D. Lgs.vo n° 267/2000).

IL SEGRETARIO COMUNALE

F.To Maria Benedetta Fadda

**RELAZIONE DI ACCOMPAGNAMENTO ALLA PROPOSTA DI CONSIGLIO n. 26 del 6.7.2015**  
REALIZZAZIONE DI UN ARGINE IN TERRA RINFORZATA PER LA MITIGAZIONE DEL RISCHIO DI ALLUVIONE SULLE AREE COMPRESE NELLE LOTTIZZAZIONI IN ZONA C "REPUBBLICA E IN ZONA G DEL COMUNE DI DECIMOMANNU DI PROPRIETÀ DELLE SIG.RE CARLA DESSÌ E MARIA ASSUNTA DESSÌ CLASSIFICATE A RISCHIO DAL PIANO STRALCIO DELLE FASCE FLUVIALI (PSFF). RILASCIO PARERE.

Vista la domanda tendente ad ottenere l'autorizzazione alla realizzazione di un argine in terra rinforzata per la mitigazione del rischio di alluvione sulle aree comprese nelle lottizzazioni in zona C "Repubblica e in zona G del Comune di Decimomannu di proprietà delle sig.re Carla Dessì e Maria Assunta Dessì classificate a rischio dal Piano Stralcio delle Fasce Fluviali (PSFF);

Esaminato il progetto al fine di valutarne la conformità urbanistica e rilevato che:

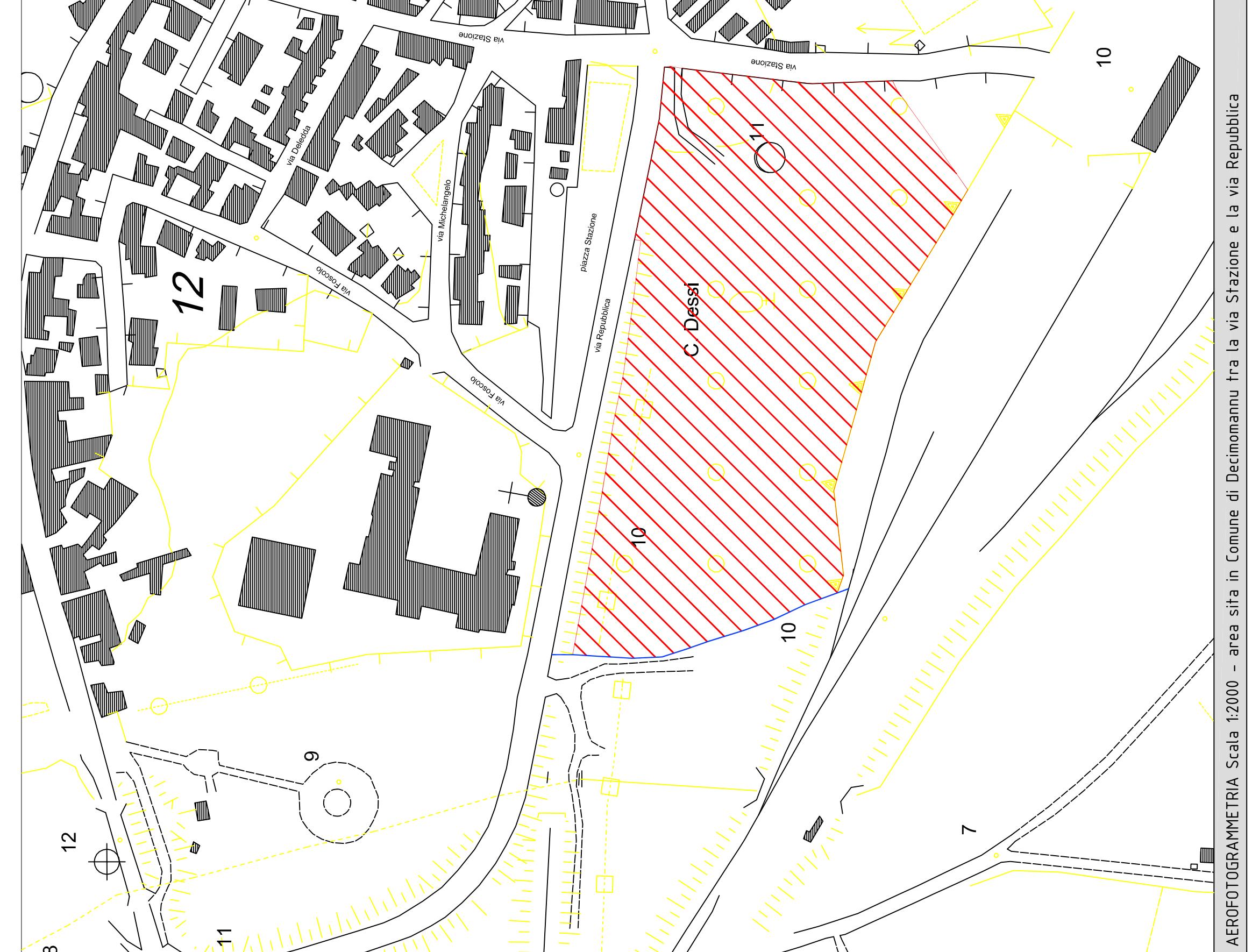

- l'intervento ricade in zona che il PSFF classifica come aree di pericolosità idraulica molto elevata (Hi4) nelle quali è consentita la realizzazione di opere e interventi idraulici per migliorare la difesa dalle alluvioni e la sicurezza delle aree interessate dal dissesto idraulico;
- l'Agenzia Regionale del Distretto Idrografico della Sardegna ha approvato lo studio di compatibilità idraulica allegato alla pratica edilizia con determinazione prot. 5185/rep. 128 del 11.05.2015;
- l'intervento, proposto in un proprietà privata ricade in zona che lo strumento urbanistico definisce zona S – servizi, ovvero è *un'area destinata alle dotazioni per spazi pubblici, riservate alle attività collettive a servizio delle zone "A" e "B" (istruzione, attrezzature di interesse comune, verde pubblico, sport, parcheggi, etc.), ove sono consentiti solamente interventi pubblici, salvo il caso che l'Amministrazione Comunale ritenga utile, con apposita e preliminare convenzione, delegare ad operatori privati la realizzazione e la gestione del servizio previsto. In tal caso le strutture realizzate dovranno comunque essere cedute gratuitamente al Comune allo scadere di un periodo di tempo da fissare nella convenzione;*
- ai sensi dell'art. 6 del Decreto Assessoriale 20 dicembre 1983 n. 2266/U, tale zona è riservata a spazi pubblici destinati a parco e per il gioco e lo sport (S<sub>3</sub>);
- l'intervento proposto ricade nelle aree limitrofe al corso del Riu Flumineddu, dichiarato irrilevante sotto il profilo paesaggistico con Deliberazione della Giunta Regionale n. 32/38 del 24.7.2012 e pertanto non si rende necessario la richiesta di autorizzazione paesaggistica da parte dell'ufficio tutela del paesaggio;

Sentiti anche gli uffici dell'Assessorato Regionale agli enti locali, si ritiene che detto intervento non debba essere inteso come variante al piano urbanistico comunale in quanto qualsiasi intervento per la mitigazione del rischio può essere inteso come opera di pubblica utilità necessaria al contempo a ripristinare la potenzialità edificatoria prevista dallo strumento urbanistico per le lottizzazioni già approvate in zona C e D delle odierni proponenti l'intervento oltre che salvaguardare l'incolinità delle persone e delle cose in dette aree;

La sottoscritta ritiene tuttavia necessario acquisire il parere dell'organo consiliare in quanto - come detto nelle premesse - l'intervento ricade in zona urbanistica S e pertanto è l'Amministrazione comunale che deve valutare l'opportunità di realizzare l'opera di che trattasi in una zona per spazi pubblici destinati a parco e per il gioco e lo sport e dare mandato ai competenti uffici per la predisposizione degli atti consequenti.

Il Responsabile del IV Settore

Ing. Patrizia Saba



<u>AREA D'INTERVENTO</u>	
<u>COMPARTO ZONA C</u>	
<u>COMPARTO ZONA G</u>	
<u>VIABILITA' DI LOTTIZZAZIONE</u>	
<u>QUOTA TERRENO DI CAMPAGNA</u>	
<u>QUOTA LOTTO SISTEMATO</u>	
<u>ACCESO AL LOTTO</u>	
<u>LIMITE CONFINE DELLA PROPRIETÀ</u>	
<u>MURO DI CONTENIMENTO IN PROGETTO</u>	

Via Caprera, 10 09012 Cagliari, Mob. 328 89 66677

**COMUNE DI DECIMOMANU**  
SERVIZIO EDILIZIA PRIVATA E URBANA

---

Oggetto  
**PIANO DI LOTTIZZAZIONE "REPUBBLICA" ZONA "C" E ZONA "G" DI C. DESSI' IN BOI E M. A. DESS**

- Progetto di un argine in terra rinforzata | confine di proprietà per la mitigazione del idraulico legato alla esondazione del Fluminmannu (Piano Stralcio delle Fasce I)

---

Elaborati  
Individuazione area d'intervento  
Pianimetria  
Sezioni longitudinali e trasversali

---

Tavola unica	Scala varie	Data Gennaio
-----------------	----------------	-----------------

---

Committente  
**Sig.ra Carla DESSI' in Boi  
Sig.ra Maria Assunta DESSI'**

---

Progettista  
**Ing. Franco Rocca**

ORDINE INGEGNERI  
PROVINCIA DI CAGLIARI  
N. 4085  
Dr. Ing. Franco Rocca  
Anno 2000

Ing. Franco Rocca

via Caprera, 10 09012 Cagliari, Mob. 328 89 66677



## COMUNE DI DECIMOMANNU

### SERVIZIO EDILIZIA PRIVATA E URBANISTICA

---

#### Oggetto

PIANO DI LOTTIZZAZIONE "REPUBBLICA"  
ZONA "C" E ZONA "G"  
DI C. DESSI' IN BOI E M. A. DESSI'

- Progetto di un argine in terra rinforzata lungo il  
confine di proprietà per la mitigazione del rischio  
idraulico legato alla esondazione del Rio  
Fluminimannu (Piano Stralcio delle Fasce Fluviali)-

---

#### Elaborati

Relazione tecnica e di calcolo

---

Tavola	Scala	Data
unica	-	Gennaio 2015

---

Committente  
Sig.ra Carla DESSI' in Boi  
Sig.ra Maria Assunta DESSI'

---

Progettista  
Ing. Franco Rocca

## Normative di riferimento

- Legge nr. 1086 del 05/11/1971.

Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.

- Legge nr. 64 del 02/02/1974.

Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.

- 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.

- 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.

- 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

- D.M. 16 Gennaio 1996

Norme Tecniche relative ai 'Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi'

- D.M. 16 Gennaio 1996

Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche

- 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

- 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

- Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 (D.M. 14 Gennaio 2008)

- Circolare 617 del 02/02/2009

- Circolare C.S.L.P. 02/02/2009 n.617 - Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008

Il calcolo dei muri di sostegno viene eseguito secondo le seguenti fasi:

- Calcolo della spinta del terreno

- Verifica a ribaltamento

- Verifica a scorrimento del argine sul piano di posa

- Verifica della stabilità complesso fondazione terreno (carico limite)

- Verifica della stabilità globale

Calcolo delle sollecitazioni sia del argine che della fondazione e verifica in diverse sezioni al ribaltamento, allo scorrimento ed allo schiacciamento.

Le verifiche di cui sopra sono state eseguite a vantaggio della sicurezza ipotizzando la falda a mote all'estradosso del argine e a valle al piede della fondazione, trascurando eventuali riempimenti in terra previsti a sistemazione del lotto ultimata.

## Calcolo della spinta sull'argine

### Valori caratteristici e valori di calcolo

Effettuando il calcolo tramite gli Eurocodici è necessario fare la distinzione fra i parametri caratteristici ed i valori di calcolo (o di progetto) sia delle azioni che delle resistenze.

I valori di calcolo si ottengono dai valori caratteristici mediante l'applicazione di opportuni coefficienti di sicurezza parziali  $\gamma$ . In particolare si distinguono combinazioni di carico di tipo **A1-M1** nelle quali vengono incrementati i carichi e lasciati inalterati i parametri di resistenza del terreno e combinazioni di carico di tipo **A2-M2** nelle quali vengono ridotti i parametri di resistenza del terreno e incrementati i soli carichi variabili.

### Metodo di Culmann

Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb. La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il coefficiente di spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di Coulomb, risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso spingente. Il metodo di Culmann, nato come metodo essenzialmente grafico, si è evoluto per essere trattato mediante analisi numerica (noto in questa forma come metodo del cuneo di tentativo). Come il metodo di Coulomb anche questo metodo considera una superficie di rottura rettilinea.

I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

- si impone una superficie di rottura (angolo di inclinazione  $\rho$  rispetto all'orizzontale) e si considera il cuneo di spinta delimitato dalla superficie di rottura stessa, dalla parete su cui si calcola la spinta e dal profilo del terreno;
- si valutano tutte le forze agenti sul cuneo di spinta e cioè peso proprio ( $W$ ), carichi sul terrapieno, resistenza per attrito e per coesione lungo la superficie di rottura ( $R$  e  $C$ ) e resistenza per coesione lungo la parete ( $A$ );
- dalle equazioni di equilibrio si ricava il valore della spinta  $S$  sulla parete.

Questo processo viene iterato fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta massima.

La convergenza non si raggiunge se il terrapieno risulta inclinato di un angolo maggiore dell'angolo d'attrito del terreno.

Nei casi in cui è applicabile il metodo di Coulomb (profilo a monte rettilineo e carico uniformemente distribuito) i risultati ottenuti col metodo di Culmann coincidono con quelli del metodo di Coulomb.

Le pressioni sulla parete di spinta si ricavano derivando l'espressione della spinta  $S$  rispetto all'ordinata  $z$ . Noto il diagramma delle pressioni è possibile ricavare il punto di applicazione della spinta.

### Spinta in presenza di sisma

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Mononobe-Okabe (cui fa riferimento la Normativa Italiana).

La Normativa Italiana suggerisce di tener conto di un incremento di spinta dovuto al sisma nel modo seguente.

Detta  $\varepsilon$  l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e  $\beta$  l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta  $S'$  considerando un'inclinazione del terrapieno e della parte pari a

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta$$

$$\beta' = \beta + \theta$$

dove  $\theta = \arctg(k_h/(1 \pm k_v))$  essendo  $k_h$  il coefficiente sismico orizzontale e  $k_v$  il coefficiente sismico verticale, definito in funzione di  $k_h$ .

In presenza di falda a monte,  $\theta$  assume le seguenti espressioni:

Terreno a bassa permeabilità

$$\theta = \arctg[(\gamma_{sat}/(\gamma_{sat} - \gamma_w)) * (k_h/(1 \pm k_v))]$$

Terreno a permeabilità elevata

$$\theta = \arctg[(\gamma/(\gamma_{sat} - \gamma_w)) * (k_h/(1 \pm k_v))]$$

Detta  $S$  la spinta calcolata in condizioni statiche l'incremento di spinta da applicare è espresso da

$$\Delta S = AS' - S$$

dove il coefficiente  $A$  vale

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2\beta \cos\theta}$$

In presenza di falda a monte, nel coefficiente  $A$  si tiene conto dell'influenza dei pesi di volume nel calcolo di  $\theta$ .

Adottando il metodo di Mononobe-Okabe per il calcolo della spinta, il coefficiente  $A$  viene posto pari a 1.

Tale incremento di spinta è applicato a metà altezza della parete di spinta nel caso di forma rettangolare del diagramma di incremento sismico, allo stesso punto di applicazione della spinta statica nel caso in cui la forma del diagramma di incremento sismico è uguale a quella del diagramma statico.

Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali e verticali che si destano per effetto del sisma. Tali forze vengono valutate come

$$F_{IH} = k_h W \quad F_{IV} = \pm k_v W$$

dove  $W$  è il peso del argine, del terreno soprastante la mensola di monte ed i relativi sovraccarichi e va applicata nel baricentro dei pesi. Il metodo di Culmann tiene conto automaticamente dell'incremento di spinta. Basta inserire nell'equazione risolutiva la forza d'inerzia del cuneo di spinta. La superficie di rottura nel caso di sisma risulta meno inclinata della corrispondente superficie in assenza di sisma.

## Verifica a ribaltamento

La verifica a ribaltamento consiste nel determinare il momento risultante di tutte le forze che tendono a fare ribaltare il argine (momento ribaltante  $M_r$ ) ed il momento risultante di tutte le forze che tendono a stabilizzare il argine (momento stabilizzante  $M_s$ ) rispetto allo spigolo a valle della fondazione e verificare che il rapporto  $M_s/M_r$  sia maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza  $\eta_r$ . Eseguendo il calcolo mediante gli eurocodici si può impostare  $\eta_r \geq 1.0$ .

Deve quindi essere verificata la seguente diseguaglianza

$$\frac{M_s}{M_r} \geq \eta_r$$

Il momento ribaltante  $M_r$  è dato dalla componente orizzontale della spinta  $S$ , dalle forze di inerzia del argine e del terreno gravante sulla fondazione di monte (caso di presenza di sisma) per i rispettivi bracci. Nel momento stabilizzante interviene il peso del argine (applicato nel baricentro) ed il peso del terreno gravante sulla fondazione di monte. Per quanto riguarda invece la componente verticale della spinta essa sarà stabilizzante se l'angolo d'attrito terra-argine  $\delta$  è positivo, ribaltante se  $\delta$  è negativo.  $\delta$  è positivo quando è il terrapieno che scorre rispetto al argine, negativo quando è il argine che tende a scorrere rispetto al terrapieno (questo può essere il caso di una spalla da ponte gravata da carichi notevoli). Se sono presenti dei tiranti essi contribuiscono al momento stabilizzante.

Questa verifica ha significato solo per fondazione superficiale e non per fondazione su pali.

## Verifica a scorrimento

Per la verifica a scorrimento del argine lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere il argine deve essere minore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza. La verifica a scorrimento risulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento  $F_r$  e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere il argine  $F_s$  risulta maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza  $\eta_s$ . Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare  $\eta_s \geq 1.0$

$$\frac{F_r}{F_s} \geq \eta_s$$

Le forze che intervengono nella  $F_s$  sono: la componente della spinta parallela al piano di fondazione e la componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione.

La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Detta  $N$  la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e indicando con  $\delta_f$  l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con  $c_a$  l'adesione terreno-fondazione e con  $B_r$  la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

$$F_r = N \operatorname{tg} \delta_f + c_a B_r$$

La Normativa consente di computare, nelle forze resistenti, una aliquota dell'eventuale spinta dovuta al terreno posto a valle del argine. In tal caso, però, il coefficiente di sicurezza deve essere aumentato opportunamente. L'aliquota di spinta passiva che si può considerare ai fini della verifica a scorrimento non può comunque superare il 50 percento.

Per quanto riguarda l'angolo d'attrito terra-fondazione,  $\delta_f$ , diversi autori suggeriscono di assumere un valore di  $\delta_f$  pari all'angolo d'attrito del terreno di fondazione.

## Verifica al carico limite

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi dal argine sul terreno di fondazione deve essere superiore a  $\eta_q$ . Cioè, detto  $Q_u$ , il carico limite ed  $R$  la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

$$\frac{Q_u}{R} \geq \eta_q$$

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare  $\eta_q \geq 1.0$ .

Si adotta per il calcolo del carico limite in fondazione il metodo di MEYERHOF.

L'espressione del carico ultimo è data dalla relazione:

$$Q_u = c N_c d_c i_c + q N_q d_q i_q + 0.5 \gamma B N_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

In questa espressione

- c coesione del terreno in fondazione;
- $\phi$  angolo di attrito del terreno in fondazione;
- $\gamma$  peso di volume del terreno in fondazione;
- B larghezza della fondazione;
- D profondità del piano di posa;
- q pressione geostatica alla quota del piano di posa.

I vari fattori che compaiono nella formula sono dati da:

$$A = e^{\pi \operatorname{tg} \phi}$$

$$N_q = A \operatorname{tg}^2(45^\circ + \phi/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \operatorname{ctg} \phi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \operatorname{tg}(1.4\phi)$$

Indichiamo con  $K_p$  il coefficiente di spinta passiva espresso da:

$$K_p = \operatorname{tg}^2(45^\circ + \phi/2)$$

I fattori  $d$  e  $i$  che compaiono nella formula sono rispettivamente i fattori di profondità ed i fattori di inclinazione del carico espressi dalle seguenti relazioni:

#### Fattori di profondità

$$d_q = 1 + 0.2 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad \text{per } \phi = 0$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \frac{D}{B} \sqrt{K_p} \quad \text{per } \phi > 0$$

#### Fattori di inclinazione

Indicando con  $\theta$  l'angolo che la risultante dei carichi forma con la verticale ( espresso in gradi ) e con  $\phi$  l'angolo d'attrito del terreno di posa abbiamo:

$$i_c = i_q = (1 - \theta^\circ / 90) ^ 2$$

$$i_\gamma = (1 - \frac{\theta^\circ}{\phi^\circ})^2 \quad \text{per } \phi > 0$$

$$i_\gamma = 0 \quad \text{per } \phi = 0$$

## Verifica alla stabilità globale

La verifica alla stabilità globale del complesso argine+terreno deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a  $\eta_g$

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare  $\eta_g \geq 1.0$

Viene usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento viene supposta circolare e determinata in modo tale da non avere intersezione con il profilo del argine o con i pali di fondazione. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 10x10 posta in prossimità della sommità del argine. Il numero di strisce è pari a 50.

Il coefficiente di sicurezza fornito da Fellenius si esprime secondo la seguente formula:

$$\eta = \frac{\sum_i^n \left( \frac{c_i b_i}{\cos \alpha_i} + [W_i \cos \alpha_i - u_i l_i] \tan \phi_i \right)}{\sum_i^n W_i \sin \alpha_i}$$

dove  $n$  è il numero delle strisce considerate,  $b_i$  e  $\alpha_i$  sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia  $i_{esima}$  rispetto all'orizzontale,  $W_i$  è il peso della striscia  $i_{esima}$  e  $c_i$  e  $\phi_i$  sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia.

Inoltre  $u_i$  ed  $l_i$  rappresentano la pressione neutra lungo la base della striscia e la lunghezza della base della striscia ( $l_i = b_i / \cos \alpha_i$ ).

Quindi, assunto un cerchio di tentativo lo si suddivide in  $n$  strisce e dalla formula precedente si ricava  $\eta$ . Questo procedimento viene eseguito per il numero di centri prefissato e viene assunto come coefficiente di sicurezza della scarpata il minimo dei coefficienti così determinati.

## Normativa

### N.T.C. 2008 - Approccio 1

#### *Simbologia adottata*

$\gamma_{Gsfav}$	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
$\gamma_{Gfav}$	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
$\gamma_{Qsfav}$	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni variabili
$\gamma_{Qfav}$	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni variabili
$\gamma_{tan\phi'}$	Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato
$\gamma_c'$	Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata
$\gamma_{cu}$	Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata
$\gamma_{qu}$	Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo
$\gamma_\gamma$	Coefficiente parziale di riduzione della resistenza a compressione uniaxiale delle rocce

#### **Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche**

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

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>	<i>A1</i>	<i>A2</i>	<i>EQU</i>	<i>HYD</i>
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{Gfav}$	1,00	1,00	0,90
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{Gsfav}$	1,30	1,00	1,10
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qfav}$	0,00	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	$\gamma_{Qsfav}$	1,50	1,30	1,50

##### Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

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

#### **Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche**

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

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

##### Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

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

## **FONDAZIONE SUPERFICIALE**

### **Coefficienti parziali $\gamma_R$ per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO**

#### *Verifica*

	<i>Coefficienti parziali</i>		
	<i>R1</i>	<i>R2</i>	<i>R3</i>
Capacità portante della fondazione	1,00	1,00	1,40
Scorrimento	1,00	1,00	1,10
Resistenza del terreno a valle	1,00	1,00	1,40
Stabilità globale			1,10

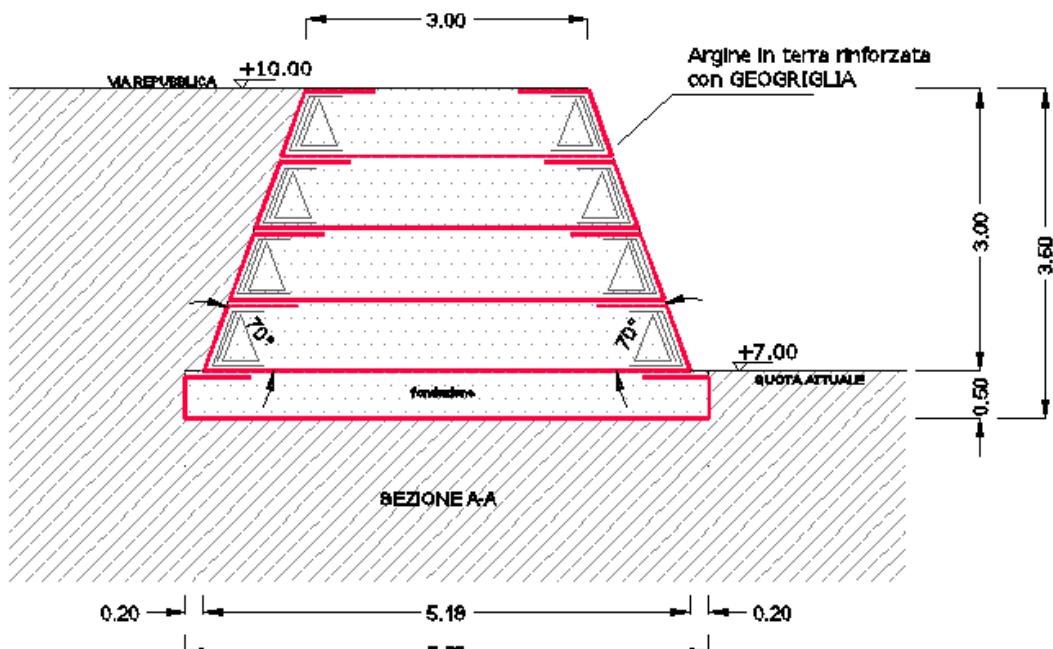
## Geometria argine e fondazione

### Descrizione

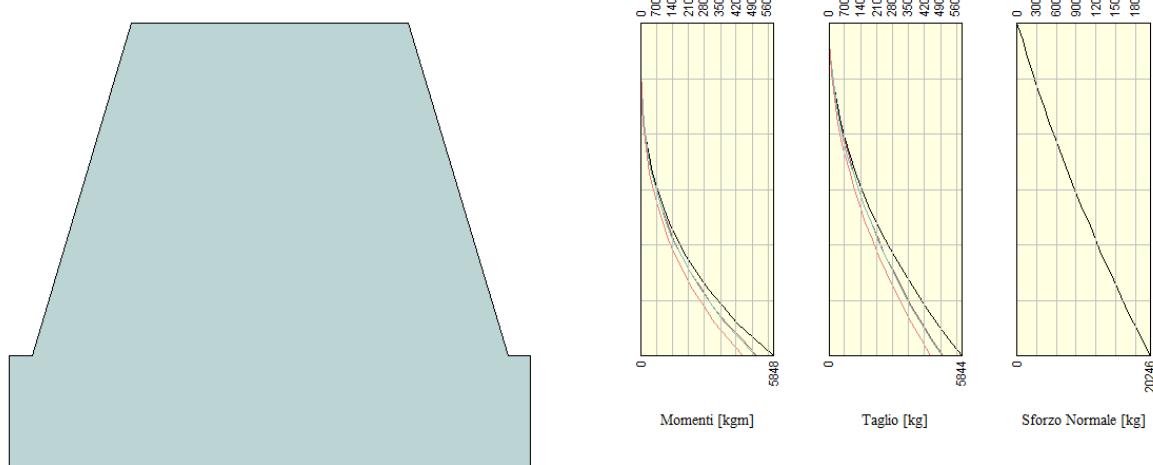
	<b>Argine in terre armate tipo terramesh</b>
Altezza del paramento	3,50 [m]
Spessore in sommità	3,00 [m]
Spessore all'attacco con la fondazione	5,20 [m]
Inclinazione paramento esterno	70° [°]
Inclinazione paramento interno	70° [°]
Lunghezza del argine	75,00 [m]

### Fondazione

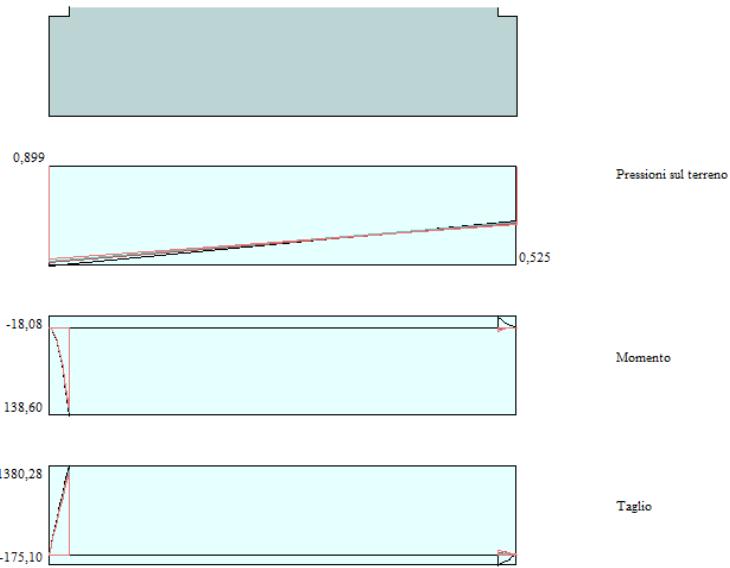
Lunghezza mensola fondazione di valle	0,20 [m]
Lunghezza mensola fondazione di monte	0,20 [m]
Lunghezza totale fondazione	5,5 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	0,00 [°]
Spessore fondazione	0,00 [m]
Spessore magrone	0,10 [m]



Sezione Tipo



Sollecitazioni sul paramento – inviluppo



Sollecitazioni fondazione – inviluppo

## Materiali utilizzati per la struttura

### Pietrame

Peso specifico	2000,0 [kg/mc]
Tensione ammissibile a compressione $\sigma_c$	15,0 [kg/cmq]
Angolo di attrito interno $\phi_p$	40,00 [°]
Resistenza a taglio $\tau_p$	0,0 [kg/cmq]

## Geometria profilo terreno a monte del argine

### Simbologia adottata e sistema di riferimento

(Sistema di riferimento con origine in testa al argine, ascissa X positiva verso monte, ordinata Y positiva verso l'alto)

N numero ordine del punto  
X ascissa del punto espressa in [m]  
Y ordinata del punto espressa in [m]  
A inclinazione del tratto espressa in [°]

N	X	Y	A
1	5,00	0,00	0,00

## Terreno a valle del argine

Inclinazione terreno a valle del argine rispetto all'orizzontale 0,00 [°]  
Altezza del rinterro rispetto all'attacco fondaz.valle-paramento 0,50 [m]

## Falda

## Descrizione terreni

### Simbologia adottata

Nr.	Indice del terreno
Descrizione	Descrizione terreno
$\gamma$	Peso di volume del terreno espresso in [kg/mc]
$\gamma_s$	Peso di volume saturo del terreno espresso in [kg/mc]
$\phi$	Angolo d'attrito interno espresso in [°]
$\delta$	Angolo d'attrito terra-argine espresso in [°]
$c$	Coesione espresso in [kg/cmq]
$c_a$	Adesione terra-argine espresso in [kg/cmq]

Descrizione	$\gamma$	$\gamma_s$	$\phi$	$\delta$	$c$	$c_a$
Terreno 1	1000	1000	0,00	0,00	0,000	0,000
Terreno 2	1800	2000	25,00	16,67	0,000	0,000

## Stratigrafia

### Simbologia adottata

N	Indice dello strato
H	Spessore dello strato espresso in [m]
$a$	Inclinazione espresso in [°]
$K_w$	Costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm <sup>2</sup> /cm
$K_s$	Coefficiente di spinta
Terreno	Terreno dello strato

Nr.	H	a	Kw	Ks	Terreno
1	3,50	0,00	0,00	0,00	Terreno 1
2	5,00	0,00	2,42	0,00	Terreno 2

## Descrizione combinazioni di carico

### *Simbologia adottata*

$F/S$  Effetto dell'azione (FAV: Favorevole, SFAV: Sfavorevole)  
 $\gamma$  Coefficiente di partecipazione della condizione  
 $\Psi$  Coefficiente di combinazione della condizione

### Combinazione n° 1 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio argine	FAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,30	1,00	1,30

### Combinazione n° 2 - Caso A2-M2 (GEO)

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio argine	SFAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1,00	1,00

### Combinazione n° 3 - Caso EQU (SLU)

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio argine	FAV	0,90	1,00	0,90
Peso proprio terrapieno	FAV	0,90	1,00	0,90
Spinta terreno	SFAV	1,10	1,00	1,10

### Combinazione n° 4 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio argine	SFAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1,00	1,00

### Combinazione n° 5 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. negativo

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio argine	SFAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1,00	1,00

### Combinazione n° 6 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. positivo

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio argine	SFAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1,00	1,00

### Combinazione n° 7 - Caso A2-M2 (GEO) - Sisma Vert. positivo

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio argine	SFAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1,00	1,00

### Combinazione n° 8 - Caso A2-M2 (GEO) - Sisma Vert. negativo

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio argine	SFAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1,00	1,00

### Combinazione n° 9 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. negativo

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio argine	FAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1,00	1,00

### Combinazione n° 10 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. positivo

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio argine	FAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1,00	1,00

### Combinazione n° 11 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. positivo

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio argine	SFAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1,00	1,00

### Combinazione n° 12 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. negativo

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio argine	FAV	1,00	1,00	1,00

---

Peso proprio argine	SFAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1,00	1,00

Combinazione n° 13 - Quasi Permanente (SLE)

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio argine	--	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1,00	1,00

Combinazione n° 14 - Frequenti (SLE)

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio argine	--	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1,00	1,00

Combinazione n° 15 - Rara (SLE)

	<b>S/F</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>\Psi</math></b>	<b><math>\gamma * \Psi</math></b>
Peso proprio argine	--	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1,00	1,00

**Impostazioni di analisi**Calcolo della portanza      metodo di Meyerhof

Coefficiente correttivo su  $N\gamma$  per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLU): 1,00  
 Coefficiente correttivo su  $N\gamma$  per effetti cinematici (combinazioni sismiche SLE): 1,00

**Impostazioni avanzate**

Terreno a monte a elevata permeabilità

Diagramma correttivo per eccentricità negativa con aliquota di parzializzazione pari a 0,00

---

## Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

### *Simbologia adottata*

<i>C</i>	Identificativo della combinazione
<i>Tipo</i>	Tipo combinazione
<i>Sisma</i>	Combinazione sismica
<i>CS<sub>sco</sub></i>	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
<i>CS<sub>rib</sub></i>	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
<i>CS<sub>QJM</sub></i>	Coeff. di sicurezza a carico limite
<i>CS<sub>stab</sub></i>	Coeff. di sicurezza a stabilità globale

<b>C</b>	<b>Tipo</b>	<b>Sisma</b>	<b>CS<sub>sco</sub></b>	<b>CS<sub>rib</sub></b>	<b>CS<sub>qjm</sub></b>	<b>CS<sub>stab</sub></b>
1	A1-M1 - [1]	--	1,08	--	3,25	--
2	A2-M2 - [1]	--	1,08	--	2,18	--
3	EQU - [1]	--	--	6,49	--	--
4	STAB - [1]	--	--	--	--	1,85
5	A1-M1 - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	1,28	--	3,88	--
6	A1-M1 - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	1,28	--	3,83	--
7	A2-M2 - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	1,01	--	2,04	--
8	A2-M2 - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	1,01	--	2,07	--
9	EQU - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	--	6,87	--	--
10	EQU - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	--	7,12	--	--
11	STAB - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1,77
12	STAB - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1,77
13	SLEQ - [1]	--	1,38	--	4,11	--
14	SLEF - [1]	--	1,38	--	4,11	--
15	SLER - [1]	--	1,38	--	4,11	--

## Analisi della spinta e verifiche

Sistema di riferimento adottato per le coordinate :  
 Origine in testa al argine (spigolo di monte)  
 Ascisse X (esprese in [m]) positive verso monte  
 Ordinate Y (esprese in [m]) positive verso l'alto  
 Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti da monte verso valle  
 Le forze verticali sono considerate positive se agenti dall'alto verso il basso

Calcolo riferito ad 1 metro di argine

### Tipo di analisi

Calcolo della spinta	metodo di Culmann
Calcolo del carico limite	metodo di Meyerhof
Calcolo della stabilità globale	metodo di Fellenius
Calcolo della spinta in condizioni di	Spinta attiva

### Sisma

#### **Combinazioni SLU**

Accelerazione al suolo $a_g$	0.49 [m/s <sup>2</sup> ]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.50
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione ( $\beta_m$ )	0.18
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h = (a_g/g * \beta_m * St * S) = 1.35$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v = 0.50 * k_h = 0.67$

#### **Combinazioni SLE**

Accelerazione al suolo $a_g$	0.23 [m/s <sup>2</sup> ]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.50
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione ( $\beta_m$ )	0.18
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h = (a_g/g * \beta_m * St * S) = 0.64$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v = 0.50 * k_h = 0.32$

Forma diagramma incremento sismico

Stessa forma diagramma statico

Partecipazione spinta passiva (percento)	0,0
Lunghezza del argine	50,00 [m]

Peso argine	29800,00 [kg]
Baricentro del argine	X=-1,25 Y=-2,22

#### **Superficie di spinta**

Punto inferiore superficie di spinta	X = 1,20	Y = -4,00
Punto superiore superficie di spinta	X = 0,00	Y = 0,00
Altezza della superficie di spinta	4,00	[m]
Inclinazione superficie di spinta(rispetto alla verticale)	16,70	[°]

### COMBINAZIONE n° 1

#### **Peso argine favorevole e Peso terrapieno favorevole**

Valore della spinta statica	9559,27	[kg]
Componente orizzontale della spinta statica	9061,00	[kg]
Componente verticale della spinta statica	3045,96	[kg]
Punto d'applicazione della spinta	X = 0,76	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	1,88	[°]
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	45,00	[°]
Punto d'applicazione della spinta della falda	X = 1,20	[m]
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	-120,00	[kg]
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,00	[m]
		Y = 0,00 [m]

#### **Risultanti**

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	9061,00	[kg]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	32725,96	[kg]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	32725,96	[kg]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	9061,00	[kg]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,23	[m]
Lunghezza fondazione reagente	4,70	[m]

Risultante in fondazione	33957,18	[kg]	
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	15,48	[°]	
Momento rispetto al baricentro della fondazione	7453,91	[kgm]	
Carico ultimo della fondazione	106488,16	[kg]	
<i>Tensioni sul terreno</i>			
Lunghezza fondazione reagente	4,70	[m]	
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,8988	[kg/cmq]	
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,4938	[kg/cmq]	
<i>Fattori per il calcolo della capacità portante</i>			
<b>Coeff. capacità portante</b>	$N_c = 20,72$	$N_q = 10,66$	$N_\gamma = 6,77$
<b>Fattori forma</b>	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
<b>Fattori inclinazione</b>	$i_c = 0,69$	$i_q = 0,69$	$i_\gamma = 0,15$
<b>Fattori profondità</b>	$d_c = 1,10$	$d_q = 1,05$	$d_\gamma = 1,05$
I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.			
	$N'_c = 15,63$	$N'_q = 7,68$	$N'_\gamma = 1,03$

#### **COEFFICIENTI DI SICUREZZA**

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.08
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	3.25

## Sollecitazioni nel argine e verifica delle sezioni

### Combinazione n° 1

L'ordinata Y(espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al argine  
Le verifiche sono effettuate assumendo una base della sezione B=100 cm

H	altezza della sezione espressa in [cm]
N	sforzo normale [kg]
M	momento flettente [kgm]
T	taglio [kg]
e	eccentricità dello sforzo rispetto al baricentro [cm]
$\sigma_p$	tensione di compressione massima nel pietrame in [kg/cm <sup>2</sup> ]
Ms	momento stabilizzante [kgm]
Mr	momento ribaltante [kgm]
Cs	coeff. di sicurezza allo scorrimento
Cr	coeff. di sicurezza al ribaltamento

Nr.	Y	H	N	M	T	e	$\sigma_p$	Ms	Mr	Cs	Cr
1	0,00	250,00	0	0	0	0,00	0,00	0	0	0,00	0,00
2	0,15	259,00	763	1	15	0,10	0,03	999	1	43,80	1367,16
3	0,30	268,00	1552	6	58	0,38	0,06	2126	6	22,27	363,56
4	0,45	277,00	2368	20	132	0,83	0,09	3385	20	15,10	171,52
5	0,60	286,00	3210	47	234	1,46	0,12	4782	47	11,51	102,21
6	0,75	295,00	4078	91	366	2,24	0,14	6322	91	9,36	69,18
7	0,90	304,00	4972	158	526	3,18	0,17	8009	158	7,93	50,72
8	1,05	313,00	5893	251	716	4,26	0,20	9849	251	6,90	39,28
9	1,20	322,00	6839	374	936	5,47	0,23	11847	374	6,13	31,65
10	1,35	331,00	7812	533	1184	6,82	0,27	14008	533	5,54	26,28
11	1,50	340,00	8812	731	1462	8,30	0,30	16338	731	5,06	22,35
12	1,65	349,00	9837	973	1769	9,89	0,33	18840	973	4,67	19,36
13	1,80	358,00	10889	1263	2105	11,60	0,36	21521	1263	4,34	17,04
14	1,95	367,00	11967	1606	2471	13,42	0,40	24386	1606	4,06	15,18
15	2,10	376,00	13071	2006	2866	15,35	0,43	27439	2006	3,83	13,68
16	2,25	385,00	14201	2467	3290	17,37	0,47	30686	2467	3,62	12,44
17	2,40	394,00	15358	2994	3743	19,50	0,51	34132	2994	3,44	11,40
18	2,55	403,00	16540	3592	4226	21,71	0,54	37782	3592	3,28	10,52
19	2,70	412,00	17749	4264	4737	24,02	0,58	41641	4264	3,14	9,77
20	2,85	421,00	18985	5014	5278	26,41	0,62	45714	5014	3,02	9,12
21	3,00	430,00	20246	5848	5844	28,89	0,66	50001	5848	2,91	8,55

### COMBINAZIONE n° 2

Valore della spinta statica	7490,07	[kg]
Componente orizzontale della spinta statica	7107,43	[kg]
Componente verticale della spinta statica	2363,40	[kg]
Punto d'applicazione della spinta	X = 0,76	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	1,69	[°]
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	45,00	[°]
Punto d'applicazione della spinta della falda	X = 1,20	[m]
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	-120,00	[kg]
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,00	[m]
	Y = 0,00	[m]

### Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	7107,43	[kg]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	32043,40	[kg]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	32043,40	[kg]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	7107,43	[kg]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,18	[m]
Lunghezza fondazione reagente	4,70	[m]
Risultante in fondazione	32822,17	[kg]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	12,51	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	5754,03	[kgm]
Carico ultimo della fondazione	69902,36	[kg]

### Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	4,70	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,8381	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,5255	[kg/cm <sup>2</sup> ]

### Fattori per il calcolo della capacità portante

**Coeff. capacità portante****Fattori forma****Fattori inclinazione****Fattori profondità**

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$$N_c = 20.72$$

$$s_c = 1,00$$

$$i_c = 0,74$$

$$d_c = 1,09$$

$$N'_c = 15.63$$

$$N_q = 10.66$$

$$s_q = 1,00$$

$$i_q = 0,74$$

$$d_q = 1,05$$

$$N'_q = 7.68$$

$$N_\gamma = 6.77$$

$$s_\gamma = 1,00$$

$$i_\gamma = 0,15$$

$$d_\gamma = 1,05$$

$$N'_\gamma = 1.03$$

**COEFFICIENTI DI SICUREZZA**

Coefficiente di sicurezza a scorrimento

1.08

Coefficiente di sicurezza a carico ultimo

2.18

## Sollecitazioni nel argine e verifica delle sezioni

### Combinazione n° 2

L'ordinata Y(espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al argine  
Le verifiche sono effettuate assumendo una base della sezione B=100 cm

H	altezza della sezione espressa in [cm]
N	sforzo normale [kg]
M	momento flettente [kgm]
T	taglio [kg]
e	eccentricità dello sforzo rispetto al baricentro [cm]
$\sigma_p$	tensione di compressione massima nel pietrame in [kg/cm²]
Ms	momento stabilizzante [kgm]
Mr	momento ribaltante [kgm]
Cs	coeff. di sicurezza allo scorrimento
Cr	coeff. di sicurezza al ribaltamento

Nr.	Y	H	N	M	T	e	$\sigma_p$	Ms	Mr	Cs	Cr
1	0,00	250,00	0	0	0	0,00	0,00	0	0	0,00	0,00
2	0,15	259,00	763	1	11	0,07	0,03	997	1	56,93	1772,71
3	0,30	268,00	1552	4	45	0,29	0,06	2116	4	28,96	470,27
4	0,45	277,00	2368	15	101	0,64	0,09	3361	15	19,63	221,36
5	0,60	286,00	3210	36	180	1,12	0,11	4738	36	14,97	131,64
6	0,75	295,00	4078	70	281	1,72	0,14	6251	70	12,17	88,92
7	0,90	304,00	4972	121	405	2,44	0,17	7905	121	10,30	65,08
8	1,05	313,00	5893	193	551	3,27	0,20	9704	193	8,97	50,31
9	1,20	322,00	6839	288	720	4,21	0,23	11654	288	7,97	40,48
10	1,35	331,00	7812	410	911	5,25	0,26	13759	410	7,20	33,56
11	1,50	340,00	8812	562	1125	6,38	0,29	16024	562	6,57	28,49
12	1,65	349,00	9837	748	1361	7,61	0,32	18454	748	6,07	24,65
13	1,80	358,00	10889	972	1620	8,92	0,35	21053	972	5,64	21,66
14	1,95	367,00	11967	1235	1901	10,32	0,38	23826	1235	5,28	19,28
15	2,10	376,00	13071	1543	2204	11,81	0,41	26778	1543	4,98	17,35
16	2,25	385,00	14201	1898	2531	13,36	0,45	29913	1898	4,71	15,76
17	2,40	394,00	15358	2303	2879	15,00	0,48	33237	2303	4,48	14,43
18	2,55	403,00	16540	2763	3250	16,70	0,51	36754	2763	4,27	13,30
19	2,70	412,00	17749	3280	3644	18,48	0,55	40469	3280	4,09	12,34
20	2,85	421,00	18985	3857	4060	20,32	0,58	44387	3857	3,92	11,51
21	3,00	430,00	20246	4499	4495	22,22	0,62	48508	4499	3,78	10,78

### COMBINAZIONE n° 3

Valore della spinta statica	8239,08	[kg]
Componente orizzontale della spinta statica	7818,17	[kg]
Componente verticale della spinta statica	2599,74	[kg]
Punto d'applicazione della spinta	X = 0,76	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	1,69	[°]
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	45,00	[°]
Punto d'applicazione della spinta della falda	X = 1,20	[m]
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	-108,00	[kg]
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,00	[m]
		Y = 0,00 [m]

### Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	7818,17	[kg]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	29311,74	[kg]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	11396,87	[kgm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	73980,03	[kgm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	29311,74	[kg]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	7818,17	[kg]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,21	[m]
Lunghezza fondazione reagente	4,70	[m]
Risultante in fondazione	30336,48	[kg]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	14,93	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	6299,43	[kgm]

### COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	6,49
--	------

## Stabilità globale argine + terreno

### Combinazione n° 4

Le ascisse X sono considerate positive verso monte
Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto
Origine in testa al argine (spigolo contro terra)
W peso della striscia espresso in [kg]
$\alpha$ angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)
$\phi$ angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kg/cmq]
b larghezza della striscia espressa in [m]
u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kg/cmq]

Metodo di Fellenius

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]=-3,23 Y[m]= 1,21

Raggio del cerchio R[m]= 6,77

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]=-8,91

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 3,45

Larghezza della striscia dx[m]= 0,49

Coefficiente di sicurezza C= 1,85

Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	$\alpha$ (°)	Wsin $\alpha$	b/cos $\alpha$	$\phi$	c	u
1	386,30	72,46	368,34	1,64	0,00	0,000	0,000
2	996,98	61,45	875,73	1,03	0,00	0,000	0,000
3	1386,67	53,55	1115,43	0,83	0,00	0,000	0,000
4	1693,56	46,97	1237,96	0,72	6,57	0,000	0,000
5	2187,99	41,13	1439,18	0,66	20,46	0,000	0,000
6	3095,54	35,78	1809,77	0,61	20,46	0,000	0,000
7	3998,32	30,77	2045,39	0,58	20,46	0,000	0,000
8	4481,43	26,01	1965,20	0,55	20,46	0,000	0,000
9	4626,40	21,44	1690,93	0,53	20,46	0,000	0,000
10	4744,25	17,01	1387,61	0,52	20,46	0,000	0,000
11	4835,33	12,68	1061,26	0,51	20,46	0,000	0,000
12	4900,08	8,42	717,77	0,50	20,46	0,000	0,000
13	4212,13	4,21	309,54	0,50	20,46	0,000	0,000
14	2845,23	0,03	1,41	0,49	20,46	0,000	0,000
15	2368,71	-4,16	-171,73	0,50	20,46	0,000	0,000
16	2261,42	-8,37	-329,02	0,50	20,46	0,000	0,000
17	2179,89	-12,62	-476,28	0,51	20,46	0,000	0,000
18	2063,72	-16,95	-601,56	0,52	20,46	0,000	0,000
19	1910,73	-21,38	-696,47	0,53	20,46	0,000	0,000
20	1717,77	-25,95	-751,58	0,55	20,46	0,000	0,000
21	1480,35	-30,70	-755,82	0,57	20,46	0,000	0,000
22	1191,89	-35,71	-695,64	0,61	20,46	0,000	0,000
23	842,53	-41,05	-553,35	0,66	20,46	0,000	0,000
24	462,62	-46,89	-337,71	0,72	0,00	0,000	0,000
25	155,83	-53,46	-125,19	0,83	0,00	0,000	0,000

$$\Sigma W_i = 61025,65 \text{ [kg]}$$

$$\Sigma W_i \sin \alpha_i = 10531,17 \text{ [kg]}$$

$$\Sigma W_i \cos \alpha_i \tan \phi_i = 19523,09 \text{ [kg]}$$

$$\Sigma c_i b_i / \cos \alpha_i = 0,00 \text{ [kg]}$$

### COMBINAZIONE n° 5

Valore della spinta statica	7353,28	[kg]		
Componente orizzontale della spinta statica	6970,00	[kg]		
Componente verticale della spinta statica	2343,05	[kg]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 0,76	[m]	Y = -2,52	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	1,88	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	45,00	[°]		
Incremento sismico della spinta	77,28	[kg]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 0,76	[m]	Y = -2,52	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	41,50	[°]		

Punto d'applicazione della spinta della falda	X = 1,20	[m]	Y = -4,00	[m]
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	-120,00	[kg]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,00	[m]	Y = 0,00	[m]
Inerzia del argine	402,06	[kg]		
Inerzia verticale del argine	-201,03	[kg]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	-1,62	[kg]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	0,81	[kg]		

**Risultanti**

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	7443,69	[kg]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	31847,45	[kg]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	31847,45	[kg]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	7443,69	[kg]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,21	[m]
Lunghezza fondazione reagente	4,70	[m]
Risultante in fondazione	32705,79	[kg]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	13,16	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	6540,85	[kgm]
Carico ultimo della fondazione	123460,87	[kg]

**Tensioni sul terreno**

Lunghezza fondazione reagente	4,70	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,8553	[kg/cmq]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,4999	[kg/cmq]

**Fattori per il calcolo della capacità portante**

<b>Coeff. capacità portante</b>	N <sub>c</sub> = 20,72	N <sub>q</sub> = 10,66	N <sub>γ</sub> = 6,77
<b>Fattori forma</b>	s <sub>c</sub> = 1,00	s <sub>q</sub> = 1,00	s <sub>γ</sub> = 1,00
<b>Fattori inclinazione</b>	i <sub>c</sub> = 0,73	i <sub>q</sub> = 0,73	i <sub>γ</sub> = 0,22
<b>Fattori profondità</b>	d <sub>c</sub> = 1,10	d <sub>q</sub> = 1,05	d <sub>γ</sub> = 1,05
I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.			
	N' <sub>c</sub> = 15,63	N' <sub>q</sub> = 7,68	N' <sub>γ</sub> = 1,03

**COEFFICIENTI DI SICUREZZA**

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.28
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	3.88

## Sollecitazioni nel argine e verifica delle sezioni

### Combinazione n° 5

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al argine  
Le verifiche sono effettuate assumendo una base della sezione B=100 cm

H	altezza della sezione espressa in [cm]
N	sforzo normale [kg]
M	momento flettente [kgm]
T	taglio [kg]
e	eccentricità dello sforzo rispetto al baricentro [cm]
$\sigma_p$	tensione di compressione massima nel pietrame in [kg/cm²]
Ms	momento stabilizzante [kgm]
Mr	momento ribaltante [kgm]
Cs	coeff. di sicurezza allo scorrimento
Cr	coeff. di sicurezza al ribaltamento

Nr.	Y	H	N	M	T	e	$\sigma_p$	Ms	Mr	Cs	Cr
1	0,00	250,00	0	0	0	0,00	0,00	0	0	0,00	0,00
2	0,15	259,00	763	1	22	0,18	0,03	997	1	29,05	736,02
3	0,30	268,00	1552	8	68	0,50	0,06	2117	8	19,18	271,31
4	0,45	277,00	2368	23	138	0,97	0,09	3365	23	14,44	146,78
5	0,60	286,00	3210	50	231	1,57	0,12	4744	50	11,65	94,35
6	0,75	295,00	4078	93	349	2,29	0,14	6261	93	9,82	66,98
7	0,90	304,00	4972	156	490	3,14	0,17	7920	156	8,52	50,75
8	1,05	313,00	5893	242	655	4,10	0,20	9726	242	7,55	40,25
9	1,20	322,00	6839	354	844	5,17	0,23	11683	354	6,80	33,03
10	1,35	331,00	7812	496	1057	6,35	0,26	13796	496	6,20	27,82
11	1,50	340,00	8812	672	1293	7,63	0,29	16070	672	5,72	23,92
12	1,65	349,00	9837	885	1554	9,00	0,33	18511	885	5,31	20,91
13	1,80	358,00	10889	1139	1838	10,46	0,36	21122	1139	4,97	18,54
14	1,95	367,00	11967	1438	2146	12,01	0,39	23908	1438	4,68	16,63
15	2,10	376,00	13071	1784	2478	13,65	0,42	26875	1784	4,43	15,06
16	2,25	385,00	14201	2182	2834	15,37	0,46	30027	2182	4,20	13,76
17	2,40	394,00	15358	2636	3213	17,16	0,49	33369	2636	4,01	12,66
18	2,55	403,00	16540	3148	3617	19,03	0,53	36905	3148	3,84	11,73
19	2,70	412,00	17749	3722	4044	20,97	0,56	40641	3722	3,68	10,92
20	2,85	421,00	18985	4362	4495	22,98	0,60	44582	4362	3,54	10,22
21	3,00	430,00	20246	5072	4967	25,05	0,64	48728	5072	3,42	9,61

### COMBINAZIONE n° 6

Valore della spinta statica	7353,28	[kg]
Componente orizzontale della spinta statica	6970,00	[kg]
Componente verticale della spinta statica	2343,05	[kg]
Punto d'applicazione della spinta	X = 0,76	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	1,88	[°]
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	45,00	[°]
Incremento sismico della spinta	176,40	[kg]
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 0,76	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	41,56	[°]
Punto d'applicazione della spinta della falda	X = 1,20	[m]
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	-120,00	[kg]
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,00	[m]
Inerzia del argine	402,06	[kg]
Inerzia verticale del argine	201,03	[kg]
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	-1,62	[kg]
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	-0,81	[kg]

### Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	7537,64	[kg]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	32279,48	[kg]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	32279,48	[kg]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	7537,64	[kg]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,20	[m]
Lunghezza fondazione reagente	4,70	[m]
Risultante in fondazione	33147,86	[kg]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	13,14	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	6612,78	[kgm]
Carico ultimo della fondazione	123577,69	[kg]

### Tensioni sul terreno

---

Lunghezza fondazione reagente	4,70	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,8664	[kg/cmq]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,5072	[kg/cmq]

**Fattori per il calcolo della capacità portante****Coeff. capacità portante**

$$N_c = 20.72$$

**Fattori forma**

$$s_c = 1,00$$

**Fattori inclinazione**

$$i_c = 0,73$$

**Fattori profondità**

$$d_c = 1,10$$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$$N'_c = 15.63$$

$$N_q = 10.66$$

$$N_\gamma = 6.77$$

$$s_q = 1,00$$

$$s_\gamma = 1,00$$

$$i_q = 0,73$$

$$i_\gamma = 0,22$$

$$d_q = 1,05$$

$$d_\gamma = 1,05$$

$$N'_q = 7.68$$

$$N'_\gamma = 1.03$$

**COEFFICIENTI DI SICUREZZA**

Coefficiente di sicurezza a scorrimento

$$1.28$$

Coefficiente di sicurezza a carico ultimo

$$3.83$$

## Sollecitazioni nel argine e verifica delle sezioni

### Combinazione n° 6

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al argine  
Le verifiche sono effettuate assumendo una base della sezione B=100 cm

H	altezza della sezione espressa in [cm]
N	sforzo normale [kg]
M	momento flettente [kgm]
T	taglio [kg]
e	eccentricità dello sforzo rispetto al baricentro [cm]
$\sigma_p$	tensione di compressione massima nel pietrame in [kg/cm <sup>2</sup> ]
Ms	momento stabilizzante [kgm]
Mr	momento ribaltante [kgm]
Cs	coeff. di sicurezza allo scorrimento
Cr	coeff. di sicurezza al ribaltamento

Nr.	Y	H	N	M	T	e	$\sigma_p$	Ms	Mr	Cs	Cr
1	0,00	250,00	0	0	0	0,00	0,00	0	0	0,00	0,00
2	0,15	259,00	763	1	22	0,18	0,03	997	1	28,86	732,01
3	0,30	268,00	1552	8	69	0,51	0,06	2118	8	19,01	269,27
4	0,45	277,00	2368	23	139	0,98	0,09	3366	23	14,29	145,53
5	0,60	286,00	3210	51	234	1,58	0,12	4746	51	11,53	93,48
6	0,75	295,00	4078	94	352	2,32	0,14	6264	94	9,71	66,35
7	0,90	304,00	4972	158	495	3,17	0,17	7925	158	8,42	50,25
8	1,05	313,00	5893	244	662	4,14	0,20	9732	244	7,47	39,85
9	1,20	322,00	6839	358	854	5,23	0,23	11691	358	6,72	32,69
10	1,35	331,00	7812	501	1069	6,42	0,26	13807	501	6,13	27,53
11	1,50	340,00	8812	679	1308	7,71	0,29	16084	679	5,65	23,67
12	1,65	349,00	9837	895	1572	9,10	0,33	18528	895	5,25	20,70
13	1,80	358,00	10889	1152	1860	10,58	0,36	21143	1152	4,91	18,35
14	1,95	367,00	11967	1454	2172	12,15	0,39	23933	1454	4,62	16,46
15	2,10	376,00	13071	1805	2508	13,81	0,42	26905	1805	4,37	14,91
16	2,25	385,00	14201	2208	2868	15,55	0,46	30062	2208	4,15	13,62
17	2,40	394,00	15358	2667	3252	17,36	0,49	33409	2667	3,96	12,53
18	2,55	403,00	16540	3185	3661	19,25	0,53	36952	3185	3,79	11,60
19	2,70	412,00	17749	3766	4093	21,22	0,56	40694	3766	3,64	10,81
20	2,85	421,00	18985	4414	4550	23,25	0,60	44642	4414	3,50	10,11
21	3,00	430,00	20246	5132	5027	25,35	0,64	48795	5132	3,38	9,51

### COMBINAZIONE n° 7

Valore della spinta statica	7490,07	[kg]
Componente orizzontale della spinta statica	7107,43	[kg]
Componente verticale della spinta statica	2363,40	[kg]
Punto d'applicazione della spinta	X = 0,76	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	1,69	[°]
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	45,00	[°]
Incremento sismico della spinta	179,85	[kg]
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 0,76	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	40,81	[°]
Punto d'applicazione della spinta della falda	X = 1,20	[m]
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	-120,00	[kg]
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,00	[m]
Inerzia del argine	402,06	[kg]
Inerzia verticale del argine	201,03	[kg]
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	-1,62	[kg]
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	-0,81	[kg]

### Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	7678,53	[kg]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	32300,37	[kg]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	32300,37	[kg]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	7678,53	[kg]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,20	[m]
Lunghezza fondazione reagente	4,70	[m]
Risultante in fondazione	33200,51	[kg]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	13,37	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	6598,20	[kgm]
Carico ultimo della fondazione	65930,04	[kg]

### Tensioni sul terreno

---

Lunghezza fondazione reagente	4,70	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,8665	[kg/cmq]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,5080	[kg/cmq]

**Fattori per il calcolo della capacità portante****Coeff. capacità portante**

$$N_c = 20.72$$

**Fattori forma**

$$s_c = 1,00$$

**Fattori inclinazione**

$$i_c = 0,72$$

**Fattori profondità**

$$d_c = 1,09$$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$$N'_c = 15.63$$

$$N_q = 10.66$$

$$N_\gamma = 6.77$$

$$s_q = 1,00$$

$$s_\gamma = 1,00$$

$$i_q = 0,72$$

$$i_\gamma = 0,12$$

$$d_q = 1,05$$

$$d_\gamma = 1,05$$

$$N'_q = 7.68$$

$$N'_\gamma = 1.03$$

**COEFFICIENTI DI SICUREZZA**

Coefficiente di sicurezza a scorrimento

$$1.01$$

Coefficiente di sicurezza a carico ultimo

$$2.04$$

## Sollecitazioni nel argine e verifica delle sezioni

### Combinazione n° 7

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al argine  
Le verifiche sono effettuate assumendo una base della sezione B=100 cm

H	altezza della sezione espressa in [cm]
N	sforzo normale [kg]
M	momento flettente [kgm]
T	taglio [kg]
e	eccentricità dello sforzo rispetto al baricentro [cm]
$\sigma_p$	tensione di compressione massima nel pietrame in [kg/cm <sup>2</sup> ]
Ms	momento stabilizzante [kgm]
Mr	momento ribaltante [kgm]
Cs	coeff. di sicurezza allo scorrimento
Cr	coeff. di sicurezza al ribaltamento

Nr.	Y	H	N	M	T	e	$\sigma_p$	Ms	Mr	Cs	Cr
1	0,00	250,00	0	0	0	0,00	0,00	0	0	0,00	0,00
2	0,15	259,00	763	1	22	0,18	0,03	997	1	28,86	732,01
3	0,30	268,00	1552	8	69	0,51	0,06	2118	8	19,01	269,27
4	0,45	277,00	2368	23	139	0,98	0,09	3366	23	14,29	145,53
5	0,60	286,00	3210	51	234	1,58	0,12	4746	51	11,53	93,48
6	0,75	295,00	4078	94	352	2,32	0,14	6264	94	9,71	66,35
7	0,90	304,00	4972	158	495	3,17	0,17	7925	158	8,42	50,25
8	1,05	313,00	5893	244	662	4,14	0,20	9732	244	7,47	39,85
9	1,20	322,00	6839	358	854	5,23	0,23	11691	358	6,72	32,69
10	1,35	331,00	7812	501	1069	6,42	0,26	13807	501	6,13	27,53
11	1,50	340,00	8812	679	1308	7,71	0,29	16084	679	5,65	23,67
12	1,65	349,00	9837	895	1572	9,10	0,33	18528	895	5,25	20,70
13	1,80	358,00	10889	1152	1860	10,58	0,36	21143	1152	4,91	18,35
14	1,95	367,00	11967	1454	2172	12,15	0,39	23933	1454	4,62	16,46
15	2,10	376,00	13071	1805	2508	13,81	0,42	26905	1805	4,37	14,91
16	2,25	385,00	14201	2208	2868	15,55	0,46	30062	2208	4,15	13,62
17	2,40	394,00	15358	2667	3252	17,36	0,49	33409	2667	3,96	12,53
18	2,55	403,00	16540	3185	3661	19,25	0,53	36952	3185	3,79	11,60
19	2,70	412,00	17749	3766	4093	21,22	0,56	40694	3766	3,64	10,81
20	2,85	421,00	18985	4414	4550	23,25	0,60	44642	4414	3,50	10,11
21	3,00	430,00	20246	5132	5027	25,35	0,64	48795	5132	3,38	9,51

### COMBINAZIONE n° 8

Valore della spinta statica	7490,07	[kg]
Componente orizzontale della spinta statica	7107,43	[kg]
Componente verticale della spinta statica	2363,40	[kg]
Punto d'applicazione della spinta	X = 0,76	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	1,69	[°]
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	45,00	[°]
Incremento sismico della spinta	78,89	[kg]
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 0,76	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	40,75	[°]
Punto d'applicazione della spinta della falda	X = 1,20	[m]
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	-120,00	[kg]
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,00	[m]
Inerzia del argine	402,06	[kg]
Inerzia verticale del argine	-201,03	[kg]
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	-1,62	[kg]
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	0,81	[kg]

### Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	7582,72	[kg]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	31868,07	[kg]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	31868,07	[kg]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	7582,72	[kg]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,20	[m]
Lunghezza fondazione reagente	4,70	[m]
Risultante in fondazione	32757,77	[kg]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	13,38	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	6526,47	[kgm]
Carico ultimo della fondazione	65872,19	[kg]

### Tensioni sul terreno

---

Lunghezza fondazione reagente	4,70	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,8553	[kg/cmq]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,5008	[kg/cmq]

**Fattori per il calcolo della capacità portante****Coeff. capacità portante**

$$N_c = 20.72$$

$$N_q = 10.66$$

$$N_\gamma = 6.77$$

**Fattori forma**

$$s_c = 1,00$$

$$s_q = 1,00$$

$$s_\gamma = 1,00$$

**Fattori inclinazione**

$$i_c = 0,72$$

$$i_q = 0,72$$

$$i_\gamma = 0,12$$

**Fattori profondità**

$$d_c = 1,09$$

$$d_q = 1,05$$

$$d_\gamma = 1,05$$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$$N'_c = 15.63$$

$$N'_q = 7.68$$

$$N'_\gamma = 1.03$$

**COEFFICIENTI DI SICUREZZA**

Coefficiente di sicurezza a scorrimento

$$1.01$$

Coefficiente di sicurezza a carico ultimo

$$2.07$$

## Sollecitazioni nel argine e verifica delle sezioni

### Combinazione n° 8

L'ordinata Y(espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al argine  
Le verifiche sono effettuate assumendo una base della sezione B=100 cm

H	altezza della sezione espressa in [cm]
N	sforzo normale [kg]
M	momento flettente [kgm]
T	taglio [kg]
e	eccentricità dello sforzo rispetto al baricentro [cm]
$\sigma_p$	tensione di compressione massima nel pietrame in [kg/cm <sup>2</sup> ]
Ms	momento stabilizzante [kgm]
Mr	momento ribaltante [kgm]
Cs	coeff. di sicurezza allo scorrimento
Cr	coeff. di sicurezza al ribaltamento

Nr.	Y	H	N	M	T	e	$\sigma_p$	Ms	Mr	Cs	Cr
1	0,00	250,00	0	0	0	0,00	0,00	0	0	0,00	0,00
2	0,15	259,00	763	1	22	0,18	0,03	997	1	29,05	736,02
3	0,30	268,00	1552	8	68	0,50	0,06	2117	8	19,18	271,31
4	0,45	277,00	2368	23	138	0,97	0,09	3365	23	14,44	146,78
5	0,60	286,00	3210	50	231	1,57	0,12	4744	50	11,65	94,35
6	0,75	295,00	4078	93	349	2,29	0,14	6261	93	9,82	66,98
7	0,90	304,00	4972	156	490	3,14	0,17	7920	156	8,52	50,75
8	1,05	313,00	5893	242	655	4,10	0,20	9726	242	7,55	40,25
9	1,20	322,00	6839	354	844	5,17	0,23	11683	354	6,80	33,03
10	1,35	331,00	7812	496	1057	6,35	0,26	13796	496	6,20	27,82
11	1,50	340,00	8812	672	1293	7,63	0,29	16070	672	5,72	23,92
12	1,65	349,00	9837	885	1554	9,00	0,33	18511	885	5,31	20,91
13	1,80	358,00	10889	1139	1838	10,46	0,36	21122	1139	4,97	18,54
14	1,95	367,00	11967	1438	2146	12,01	0,39	23908	1438	4,68	16,63
15	2,10	376,00	13071	1784	2478	13,65	0,42	26875	1784	4,43	15,06
16	2,25	385,00	14201	2182	2834	15,37	0,46	30027	2182	4,20	13,76
17	2,40	394,00	15358	2636	3213	17,16	0,49	33369	2636	4,01	12,66
18	2,55	403,00	16540	3148	3617	19,03	0,53	36905	3148	3,84	11,73
19	2,70	412,00	17749	3722	4044	20,97	0,56	40641	3722	3,68	10,92
20	2,85	421,00	18985	4362	4495	22,98	0,60	44582	4362	3,54	10,22
21	3,00	430,00	20246	5072	4967	25,05	0,64	48728	5072	3,42	9,61

### COMBINAZIONE n° 9

Valore della spinta statica	7490,07	[kg]
Componente orizzontale della spinta statica	7107,43	[kg]
Componente verticale della spinta statica	2363,40	[kg]
Punto d'applicazione della spinta	X = 0,76	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	1,69	[°]
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	45,00	[°]
Incremento sismico della spinta	78,89	[kg]
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 0,76	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	40,75	[°]
Punto d'applicazione della spinta della falda	X = 1,20	[m]
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	-120,00	[kg]
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,00	[m]
Inerzia del argine	402,06	[kg]
Inerzia verticale del argine	-201,03	[kg]
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	-1,62	[kg]
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	0,81	[kg]
<i>Risultanti</i>		
Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	7582,72	[kg]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	31868,07	[kg]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	11653,84	[kgm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	80017,35	[kgm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	31868,07	[kg]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	7582,72	[kg]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,20	[m]
Lunghezza fondazione reagente	4,70	[m]
Risultante in fondazione	32757,77	[kg]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	13,38	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	6526,47	[kgm]

**COEFFICIENTI DI SICUREZZA**

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento

6.87

**COMBINAZIONE n° 10**

Valore della spinta statica	7490,07	[kg]		
Componente orizzontale della spinta statica	7107,43	[kg]		
Componente verticale della spinta statica	2363,40	[kg]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 0,76	[m]	Y = -2,54	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	1,69	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	45,00	[°]		
Incremento sismico della spinta	179,85	[kg]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 0,76	[m]	Y = -2,54	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	40,81	[°]		
Punto d'applicazione della spinta della falda	X = 1,20	[m]	Y = -4,00	[m]
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	-120,00	[kg]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,00	[m]	Y = 0,00	[m]
Inerzia del argine	402,06	[kg]		
Inerzia verticale del argine	201,03	[kg]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	-1,62	[kg]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	-0,81	[kg]		
<i>Risultanti</i>				
Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	7678,53	[kg]		
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	32300,37	[kg]		
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	11318,17	[kgm]		
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	80625,84	[kgm]		
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	32300,37	[kg]		
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	7678,53	[kg]		
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,20	[m]		
Lunghezza fondazione reagente	4,70	[m]		
Risultante in fondazione	33200,51	[kg]		
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	13,37	[°]		
Momento rispetto al baricentro della fondazione	6598,20	[kgm]		

**COEFFICIENTI DI SICUREZZA**

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento

7.12

## Stabilità globale argine + terreno

### Combinazione n° 11

Le ascisse X sono considerate positive verso monte  
 Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto  
 Origine in testa al argine (spigolo contro terra)

W	peso della striscia espresso in [kg]
$\alpha$	angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [ $^{\circ}$ ] (positivo antiorario)
$\phi$	angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
c	coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kg/cm <sup>2</sup> ]
b	larghezza della striscia espressa in [m]
u	pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kg/cm <sup>2</sup> ]

Metodo di Fellenius

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]=-3,23 Y[m]= 2,02

Raggio del cerchio R[m]= 7,41

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]=-9,12

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 3,91

Larghezza della striscia dx[m]= 0,52

Coefficiente di sicurezza C= 1.77

Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	Wsin $\alpha$	b/cos $\alpha$	$\phi$	c	u
1	342.58	68.37	318.46	1.41	0.00	0.000	0.000
2	914.28	59.33	786.42	1.02	0.00	0.000	0.000
3	1317.91	52.10	1039.94	0.85	0.00	0.000	0.000
4	1632.72	45.92	1172.94	0.75	0.00	0.000	0.000
5	1944.45	40.38	1259.72	0.68	15.91	0.000	0.000
6	2620.19	35.27	1512.85	0.64	20.46	0.000	0.000
7	3622.43	30.46	1836.41	0.60	20.46	0.000	0.000
8	4479.17	25.88	1955.39	0.58	20.46	0.000	0.000
9	4729.37	21.48	1731.73	0.56	20.46	0.000	0.000
10	4857.93	17.20	1436.93	0.55	20.46	0.000	0.000
11	4958.94	13.03	1117.85	0.54	20.46	0.000	0.000
12	5032.46	8.92	780.33	0.53	20.46	0.000	0.000
13	4658.62	4.86	394.58	0.52	20.46	0.000	0.000
14	3098.63	0.82	44.44	0.52	20.46	0.000	0.000
15	2388.02	-3.21	-133.77	0.52	20.46	0.000	0.000
16	2239.34	-7.26	-283.00	0.53	20.46	0.000	0.000
17	2159.12	-11.35	-424.78	0.53	20.46	0.000	0.000
18	2042.27	-15.49	-545.50	0.54	20.46	0.000	0.000
19	1886.82	-19.72	-636.76	0.55	20.46	0.000	0.000
20	1689.91	-24.07	-689.25	0.57	20.46	0.000	0.000
21	1447.51	-28.57	-692.28	0.59	20.46	0.000	0.000
22	1153.85	-33.28	-633.09	0.62	20.46	0.000	0.000
23	800.58	-38.25	-495.65	0.66	20.46	0.000	0.000
24	443.52	-43.60	-305.87	0.72	0.00	0.000	0.000
25	151.59	-49.49	-115.25	0.80	0.00	0.000	0.000

$$\Sigma W_i = 60612,20 \text{ [kg]}$$

$$\Sigma W_i \sin \alpha_i = 10432,80 \text{ [kg]}$$

$$\Sigma W_i \cos \alpha_i \tan \phi_i = 19354,43 \text{ [kg]}$$

$$\Sigma c_i b_i / \cos \alpha_i = 0,00 \text{ [kg]}$$

## Stabilità globale argine + terreno

### Combinazione n° 12

Le ascisse X sono considerate positive verso monte  
 Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto  
 Origine in testa al argine (spigolo contro terra)

W	peso della striscia espresso in [kg]
$\alpha$	angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [ $^{\circ}$ ] (positivo antiorario)
$\phi$	angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
c	coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kg/cm <sup>2</sup> ]
b	larghezza della striscia espressa in [m]
u	pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kg/cm <sup>2</sup> ]

Metodo di Fellenius

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]=-3,23 Y[m]= 2,02

Raggio del cerchio R[m]= 7,41

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]=-9,12

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 3,91

Larghezza della striscia dx[m]= 0,52

Coefficiente di sicurezza C= 1,77

Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	Wsina	b/cos $\alpha$	$\phi$	c	u
1	342,58	68,37	318,46	1,41	0,00	0,000	0,000
2	914,28	59,33	786,42	1,02	0,00	0,000	0,000
3	1317,91	52,10	1039,94	0,85	0,00	0,000	0,000
4	1632,72	45,92	1172,94	0,75	0,00	0,000	0,000
5	1944,45	40,38	1259,72	0,68	15,91	0,000	0,000
6	2620,19	35,27	1512,85	0,64	20,46	0,000	0,000
7	3622,43	30,46	1836,41	0,60	20,46	0,000	0,000
8	4479,17	25,88	1955,39	0,58	20,46	0,000	0,000
9	4729,37	21,48	1731,73	0,56	20,46	0,000	0,000
10	4857,93	17,20	1436,93	0,55	20,46	0,000	0,000
11	4958,94	13,03	1117,85	0,54	20,46	0,000	0,000
12	5032,46	8,92	780,33	0,53	20,46	0,000	0,000
13	4658,62	4,86	394,58	0,52	20,46	0,000	0,000
14	3098,63	0,82	44,44	0,52	20,46	0,000	0,000
15	2388,02	-3,21	-133,77	0,52	20,46	0,000	0,000
16	2239,34	-7,26	-283,00	0,53	20,46	0,000	0,000
17	2159,12	-11,35	-424,78	0,53	20,46	0,000	0,000
18	2042,27	-15,49	-545,50	0,54	20,46	0,000	0,000
19	1886,82	-19,72	-636,76	0,55	20,46	0,000	0,000
20	1689,91	-24,07	-689,25	0,57	20,46	0,000	0,000
21	1447,51	-28,57	-692,28	0,59	20,46	0,000	0,000
22	1153,85	-33,28	-633,09	0,62	20,46	0,000	0,000
23	800,58	-38,25	-495,65	0,66	20,46	0,000	0,000
24	443,52	-43,60	-305,87	0,72	0,00	0,000	0,000
25	151,59	-49,49	-115,25	0,80	0,00	0,000	0,000

$\Sigma W_i = 60612,20$  [kg]

$\Sigma W_i \sin \alpha_i = 10432,80$  [kg]

$\Sigma W_i \cos \alpha_i \tan \phi_i = 19354,43$  [kg]

$\Sigma c_i b_i / \cos \alpha_i = 0,00$  [kg]

### COMBINAZIONE n° 13

Valore della spinta statica	7353,28	[kg]		
Componente orizzontale della spinta statica	6970,00	[kg]		
Componente verticale della spinta statica	2343,05	[kg]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 0,76	[m]	Y = -2,52	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	1,88	[ $^{\circ}$ ]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	45,00	[ $^{\circ}$ ]		
Punto d'applicazione della spinta della falda	X = 1,20	[m]	Y = -4,00	[m]
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	-120,00	[kg]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,00	[m]	Y = 0,00	[m]

***Risultanti***

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	6970,00	[kg]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	32023,05	[kg]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	32023,05	[kg]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	6970,00	[kg]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,18	[m]
Lunghezza fondazione reagente	4,70	[m]
Risultante in fondazione	32772,80	[kg]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	12,28	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	5768,39	[kgm]
Carico ultimo della fondazione	131599,96	[kg]

***Tensioni sul terreno***

Lunghezza fondazione reagente	4,70	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,8380	[kg/cmq]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,5247	[kg/cmq]

***Fattori per il calcolo della capacità portante***

<b>Coeff. capacità portante</b>	$N_c = 20,72$	$N_q = 10,66$	$N_\gamma = 6,77$
<b>Fattori forma</b>	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
<b>Fattori inclinazione</b>	$i_c = 0,75$	$i_q = 0,75$	$i_\gamma = 0,26$
<b>Fattori profondità</b>	$d_c = 1,10$	$d_q = 1,05$	$d_\gamma = 1,05$
I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.			
	$N'_c = 15,63$	$N'_q = 7,68$	$N'_\gamma = 1,03$

**COEFFICIENTI DI SICUREZZA**

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.38
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	4.11

## Sollecitazioni nel argine e verifica delle sezioni

### Combinazione n° 13

L'ordinata Y(espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al argine  
Le verifiche sono effettuate assumendo una base della sezione B=100 cm

H	altezza della sezione espressa in [cm]
N	sforzo normale [kg]
M	momento flettente [kgm]
T	taglio [kg]
e	eccentricità dello sforzo rispetto al baricentro [cm]
$\sigma_p$	tensione di compressione massima nel pietrame in [kg/cmq]
Ms	momento stabilizzante [kgm]
Mr	momento ribaltante [kgm]
Cs	coeff. di sicurezza allo scorrimento
Cr	coeff. di sicurezza al ribaltamento

Nr.	Y	H	N	M	T	e	$\sigma_p$	Ms	Mr	Cs	Cr
1	0,00	250,00	0	0	0	0,00	0,00	0	0	0,00	0,00
2	0,15	259,00	763	1	11	0,07	0,03	997	1	56,93	1772,71
3	0,30	268,00	1552	4	45	0,29	0,06	2116	4	28,96	470,27
4	0,45	277,00	2368	15	101	0,64	0,09	3361	15	19,63	221,36
5	0,60	286,00	3210	36	180	1,12	0,11	4738	36	14,97	131,64
6	0,75	295,00	4078	70	281	1,72	0,14	6251	70	12,17	88,92
7	0,90	304,00	4972	121	405	2,44	0,17	7905	121	10,30	65,08
8	1,05	313,00	5893	193	551	3,27	0,20	9704	193	8,97	50,31
9	1,20	322,00	6839	288	720	4,21	0,23	11654	288	7,97	40,48
10	1,35	331,00	7812	410	911	5,25	0,26	13759	410	7,20	33,56
11	1,50	340,00	8812	562	1125	6,38	0,29	16024	562	6,57	28,49
12	1,65	349,00	9837	748	1361	7,61	0,32	18454	748	6,07	24,65
13	1,80	358,00	10889	972	1620	8,92	0,35	21053	972	5,64	21,66
14	1,95	367,00	11967	1235	1901	10,32	0,38	23826	1235	5,28	19,28
15	2,10	376,00	13071	1543	2204	11,81	0,41	26778	1543	4,98	17,35
16	2,25	385,00	14201	1898	2531	13,36	0,45	29913	1898	4,71	15,76
17	2,40	394,00	15358	2303	2879	15,00	0,48	33237	2303	4,48	14,43
18	2,55	403,00	16540	2763	3250	16,70	0,51	36754	2763	4,27	13,30
19	2,70	412,00	17749	3280	3644	18,48	0,55	40469	3280	4,09	12,34
20	2,85	421,00	18985	3857	4060	20,32	0,58	44387	3857	3,92	11,51
21	3,00	430,00	20246	4499	4495	22,22	0,62	48508	4499	3,78	10,78

### COMBINAZIONE n° 14

Valore della spinta statica	7353,28	[kg]
Componente orizzontale della spinta statica	6970,00	[kg]
Componente verticale della spinta statica	2343,05	[kg]
Punto d'applicazione della spinta	X = 0,76	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	1,88	[°]
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	45,00	[°]
Punto d'applicazione della spinta della falda	X = 1,20	[m]
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	-120,00	[kg]
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,00	[m]
		Y = 0,00 [m]

### Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	6970,00	[kg]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	32023,05	[kg]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	32023,05	[kg]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	6970,00	[kg]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,18	[m]
Lunghezza fondazione reagente	4,70	[m]
Risultante in fondazione	32772,80	[kg]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	12,28	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	5768,39	[kgm]
Carico ultimo della fondazione	131599,96	[kg]

### Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	4,70	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,8380	[kg/cmq]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,5247	[kg/cmq]

### Fattori per il calcolo della capacità portante

---

<b>Coeff. capacità portante</b>	$N_c = 20.72$	$N_q = 10.66$	$N_\gamma = 6.77$
<b>Fattori forma</b>	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
<b>Fattori inclinazione</b>	$i_c = 0,75$	$i_q = 0,75$	$i_\gamma = 0,26$
<b>Fattori profondità</b>	$d_c = 1,10$	$d_q = 1,05$	$d_\gamma = 1,05$
I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.			
	$N'_c = 15.63$	$N'_q = 7.68$	$N'_\gamma = 1.03$

#### **COEFFICIENTI DI SICUREZZA**

Coefficiente di sicurezza a scorrimento  
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo

1.38  
4.11

## Sollecitazioni nel argine e verifica delle sezioni

### Combinazione n° 14

L'ordinata Y(espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al argine  
Le verifiche sono effettuate assumendo una base della sezione B=100 cm

H	altezza della sezione espressa in [cm]
N	sforzo normale [kg]
M	momento flettente [kgm]
T	taglio [kg]
e	eccentricità dello sforzo rispetto al baricentro [cm]
$\sigma_p$	tensione di compressione massima nel pietrame in [kg/cmq]
Ms	momento stabilizzante [kgm]
Mr	momento ribaltante [kgm]
Cs	coeff. di sicurezza allo scorrimento
Cr	coeff. di sicurezza al ribaltamento

Nr.	Y	H	N	M	T	e	$\sigma_p$	Ms	Mr	Cs	Cr
1	0,00	250,00	0	0	0	0,00	0,00	0	0	0,00	0,00
2	0,15	259,00	763	1	11	0,07	0,03	997	1	56,93	1772,71
3	0,30	268,00	1552	4	45	0,29	0,06	2116	4	28,96	470,27
4	0,45	277,00	2368	15	101	0,64	0,09	3361	15	19,63	221,36
5	0,60	286,00	3210	36	180	1,12	0,11	4738	36	14,97	131,64
6	0,75	295,00	4078	70	281	1,72	0,14	6251	70	12,17	88,92
7	0,90	304,00	4972	121	405	2,44	0,17	7905	121	10,30	65,08
8	1,05	313,00	5893	193	551	3,27	0,20	9704	193	8,97	50,31
9	1,20	322,00	6839	288	720	4,21	0,23	11654	288	7,97	40,48
10	1,35	331,00	7812	410	911	5,25	0,26	13759	410	7,20	33,56
11	1,50	340,00	8812	562	1125	6,38	0,29	16024	562	6,57	28,49
12	1,65	349,00	9837	748	1361	7,61	0,32	18454	748	6,07	24,65
13	1,80	358,00	10889	972	1620	8,92	0,35	21053	972	5,64	21,66
14	1,95	367,00	11967	1235	1901	10,32	0,38	23826	1235	5,28	19,28
15	2,10	376,00	13071	1543	2204	11,81	0,41	26778	1543	4,98	17,35
16	2,25	385,00	14201	1898	2531	13,36	0,45	29913	1898	4,71	15,76
17	2,40	394,00	15358	2303	2879	15,00	0,48	33237	2303	4,48	14,43
18	2,55	403,00	16540	2763	3250	16,70	0,51	36754	2763	4,27	13,30
19	2,70	412,00	17749	3280	3644	18,48	0,55	40469	3280	4,09	12,34
20	2,85	421,00	18985	3857	4060	20,32	0,58	44387	3857	3,92	11,51
21	3,00	430,00	20246	4499	4495	22,22	0,62	48508	4499	3,78	10,78

### COMBINAZIONE n° 15

Valore della spinta statica	7353,28	[kg]
Componente orizzontale della spinta statica	6970,00	[kg]
Componente verticale della spinta statica	2343,05	[kg]
Punto d'applicazione della spinta	X = 0,76	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	1,88	[°]
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	45,00	[°]
Punto d'applicazione della spinta della falda	X = 1,20	[m]
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	-120,00	[kg]
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,00	[m]
	Y = 0,00	[m]

### Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	6970,00	[kg]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	32023,05	[kg]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	32023,05	[kg]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	6970,00	[kg]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,18	[m]
Lunghezza fondazione reagente	4,70	[m]
Risultante in fondazione	32772,80	[kg]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	12,28	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	5768,39	[kgm]
Carico ultimo della fondazione	131599,96	[kg]

### Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	4,70	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,8380	[kg/cmq]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,5247	[kg/cmq]

### Fattori per il calcolo della capacità portante

---

<b>Coeff. capacità portante</b>	$N_c = 20.72$	$N_q = 10.66$	$N_\gamma = 6.77$
<b>Fattori forma</b>	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
<b>Fattori inclinazione</b>	$i_c = 0,75$	$i_q = 0,75$	$i_\gamma = 0,26$
<b>Fattori profondità</b>	$d_c = 1,10$	$d_q = 1,05$	$d_\gamma = 1,05$
I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.			
	$N'_c = 15.63$	$N'_q = 7.68$	$N'_\gamma = 1.03$

#### **COEFFICIENTI DI SICUREZZA**

Coefficiente di sicurezza a scorrimento  
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo

1.38  
4.11

## Sollecitazioni nel argine e verifica delle sezioni

### Combinazione n° 15

L'ordinata Y(espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al argine

Le verifiche sono effettuate assumendo una base della sezione B=100 cm

H altezza della sezione espressa in [cm]

N sforzo normale [kg]

M momento flettente [kgm]

T taglio [kg]

e eccentricità dello sforzo rispetto al baricentro [cm]

$\sigma_p$  tensione di compressione massima nel pietrame in [kg/cm<sup>2</sup>]

Ms momento stabilizzante [kgm]

Mr momento ribaltante [kgm]

Cs coeff. di sicurezza allo scorrimento

Cr coeff. di sicurezza al ribaltamento

Nr.	Y	H	N	M	T	e	$\sigma_p$	Ms	Mr	Cs	Cr
1	0,00	250,00	0	0	0	0,00	0,00	0	0	0,00	0,00
2	0,15	259,00	763	1	11	0,07	0,03	997	1	56,93	1772,71
3	0,30	268,00	1552	4	45	0,29	0,06	2116	4	28,96	470,27
4	0,45	277,00	2368	15	101	0,64	0,09	3361	15	19,63	221,36
5	0,60	286,00	3210	36	180	1,12	0,11	4738	36	14,97	131,64
6	0,75	295,00	4078	70	281	1,72	0,14	6251	70	12,17	88,92
7	0,90	304,00	4972	121	405	2,44	0,17	7905	121	10,30	65,08
8	1,05	313,00	5893	193	551	3,27	0,20	9704	193	8,97	50,31
9	1,20	322,00	6839	288	720	4,21	0,23	11654	288	7,97	40,48
10	1,35	331,00	7812	410	911	5,25	0,26	13759	410	7,20	33,56
11	1,50	340,00	8812	562	1125	6,38	0,29	16024	562	6,57	28,49
12	1,65	349,00	9837	748	1361	7,61	0,32	18454	748	6,07	24,65
13	1,80	358,00	10889	972	1620	8,92	0,35	21053	972	5,64	21,66
14	1,95	367,00	11967	1235	1901	10,32	0,38	23826	1235	5,28	19,28
15	2,10	376,00	13071	1543	2204	11,81	0,41	26778	1543	4,98	17,35
16	2,25	385,00	14201	1898	2531	13,36	0,45	29913	1898	4,71	15,76
17	2,40	394,00	15358	2303	2879	15,00	0,48	33237	2303	4,48	14,43
18	2,55	403,00	16540	2763	3250	16,70	0,51	36754	2763	4,27	13,30
19	2,70	412,00	17749	3280	3644	18,48	0,55	40469	3280	4,09	12,34
20	2,85	421,00	18985	3857	4060	20,32	0,58	44387	3857	3,92	11,51
21	3,00	430,00	20246	4499	4495	22,22	0,62	48508	4499	3,78	10,78

## VERIFICA DEI BLOCCHI RINFORZATI

**Blocco : TMV1**

Dati principali.....[m].....: Larghezza.....= 3.00 Altezza.....= 3.80  
 Coordinate Origine.....[m].....: Ascissa.....= 39.75 Ordinata.....= 7.61  
 Inclinazione paramento.....[°].....: 20.00

Rilevato strutturale - materiale tipo.....: Terra  
 Rilevato strutturale.....: RIE  
 Terreno di riempimento a tergo.....: RIE  
 Terreno di copertura.....: RIE  
 Terreno di fondazione.....: FOU

**Rinforzi :**

Terre rinforzate - 70° - 10/2.7P - 0.76  
 Lunghezza.....[m]..... = 3.00  
 Interasse.....[m]..... = 0.76  
 Risvolto.....[m]..... = 0.65

## CARICHI

**Pressione : TL** Descrizione :

Classe : Variabile - sfavorevole  
 Intensità.....[kN/m<sup>2</sup>].....= 20.00 Inclinazione.....[°].....= 0.00  
 Ascissa.....[m].....: Da = 18.00 To = 29.00

## PROPRIETA' DEI RINFORZI UTILIZZATI

Terre rinforzate - 70° - 10/2.7P - 0.76		
Carico di rottura Nominale.....	[kN/m].....	: 41.30
Rapporto di Scorrimento plastico.....		: 2.00
Coefficiente di Scorrimento elastico.....	[m <sup>3</sup> /kN].....	: 1.10e-04
Rigidezza estensionale.....	[kN/m].....	: 420.00
Lunghezza minima di ancoraggio.....	[m].....	: 0.15
Coefficiente di sicurezza alla rottura (ghiaia).....		: 1.44
Coefficiente di sicurezza al Pull-out.....		: 1.00
Coefficiente di sicurezza alla rottura (sabbia).....		: 1.30
Coefficiente di sicurezza al Pull-out.....		: 1.00
Coefficiente di sicurezza alla rottura (limo).....		: 1.30
Coefficiente di sicurezza al Pull-out .....		: 1.00
Coefficiente di sicurezza alla rottura (argilla).....		: 1.30
Coefficiente di sicurezza al Pull-out.....		: 1.00
Coefficiente di interazione rinforzo-rinforzo		: 0.30
Coefficiente di sfilamento rinforzo-ghiaia.....		: 0.90
Coefficiente di sfilamento rinforzo-sabbia.....		: 0.65
Coefficiente di sfilamento rinforzo-limo.....		: 0.50
Coefficiente di sfilamento rinforzo-argilla.....		: 0.30

## VERIFICHE

**Verifica di stabilità interna :**

Combinazione di carico : A1 + M1 + R1

Calcolo delle forze nei rinforzi col metodo rigido

Ricerca delle superfici critiche col metodo di Bishop

Coefficiente di sicurezza minimo calcolato ..... : 1.053

## Intervallo di ricerca delle superfici

Blocco	Segmento di arrivo, ascisse [m]	
	Primo punto	Secondo punto
TMV1	28.00	39.00

Numero punti avvio superfici sul segmento di partenza ..... : 1

Numero totale superfici di prova ..... : 1000

Lunghezza segmenti delle superfici ..... [m] : 0.50

Angolo limite orario ..... [°] : 0.00

Angolo limite antiorario ..... [°] : 0.00

Blocco : TMV1

Terre rinforzate - 70° - 10/2.7P - 0.76

Rapporto forza/resistenza nei rinforzi

Y [m]	Fmax
0.76	0.695

**Fattore**
**Classe**

1.50

Variabile - sfavorevole

1.00

Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio

1.00

Coeff. Parziale - Coesione efficace

1.00

Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - favorevole

1.00

Fs Rottura Rinforzi

1.00

Fs Sfilamento Rinforzi

1.00

Coeff. Parziale R - Stabilità

**Verifica di stabilità globale :**

Combinazione di carico : A2 + M2 + R2

Calcolo delle forze nei rinforzi col metodo rigido

Ricerca delle superfici critiche col metodo di Bishop

Coefficiente di sicurezza minimo calcolato ..... : 1.475

## Intervallo di ricerca delle superfici

Primo punto	Segmento di partenza, ascisse [m]		Segmento di arrivo, ascisse [m]	
	Secondo punto	Primo punto	Secondo punto	Primo punto
18.00	36.00	42.00	47.00	

Numero punti avvio superfici sul segmento di partenza ..... : 500

Numero totale superfici di prova ..... : 5000

Lunghezza segmenti delle superfici ..... [m] : 0.50

Angolo limite orario ..... [°] : 0.00

Angolo limite antiorario ..... [°] : 0.00

Blocco : TMV1	
Terre rinforzate - 70° - 10/2.7P - 0.76	
Rapporto forza/resistenza nei rinforzi	
Y [m]	Fmax
0.00	0.695
0.76	0.695

Fattore	Classe
1.30	Variabile - sfavorevole
1.25	Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio
1.25	Coeff. Parziale - Coesione efficace
1.00	Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - favorevole
1.00	Fs Rottura Rinforzi
1.00	Fs Sfilamento Rinforzi
1.10	Coeff. Parziale R - Stabilità

### Verifica come argine di sostegno :

Combinazione di carico : A2 + M2 + R2

Stabilità verificata sul blocco : TMV1

Forza Stabilizzante.....	[kN/m] .....	440.86
Forza Instabilizzante.....	[kN/m] .....	54.81
Classe scorrimento.....	: Coeff. parziale R - Scorrimento	
Coefficiente di sicurezza allo scorrimento.....		8.044
Pressione Limite.....	[kN/m <sup>2</sup> ] .....	1860.60
Pressione massima agente.....	[kN/m <sup>2</sup> ] .....	94.21
Classe pressione.....	: Coeff. parziale R - Capacità portante	
Coefficiente di sicurezza sulla capacità portante.....		19.750

Fattore	Classe
1.30	Variabile - sfavorevole
1.25	Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio
1.25	Coeff. Parziale - Coesione efficace
1.00	Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - favorevole
1.00	Fs Rottura Rinforzi
1.00	Fs Sfilamento Rinforzi
1.00	Coeff. parziale R - Scorrimento
1.00	Coeff. parziale R - Capacità portante

### Verifica come argine di sostegno :

Combinazione di carico : EQU + M2 + Kh±Kv

Stabilità verificata sul blocco : TMV1

Momento Stabilizzante.....	[kN*m/m] .....	614.71
Momento Instabilizzante.....	[kN*m/m] .....	256.07
Classe momento.....	: Coeff. parziale R - Ribaltamento	
Coefficiente di sicurezza al ribaltamento.....		2.401

Fattore	Classe
1.00	Variabile - sfavorevole
1.25	Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio
1.25	Coeff. Parziale - Coesione efficace
1.00	Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - favorevole
1.00	Fs Rottura Rinforzi
1.00	Fs Sfilamento Rinforzi
1.00	Coeff. parziale R - Ribaltamento



# COMUNE DI DECIMOMANNU

## Provincia di Cagliari



ALL.

1

Piano di lottizzazione "Repubblica" Zona "C" e Zona "G" di C. Dessì in Boi e M. A. Dessì  
Studio di compatibilità idraulica relativo alla realizzazione di un argine  
in terra rinforzata lungo il confine di proprietà per la mitigazione del  
rischio idraulico legato all'esondazione del Rio Fluminimannu

### RELAZIONE DI COMPATIBILITA' IDRAULICA

REV  
01

SCALA

BASE TOPOGRAFICA:

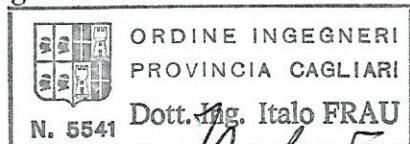
DATA

Gennaio 2015

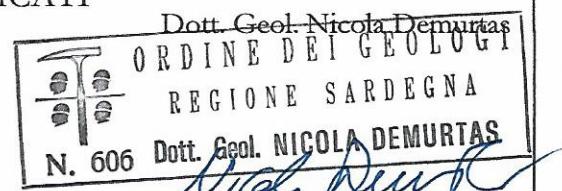
#### COMMITTENTE

Sig.ra Carla Dessì in Boi  
Sig.ra Maria Assunta Dessì

Dott. Ing. Italo Frau



Dott. Geol. Nicola Demurtas



COLLABORATORE  
Geom. Giancarlo Loddo

1.	PREMESSA .....	2
2.	DESCRIZIONE DEL METODO E DELLE SCELTE OPERATE.....	7
3.	PREVISIONI DEL PAI e DEL PSFF .....	8
4.	DESCRIZIONE SINTETICA DELL'INTERVENTO DI PROGETTO.....	11
5.	IL CONTESTO IDROLOGICO E IDRAULICO .....	13
5.1.	SEZIONI E TIRANTI IDRICI – EFFETTO DELL'ARGINE.....	17
5.2.	RACCOLTA DELLE ACQUE DI PIOGGIA ZENITALE .....	25
6.	INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO E PEDOLOGICO .....	26
7.	COMPATIBILITA' IDRAULICA: CONCLUSIONI.....	29

## **1. PREMESSA**

*Nelle norme di attuazione del PAI all'art. 24 e all'allegato E ("Criteri per la predisposizione degli studi di compatibilità idraulica di cui all'articolo 24 delle norme di attuazione del PAI") si richiede che gli interventi in zone a pericolosità idraulica molto elevata, elevata e media, ancorché possibili secondo le stesse norme del PAI, siano corredati da uno studio di compatibilità idraulica in cui si dimostri la coerenza con le finalità indicate nell'articolo 23, comma 6, e nell'articolo 24 delle norme di attuazione del PAI e "si dimostri in particolare che l'intervento sottoposto all'approvazione è stato progettato rispettando il vincolo di non aumentare il livello di pericolosità e di rischio esistente - fatto salvo quello eventuale intrinsecamente connesso all'intervento ammissibile - e di non precludere la possibilità di eliminare o ridurre le condizioni di pericolosità e rischio".*

*La compatibilità idraulica dell'intervento proposto: a) è verificata in funzione degli effetti dell'intervento sui livelli di pericolosità rilevati dal PAI; b) è valutata in base agli effetti sull'ambiente tenendo conto dell'evoluzione della rete idrografica complessiva e del trasferimento della pericolosità a monte e a valle.*

*Tale studio deve essere redatto congiuntamente da un geologo e da un ingegnere esperto nel settore idraulico e deve contenere:*

- *l'analisi idrologica finalizzata alla definizione della piena di riferimento completa di caratterizzazione geopedologica del bacino sotteso dalla sezione di controllo. La stima della piena di riferimento va condotta per i tempi di ritorno relativi al livello di pericolosità dell'area interessata dall'intervento e per i tempi di ritorno superiori tra quelli indicati dalla relazione del PAI;*
- *l'analisi idraulica dell'asta fluviale e dell'area di allagamento compresa tra due sezioni caratterizzate da condizioni al contorno definibili;*
- *l'analisi dei processi erosivi in alveo e nelle aree di allagamento;*
- *l'analisi dei processi erosivi e delle sollecitazioni nei manufatti.*

L'intervento in oggetto, meglio descritto nel relativo paragrafo, ricade nel Comune di Decimomannu e riguarda la **realizzazione di un argine in terra rinforzata**, indicato in giallo in Figura 1, allo scopo di mitigare la pericolosità idraulica dell'area di terreno indicata in rosso.



**Figura 1 Inquadramento intervento su ortofoto**

Scopo della relazione è quello di verificare se l'intervento previsto nell'ambito del progetto ricade in aree perimetrati dal Piano di Assetto Idrogeologico e, in caso affermativo, stabilire dapprima l'ammissibilità dell'intervento ai sensi delle Norme di Attuazione del PAI e di seguito la compatibilità dello stesso in relazione alle finalità indicate all'articolo 23 e 24 delle medesime Norme.

Inoltre qualora l'intervento ricada in un'area non indagata dal PAI occorre verificare se questo insiste su aree perimetrati dal Piano Stralcio delle Fasce Fluviali che è stato adottato preliminarmente con delibera del Comitato Istituzionale n° 1 del 03/09/2012 e definitivamente con delibera del Comitato Istituzionale n° 1 del 20/06/2013.

D'altra parte qualora un'area sia stata perimetrata sia dal PAI che dal Piano Fasce, la stessa delibera di adozione preliminare prevede all'articolo 4 comma 5 che *"Nei casi di sovrapposizione tra aree a pericolosità idraulica perimetrati dal vigente P.A.I. e dal P.S.F.F., e relative a portate con tempi di ritorno di 50, 100, 200 e 500 anni, si dovrà fare riferimento cautelativamente all'area a maggiore pericolosità idraulica ed alle relative prescrizioni imposte dalle Norme di Attuazione del P.A.I."*

La sovrapposizione dell'argine alle aree pericolose ha evidenziato che l'intervento non interessa aree perimetrati dal PAI, ma ricade su un'area perimetrata dal PSFF.

Precisamente la sovrapposizione dell'intervento progettuale con le mappe di pericolosità idraulica del PSFF adottate definitivamente a Giugno 2013 mostra che l'argine ricade nella fascia di pericolosità A50 (Figura 2), mentre la sovrapposizione dell'intervento progettuale con le mappe di pericolosità idraulica del PAI mostra che l'intervento in progetto è esterno a qualsiasi area di pericolosità (Figura 3).

Tenendo conto che alla fascia A50 si applicano le stesse norme della pericolosità H4, si può affermare che l'intervento in progetto ricade per il PSFF in un'area a pericolosità idraulica molto elevata disciplinata dall'articolo 27 delle Norme di Attuazione del PAI.

Alla luce di quanto previsto dalle Norme di Attuazione qualunque intervento che insiste su un'area pericolosa, laddove ammissibile, deve essere corredata da studio di compatibilità idraulica in cui si dimostri la coerenza con le finalità indicate nell'articolo 23, comma 6, e nell'articolo 24 delle norme di attuazione.

In definitiva la presente relazione valuta:

1. La sussistenza dell'intervento all'interno delle aree perimetrati dal PSFF o dal PAI;
2. L' ammissibilità degli interventi ai sensi delle Norme di Attuazione del PAI;
3. La compatibilità degli interventi con le prescrizioni e le norme del PAI ai sensi dell'articolo 24 delle Norme;

Dal punto di vista autorizzativo si deve tenere presente quanto disposto dalla Legge Regionale 15 Dicembre 2014, n 33 entrata in vigore con la pubblicazione sul Buras numero 59 del 18 Dicembre 2014, che all'articolo 1 recita “è attribuita alla competenza dei comuni l'approvazione degli studi di compatibilità idraulica e degli studi di compatibilità geologica e geotecnica di cui alle norme tecniche di attuazione del Piano di assetto idrogeologico (PAI), riferiti a interventi rientranti interamente nell'ambito territoriale comunale, inerenti al patrimonio edilizio pubblico e privato, alle opere infrastrutturali a rete o puntuali, alle opere pubbliche o di interesse pubblico nonché agli interventi inerenti l'attività di ricerca e i prelievi idrici e per la conduzione delle attività agricole, silvoculturali e pastorali. Qualora tali interventi interessino

l'ambito territoriale di più comuni, ovvero per tutte le altre tipologie di intervento ed in particolare **le opere di mitigazione della pericolosità e del rischio**, le opere in alveo e gli attraversamenti dei corsi d'acqua, **la competenza all'approvazione degli studi di compatibilità idraulica e di compatibilità geologica e geotecnica è attribuita all'Autorità di bacino** di cui alla legge regionale 6 dicembre 2006, n. 19 (Disposizioni in materia di risorse idriche e bacini idrografici).

Dunque la presente relazione a supporto dell'intervento in oggetto va approvata dall'Autorità di Bacino.

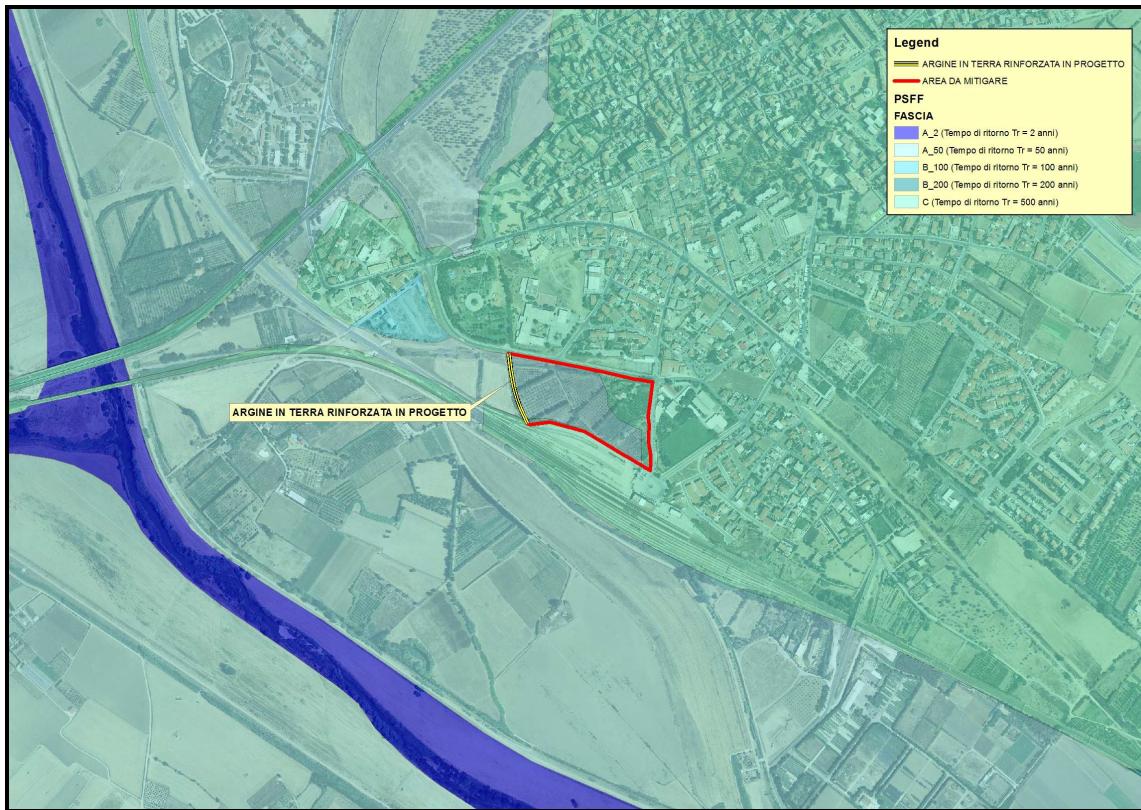


Figura 2 Piano Fasce Fluviali e argine in progetto

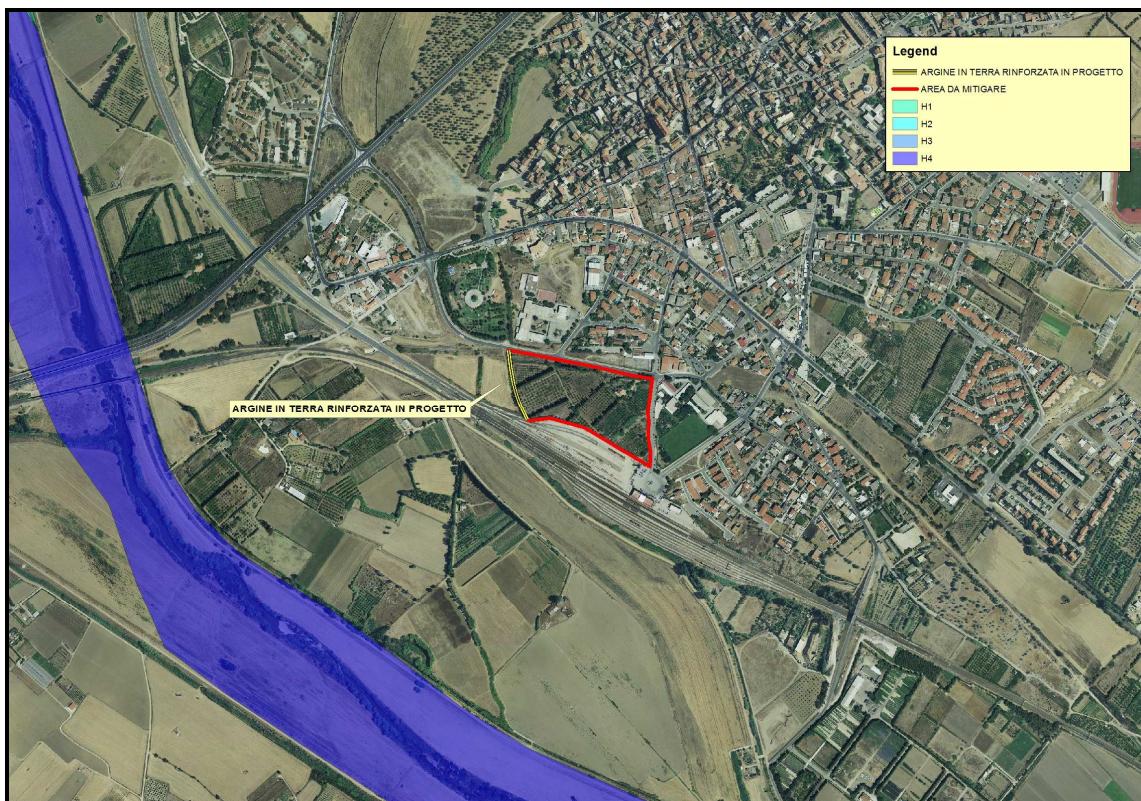


Figura 3 PAI e argine in progetto

## **2. DESCRIZIONE DEL METODO E DELLE SCELTE OPERATE**

Lo studio di compatibilità idraulica è lo studio attraverso il quale vengono effettuate valutazioni e verifiche sulla ammissibilità degli effetti delle opere in progetto sul sistema idraulico presente. I nuovi lavori pertanto non dovranno modificare i fenomeni idraulici naturali e artificiali presenti né costituire significativo ostacolo al deflusso o limitare in modo significativo la capacità di invaso.

Lo studio idraulico deve verificare l'ammissibilità dell'intervento progettuale in relazione alle previsioni contenute nello strumento di riferimento considerando le interferenze che l'intervento ha con i dissesti idraulici presenti o potenziali e le possibili alterazioni del regime idraulico che le nuove destinazioni o trasformazioni d'uso del suolo possono venire a determinare.

Nel presente studio di compatibilità si sono seguite le seguenti fasi:

- Analisi dell'intervento progettuale e esame degli elaborati grafici;
- Acquisizione degli elaborati cartografici e tecnici del PAI relativi al comune di Decimomannu e nello specifico allegati e tavole PAI del Sub-bacino N° 7, così come approvate con da deliberazione N° 54/33 del 30/12/2004 di cui al decreto dell'Assessore ai Lavori Pubblici N° 3 del 21 febbraio 2005 pubblicato nel BURAS l' 11 Marzo 2005;
- Acquisizione degli elaborati cartografici e tecnici del PSFF relativi al rio Flumini Mannu e nello specifico allegati e tavole PSFF del Sub-bacino n° 7 così come adottate definitivamente con deliberazione N° 1 del 20/06/2013;
- Analisi delle pubblicazioni e degli studi scientifici sull'idrologia dell'area di interesse, in particolare:
  - 1 Valutazione delle Piene in Sardegna (Cao e altri 1991);
  - 2 Regime delle piogge intense in Sardegna (Piga, Liguori 1985);
  - 3 Analisi regionale di frequenza delle precipitazioni intense in Sardegna (Deidda, Piga, 2000).
  - 4 Progetto AVI - Aree Vulnerate Italiane - (Gruppo Nazionale per la Difesa dalle Catastrofi Idrogeologiche (GNDCI) del CNR). Il progetto realizza un censimento delle aree storicamente vulnerate da calamità geologiche (frane) ed idrauliche (piene).

- Acquisizione di opportuna cartografia su cui basare gli studi:
  - 1 CTR 1:10000 3D, Aerofotogrammetrico 1:1000 e ortofoto passo 1m;
- Valutazione della piena;
- Valutazione degli effetti della piena sul manufatto.

### **3. PREVISIONI DEL PAI e DEL PSFF**

Come detto precedentemente, il piano di assetto idrogeologico non perimetrà il sito in oggetto mentre il piano stralcio delle fasce fluviali ha indagato l'area in cui si intende eseguire l'intervento classificandola a pericolosità idraulica molto elevata e pertanto disciplinata dall'articolo 27 delle Norme di Attuazione del PAI

Le conclusioni cui pervengono gli studi sono riassunte nelle Figura 2 e Figura 3.

Si deve precisare che il Piano Fasce alla data attuale è stato adottato definitivamente e assume al ruolo di piano propedeutico all'aggiornamento del PAI; perché diventi PAI occorre che vengano elaborate le mappe degli elementi a rischio e di rischio e si realizzi un piano di mitigazione del rischio. Nel frattempo per le aree perimetrati dal PSFF valgono le norme di salvaguardia per cui alle fasce fluviali corrispondenti ad un certo tempo di ritorno si applica la disciplina definita nelle Norme di attuazione del PAI per le aree pericolose corrispondenti a quel tempo di ritorno.

#### **Previsioni di dettaglio e disciplina delle aree pericolose**

Dal punto di vista idraulico, con la premessa fatta nel precedente paragrafo, si deve operare come se l'intervento in questione interessasse un'area di pericolosità idraulica H<sub>i</sub>4.

Per valutare l'ammissibilità dell'intervento si seguirà la disciplina che regola le attività ammissibili nelle aree a pericolosità molto elevata.

Per quanto concerne la possibilità di realizzare interventi in area H<sub>i</sub>4 si deve far riferimento all'articolo 27 delle Norme di Attuazione del PAI.

In particolare il comma 1 lettera "a" precisa che "Fermo restando quanto stabilito negli articoli 23 e 24, in materia di interventi strutturali e non di sistemazione idraulica e riqualificazione degli ambienti fluviali sono consentiti esclusivamente:

**a. le opere e interventi idraulici per migliorare la difesa dalle alluvioni e la sicurezza delle aree interessate da dissesto idraulico”**

Se si richiama la natura dell'intervento in progetto consistente nella realizzazione di un argine in terra rinforzata al fine di mitigare la pericolosità idraulica, la lettura del precedente articolo e comma consente di concludere che l'intervento **è certamente ammissibile** in quanto trattasi di un intervento strutturale utile a migliorare la difesa dalle alluvioni di una porzione di terreno in parte anche già edificata.

Stabilita l'ammissibilità l'ente competente subordina le autorizzazioni all'esito positivo dello studio di compatibilità idraulica che si dovrà articolare secondo le specifiche di cui all'Allegato E delle Norme di Attuazione così come aggiornato dalla delibera della Giunta Regionale 17/14 del 26 Aprile 2006.

Come recita l'allegato E delle Norme di Attuazione, lo studio deve dimostrare che l'intervento è stato progettato in modo da non aumentare il livello di pericolosità e di rischio esistente e da non precludere la possibilità di eliminare o ridurre le condizioni di pericolosità.

Dall' analisi dell'intervento e dell'assetto idraulico emerge che la realizzazione dell'argine è **certamente compatibile** in quanto:

- L'argine non solo non incrementa localmente la pericolosità, **ma la riduce da H<sub>4</sub> a H<sub>1</sub>**;
- Circa l'effetto dell'argine sui fenomeni di invaso va precisato che l'area che si intende declassare grazie all'effetto dell'argine si configura come una sorta di appendice a forma di quadrilatero irregolare chiusa su tre lati dalla fascia C e contigua alla pericolosità H<sub>4</sub> solo sul lato ovest (quello su cui si realizzerà l'argine); il grado di pericolosità nasce presumibilmente dall'allagamento innescato dal cedimento dell'argine sinistro del Fluminimannu a valle del ponte ferroviario Decimomannu – Iglesias: l'inondazione va a interessare le zone agricole tra la ferrovia e il rilevato arginale e poi sfrutta il varco al di sotto del rilevato ferroviario nei pressi della stazione per andare a bagnare l'area in studio. In altre parole l'allagamento del sito è innescato da un fenomeno proveniente

da valle e che si propaga verso monte. Tuttavia l'entità dell'area che si intende declassare con l'opera arginale è veramente trascurabile rispetto alla superficie complessiva di terreno che è interessata dalla pericolosità H<sub>i</sub>4. Precisamente l'intervento declassa un'area di quasi 3 ettari a fronte di una estensione complessiva della pericolosità H<sub>i</sub>4 nell'ambito comunale di Decimomannu pari a 4 Km<sup>2</sup>: diciamo che si tratta del 7.5 %. Ne consegue che l'argine non è in grado di limitare in modo significativo il fenomeno di invaso.

- Inoltre l'acqua in prossimità dell'area, essendo originata da un fenomeno che parte da valle, si dispone a livello idrostatico e la porzione di terreno si comporta come una vasca, per cui l'opera non è in grado di modificare i fenomeni di deflusso naturali e le velocità della corrente.
- In ultimo se si intendono valutare le conseguenze della realizzazione dell'opera a monte e a valle della stessa in termini di trasferimento di pericolosità e rischio, si può ragionevolmente ritenere che l'argine dia solo un vantaggio locale, ma non trasferisce pericolosità e rischio rispetto alla condizione ex ante, in quanto:
  - o L'area da declassare è appena il 7 per mille dell'intera superficie in H<sub>i</sub>4;
  - o Il sito si comporta come una vasca con livello idrostatico;
  - o Nell'intorno del sito non vi sono elementi a rischio significativi che possono subire le conseguenze di un improbabile trasferimento di pericolosità/rischio;

Infine si rileva ai fini della compatibilità che:

- La tipologia di intervento è tale da non pregiudicare eventuali opere di mitigazione del rischio che dovessero essere realizzate vista la notevole distanza del sito dall'alveo del Fluminimannu.
- Per quanto concerne le possibilità legate al trasporto solido e ai processi erosivi non si ritiene che le opere in esame possano in qualche maniera essere considerate tali da alterare la situazione attuale, soprattutto perché avendo l'intera area un funzionamento per così dire

“a bacinella”, con livello idrostatico, le velocità sull’argine sono pressoché nulle e fenomeni erosivi assenti.

#### **4. DESCRIZIONE SINTETICA DELL’INTERVENTO DI PROGETTO**

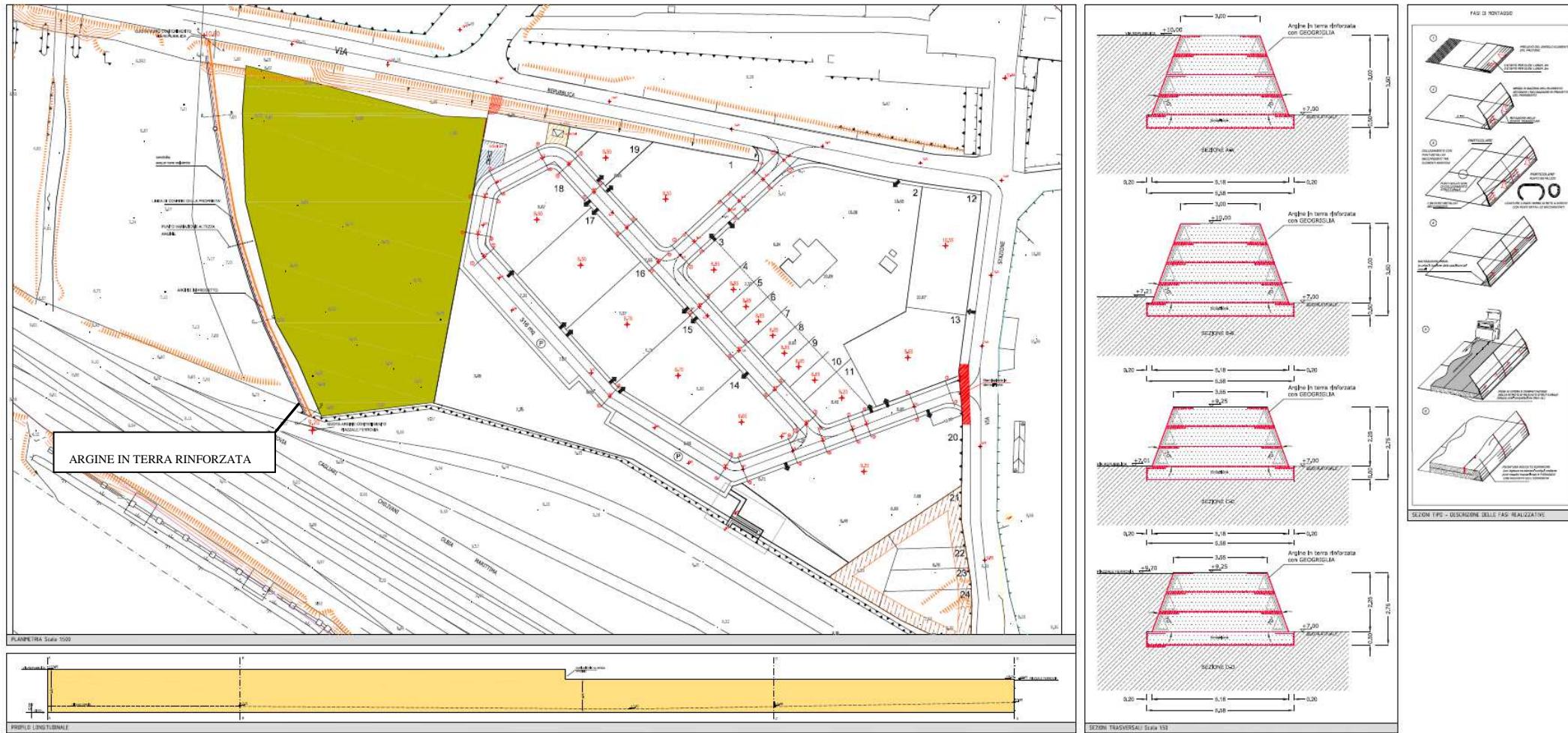
Il progetto prevede la realizzazione di un argine in terra rinforzata da eseguirsi su area di proprietà della signora Carla Dessi in zona S lungo il confine della lottizzazione in zona G della medesima proprietaria, con effetti di mitigazione anche sull’area della lottizzazione “Repubblica” sita in Decimomannu tra la via Repubblica e la via Stazione.

L’argine in progetto avrà una altezza variabile fuori terra da mt 3.00 a mt. 2.25 e partirà dalla scarpata lungo via Repubblica a quota di m. 10.00 sviluppandosi sino al piazzale della ferrovia a quota m. 9.20.

Si tratta di un’opera che ha lo scopo di segregare una parte marginale di terreno interessato da pericolosità H<sub>i</sub>4, al fine di declassarlo ad H<sub>i</sub>1, senza apportare modifiche ai fenomeni di invaso e di deflusso e senza trasferire e modificare la pericolosità e il rischio a monte e a valle dell’intervento.

L’argine infatti parte da via Repubblica con un coronamento non a caso posto a 10.00 m e quindi affrancato dalla piena duecentenaria e al più interessato dalla fascia C di fasce fluviali e termina sul piazzale della ferrovia con una quota di coronamento ancora al di sopra della piena duecentenaria.

L’andamento planimetrico e altimetrico dell’argine è rappresentato in (Figura 4).



**Figura 4 Planimetria di intervento su base aerofotogrammetrico 1:1000.**

## **5. IL CONTESTO IDROLOGICO E IDRAULICO**

Come si è detto precedentemente gli interventi ricadono nel territorio comunale di Decimomannu e insistono nell'ambito urbano in un territorio caratterizzato da una morfologia pianeggiante con quote tra 6,00 e 10,00 metri sul livello del mare.

Dal punto di vista idrologico e idraulico l'area risulta fortemente condizionata dalle vicende di una dei più importanti corsi d'acqua della Sardegna, il Flumini Mannu, che drena alla foce, definita dalla sezione 07\_FM\_001 del PSFF corrispondente alla chiusura del sottobacino Y (Figura 5), un bacino di 1756 kmq con portate (fonte PSFF) che, tenendo conto dell'effetto di laminazione della diga di Is Barroccus, sono riassunte nella seguente tabella:

Tempo di ritorno	50	100	200	500
Q (mc/s)	3.340	4.060	4.780	5.740

Si tratta di deflussi piuttosto rilevanti che si distribuiscono nella parte valliva del corso d'acqua andando a innescare diverse criticità anche per l'elevata pressione antropica che caratterizza il territorio.

Come riportato nella relazione monografica del PSFF, in tutto il tratto di interesse, che va dal ponte della linea ferroviaria Cagliari - Olbia (a monte di Serramanna) fino alla foce, l'alveo inciso ha pendenza sub-pianeggiante con quote di fondo che progressivamente decrescono sino a valori inferiori al livello medio marino. Il corso d'acqua è arginato su entrambe le sponde e scorre in una zona pianeggiante interamente destinata all'agricoltura.

La capacità di deflusso dell'alveo inciso è inferiore alla portata con tempo di ritorno di 2 anni, che provoca l'allagamento di buona parte delle aree golenali, soprattutto nella parte a valle.

In corrispondenza di tutti gli attraversamenti, per il tempo di ritorno T=50 anni i livelli idrici sono superiori al profilo arginale e danno luogo quindi ad esondazioni che interessano le aree esterne agli argini; quindi per le portate con tempo di ritorno superiore o uguale a 50 anni, lo scenario di funzionamento ad

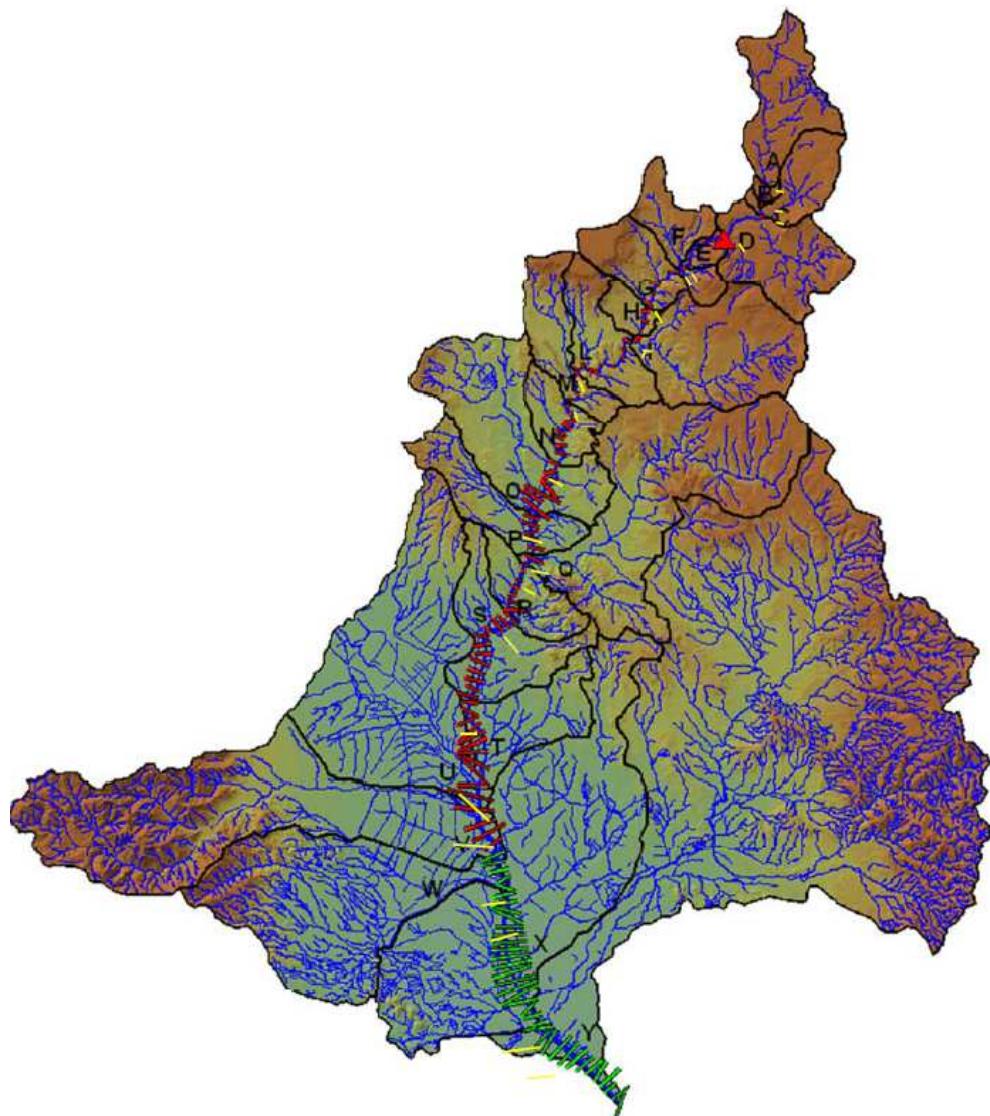
argini non tracimabili non è più rappresentativo delle reali condizioni di deflusso nella configurazione idraulica attuale del corso d'acqua e, di conseguenza, dei limiti delle corrispondenti aree allagabili.

Se si analizza il risultato delle simulazioni dal ponte della linea ferroviaria Cagliari-Olbia fino alla foce si evidenzia che per il tempo di ritorno di 50 anni i fenomeni di esondazione si manifestano in sponda destra, tra il ponte ferroviario all'estremità di monte del tratto e l'abitato di Serramanna; gli allagamenti interessano inoltre le aree coltivate a monte della confluenza del torrente Leni, sulla sponda opposta al centro abitato, con altezze d'acqua rispetto al piano campagna superiori ad 1 m.

Infine, dal centro abitato di Villasor fino alla foce che comprende nello specifico l'area di interesse, l'esondazione interessa entrambe le sponde coinvolgendo vaste aree coltivate e, marginalmente, anche gli abitati di Decimoputzu, Decimomannu, Uta e Assemini.

Gli elementi critici sono soprattutto gli attraversamenti posti a monte della confluenza con il rio Mannu: ponte nord della S.S.130, ponte sud e attraversamento ferroviario della linea Iglesias - Cagliari. I fenomeni di rigurgito registrati a monte della triplice interferenza sono tali da causare significativi innalzamenti del livello oltre le quote dei rilevati d'accesso già al passaggio di eventi T=50 anni. L'effetto del rigurgito sul profilo idraulico si traduce con l'allagamento, in destra, dei quartieri nord orientali di Villaspeciosa e in sinistra degli insediamenti periferici di Decimomannu dove le fasce ripercorrono l'alveo dismesso del riu di Santa Sperate.

A valle di Decimomannu il sormonto dell'argine sinistro del fiume provoca l'allagamento della fascia di territorio, densamente antropizzata, compresa tra il rilevato della linea ferroviaria Decimomannu – Cagliari e l'alveo stesso, in cui sorgono numerosi insediamenti agricoli, civili ed industriali, nonché la fitta rete viaria che taglia la piana costiera del Campidano; in particolare ad Assemini l'inondazione può coinvolgere i settori più esposti dei quartieri meridionali.



**Figura 5 Il bacino del Flumini Mannu e i relativi sottobacini (fonte PSFF 2013)**

Dal punto di vista idraulico in questa sede è utile richiamare le conclusioni del PSFF che mette in evidenza, come detto, che l'area di intervento insiste su un territorio a pericolosità molto elevata.

Nello specifico negli scenari di simulazione il PSFF individua due sezioni limitrofe all'area in esame: la sezione **13** e la sezione **12** (Figura 6 e Figura 7).

I risultati della modellazione sono rappresentati di seguito nella configurazione ad argini tracimabili, poiché la modellazione ad argini non tracimabili mostra l'insufficienza idraulica degli argini esistenti.

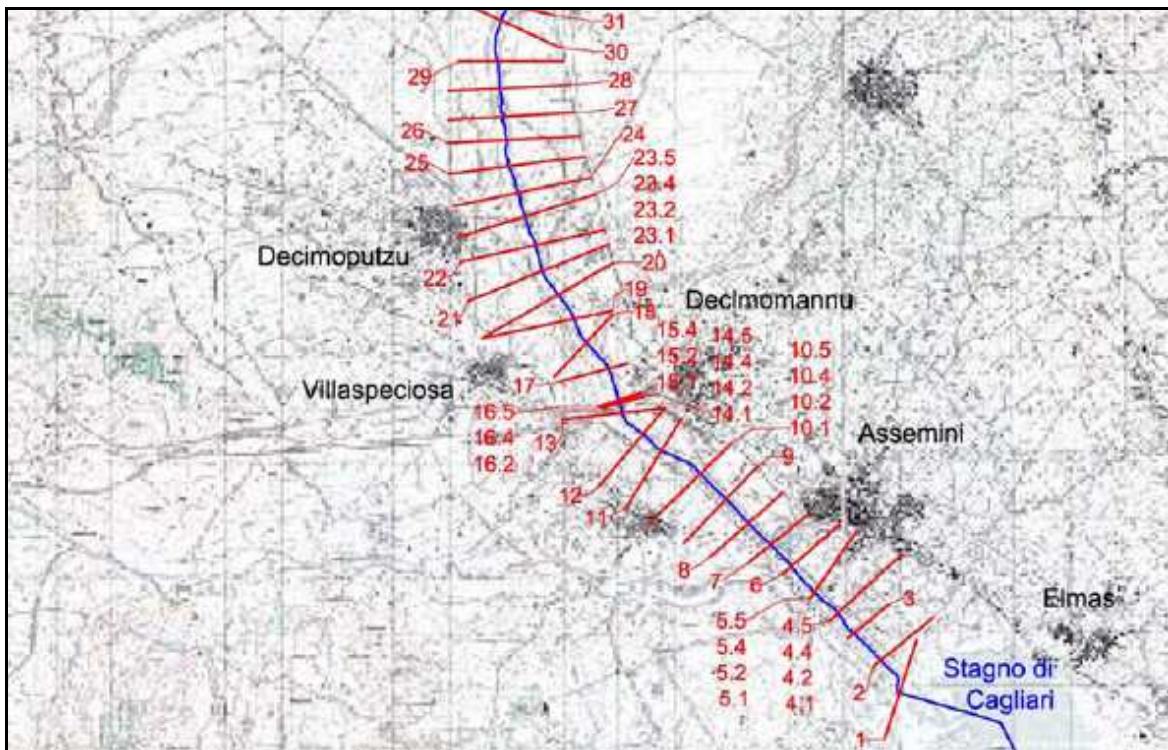


Figura 6 Sezioni di calcolo del Flumini Mannu nel tratto vallivo

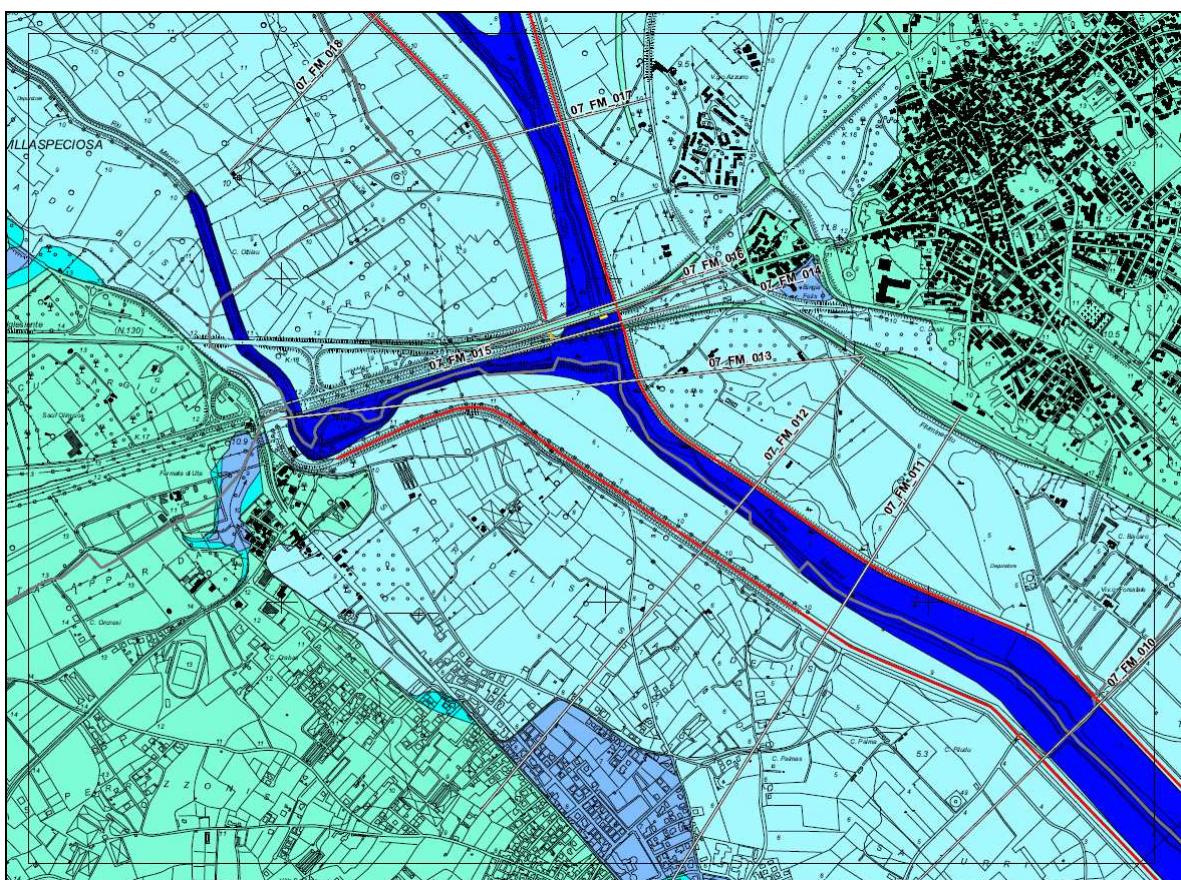


Figura 7 Sezioni di calcolo del Flumini Mannu nel tratto di intervento

## **5.1. SEZIONI E TIRANTI IDRICI – EFFETTO DELL'ARGINE**

Per valutare l'effetto dell'argine in termini di capacità di mitigazione della pericolosità e di entità del declassamento che l'opera è in grado di produrre si riportano i tiranti idrici estratti dal PSFF con le relative sezioni.

E' evidente che le quote che il pelo libero raggiunge nella zona di intervento sono comprese tra quelle della sezione 13 e quelle della sezione 12:

**sezione 13** T=50 8.42 m slm

T=100 8.62 m slm

T=200 8.82 m slm

T=500 9.06 m slm

**sezione 12** T=50 7.44 m slm

T=100 7.62 m slm

T=200 7.79 m slm

T=500 7.99 m slm

Stabilire i livelli esatti dell'acqua nell'area di intervento non è possibile, ma dalla posizione planimetrica delle sezioni 12 e 13 è lecito ritenere che i tiranti idrici **siano pressoché identici a quelli della sezione 12.**

Poiché l'argine ha quote di coronamento variabili tra 9.20 e 10 m, esso è in grado di contenere uno qualunque di questi livelli.

In particolare focalizzando l'attenzione sulla portata duecentenaria si rileva che la quota del livello idrico sulla sezione 12 e quindi sull'area in cui dovrà realizzarsi l'argine, è di 7.79 m slm. In base a quanto disposto nell'ambito della *"Analisi modellistica per la definizione del franco idraulico da utilizzare nella progettazione, realizzazione e manutenzione delle infrastrutture a rete o puntuali – Art. 21 comma 1 e comma 2 lettera d. delle Norme di Attuazione del Piano stralcio per l'Assetto Idrogeologico della Regione Autonoma della Sardegna"*, assunto un franco idraulico di 1.20 m si può affermare che l'opera di arginatura è comunque in grado di contenere la portata duecentenaria con un franco allineato con la normativa vigente essendo la quota dell'argine superiore a 9.20 m slm e il tirante più il franco al più pari a 9.00 m slm.

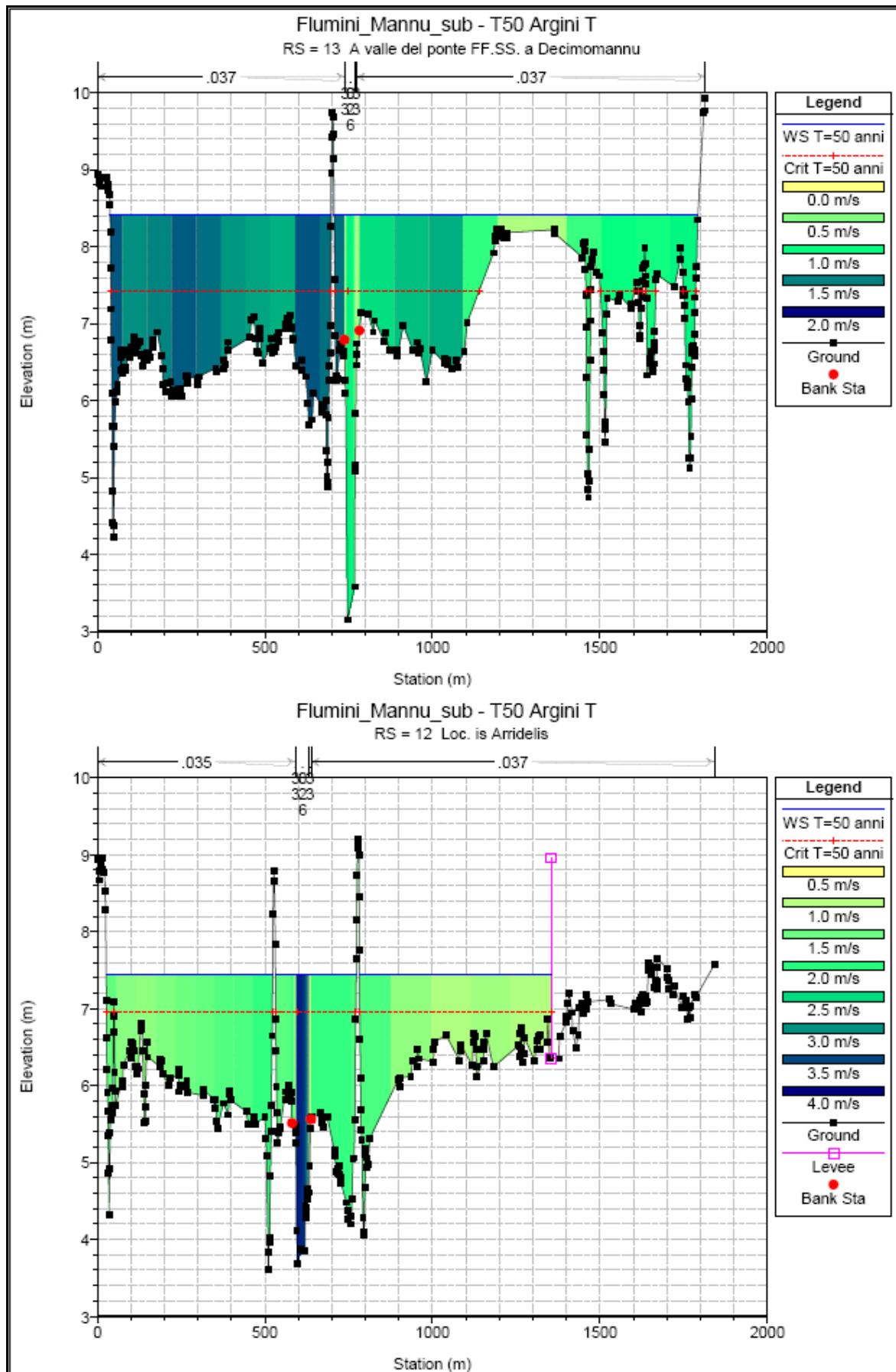
In altre parole l'argine così come concepito consente di eliminare la pericolosità che attualmente interessa l'area in studio, per tutti i tempi di ritorno, anche se per coerenza con le impostazioni del PSFF e con il significato della fascia C, si ritiene di dover lasciare anche nella condizione ex post una pericolosità residuo di tipo geomorfologico equivalente alla H1.

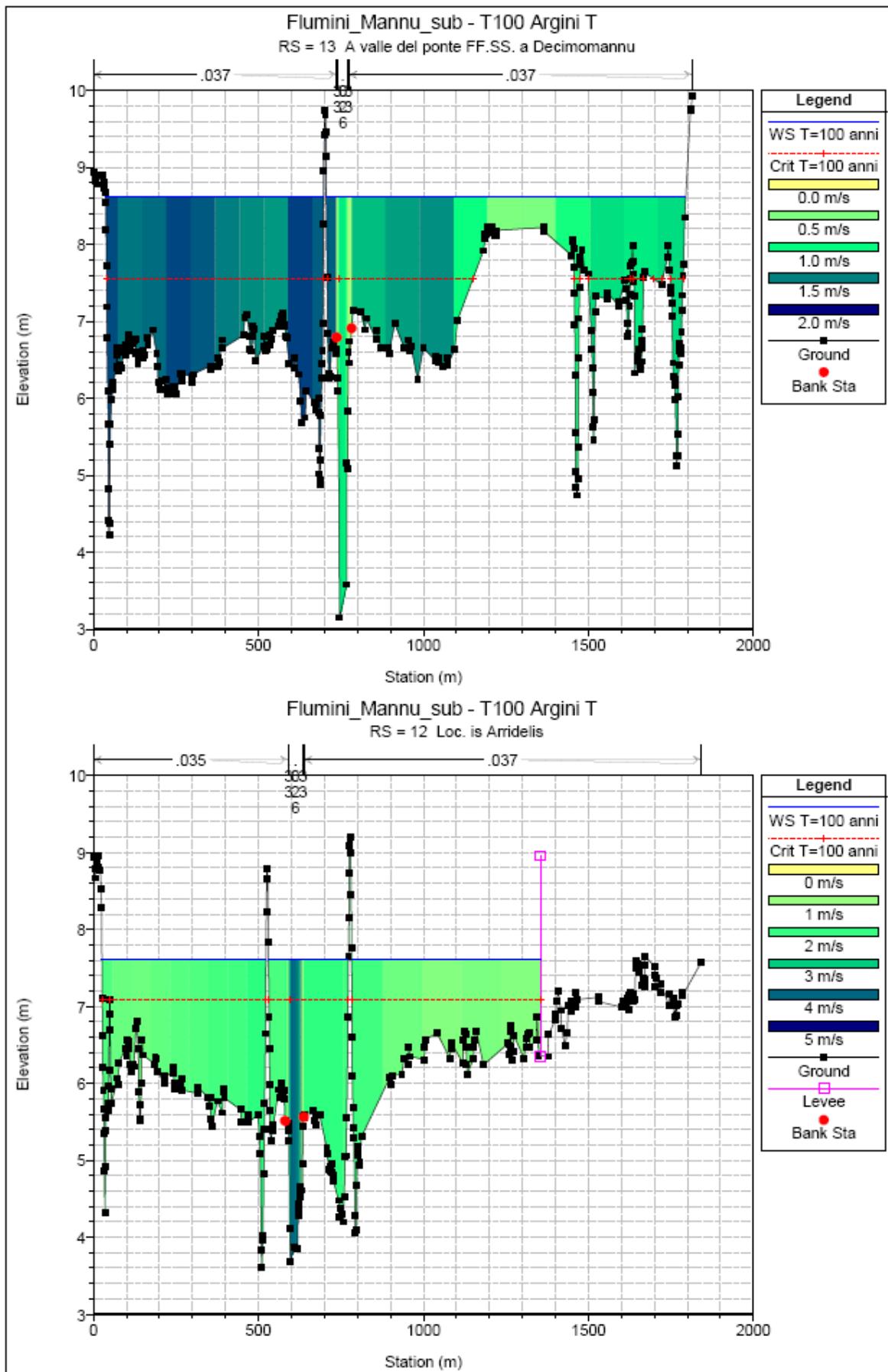
Flumini Mannu sottolacuale: T=50 anni – scenario “argini tracimabili”										
ID Sezione [-]	Progr. [m]	Q [m³/s]	Fondo alveo [m s.m.]	h [m s.m.]	y [m]	H [m s.m.]	v [m/s]	A [m²]	b [m]	Fr [-]
14.3	16954.69	Bridge								
14.2	16950.69	2390	3.04	8.71	5.67	8.84	1.80	1594.00	1350.00	0.32
14.1	16944.69	2390	3.04	8.64	5.60	8.82	2.73	1520.00	1351.00	0.48
13	16776.20	3340	3.15	8.42	5.27	8.51	0.84	2628.00	1746.00	0.14
12	16224.96	3340	3.69	7.44	3.83	7.61	3.06	2010.00	1311.00	0.57
11	15780.46	3340	2.86	6.60	4.08	6.77	3.00	2148.00	1764.00	0.58
10.5	14960.92	3340	0.15	5.49	5.34	5.57	1.19	2679.00	1765.00	0.21
10.4	14957.92	3340	0.15	5.48	5.33	5.56	1.20	2673.00	1764.00	0.21
10.3	14953.92	Bridge								
10.2	14949.92	3340	0.15	5.44	5.29	5.55	2.53	2598.00	1761.00	0.45
10.1	14943.92	3340	0.15	5.43	5.28	5.55	2.54	2586.00	1760.00	0.45
9	14302.71	3340	-0.30	5.21	5.51	5.25	1.45	4297.00	1896.00	0.22
8	13713.32	3340	-0.84	5.09	5.93	5.12	1.01	4395.00	1702.00	0.16
7	13157.09	3340	-1.56	4.96	6.52	5.00	1.46	3929.00	1371.00	0.21
6	12616.22	3340	-2.45	4.85	7.30	4.88	1.01	3948.00	1320.00	0.14
5.5	11996.69	3340	-3.48	4.62	8.10	4.70	2.20	3109.00	1243.00	0.29
5.4	11993.69	3340	-3.48	4.62	8.10	4.70	2.20	3107.00	1243.00	0.29

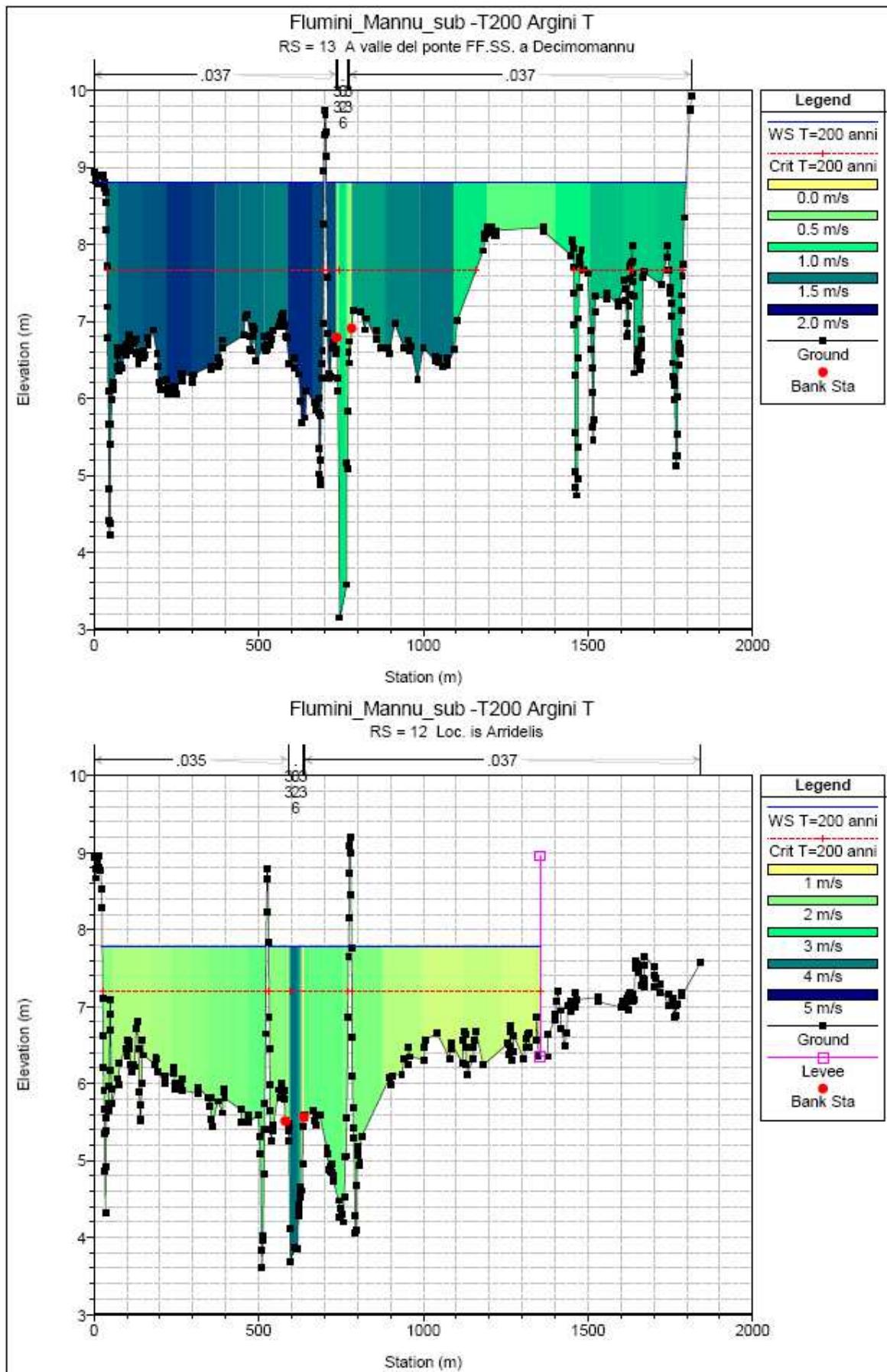
Flumini Mannu sottolacuale: T=100 anni – scenario “argini tracimabili”										
ID Sezione [-]	Progr. [m]	Q [m³/s]	Fondo alveo [m s.m.]	h [m s.m.]	y [m]	H [m s.m.]	v [m/s]	A [m²]	b [m]	Fr [-]
14.3	16954.69	Bridge								
14.2	16950.69	2900	3.04	8.90	5.86	9.03	1.80	1848.00	1355.00	0.31
14.1	16944.69	2900	3.04	8.85	5.81	9.01	2.70	1792.00	1356.00	0.46
13	16776.20	4060	3.15	8.62	5.47	8.73	0.86	2991.00	1750.00	0.14
12	16224.96	4060	3.69	7.62	4.01	7.82	3.23	2252.00	1313.00	0.58
11	15780.46	4060	2.86	6.78	4.26	6.96	3.09	2467.00	1793.00	0.58
10.5	14960.92	4060	0.15	5.78	5.63	5.87	1.17	3210.00	1799.00	0.20
10.4	14957.92	4060	0.15	5.78	5.63	5.86	1.17	3205.00	1798.00	0.20
10.3	14953.92	Bridge								
10.2	14949.92	4060	0.15	5.75	5.60	5.85	2.46	3145.00	1794.00	0.42
10.1	14943.92	4060	0.15	5.74	5.59	5.85	2.47	3136.00	1794.00	0.42
9	14302.71	4060	-0.30	5.54	5.84	5.58	1.47	4921.00	1899.00	0.21
8	13713.32	4060	-0.84	5.42	6.26	5.45	1.05	4959.00	1704.00	0.16
7	13157.09	4060	-1.56	5.29	6.85	5.34	1.54	4378.00	1376.00	0.22
6	12616.22	4060	-2.45	5.17	7.62	5.21	1.08	4372.00	1325.00	0.14
5.5	11996.69	4060	-3.48	4.93	8.41	5.01	2.34	3500.00	1305.00	0.30
5.4	11993.69	4060	-3.48	4.93	8.41	5.01	2.34	3498.00	1305.00	0.30

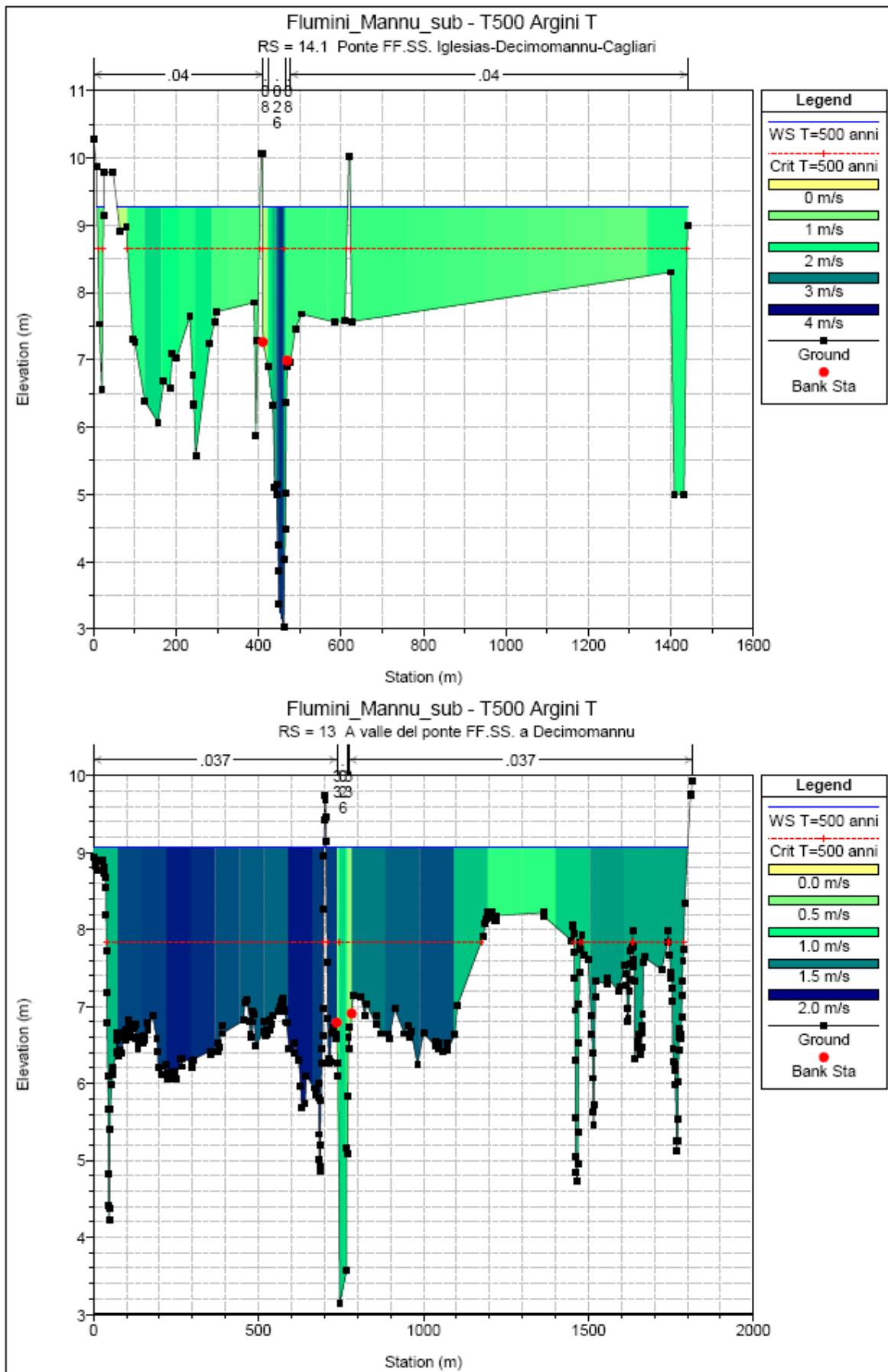
Flumini Mannu sublacuale: T=200 anni – scenario “argini tracimabili”										
ID Sezione [-]	Progr. [m]	Q [m³/s]	Fondo alveo [m s.m.]	h [m s.m.]	y [m]	H [m s.m.]	v [m/s]	A [m²]	b [m]	Fr [-]
14.3	16954.69	Bridge								
14.2	16950.69	3410	3.04	9.08	6.04	9.22	1.81	2100.00	1377.00	0.30
14.1	16944.69	3410	3.04	9.04	6.00	9.20	2.71	2052.00	1378.00	0.45
13	16776.20	4780	3.15	8.82	5.67	8.93	0.88	3331.00	1765.00	0.14
12	16224.96	4780	3.69	7.79	4.18	8.01	3.39	2468.00	1314.00	0.60
11	15780.46	4780	2.86	6.98	4.46	7.16	3.08	2819.00	1795.00	0.56
10.5	14960.92	4780	0.15	6.08	5.93	6.16	1.17	3739.00	1834.00	0.19
10.4	14957.92	4780	0.15	6.07	5.92	6.16	1.17	3734.00	1834.00	0.19
10.3	14953.92	Bridge								
10.2	14949.92	4780	0.15	6.04	5.89	6.15	2.48	3679.00	1833.00	0.41
10.1	14943.92	4780	0.15	6.04	5.89	6.14	2.48	3671.00	1833.00	0.41
9	14302.71	4780	-0.30	5.85	6.15	5.89	1.50	5504.00	1901.00	0.21
8	13713.32	4780	-0.84	5.73	6.57	5.77	1.08	5486.00	1706.00	0.16
7	13157.09	4780	-1.56	5.59	7.15	5.65	1.62	4799.00	1383.00	0.22
6	12616.22	4780	-2.45	5.47	7.92	5.52	1.14	4771.00	1328.00	0.15
5.5	11996.69	4780	-3.48	5.22	8.70	5.32	2.43	3891.00	1350.00	0.31
5.4	11993.69	4780	-3.48	5.22	8.70	5.32	2.43	3888.00	1350.00	0.31

Flumini Mannu sublacuale: T=500 anni – scenario “argini tracimabili”										
ID Sezione [-]	Progr. [m]	Q [m³/s]	Fondo alveo [m s.m.]	h [m s.m.]	y [m]	H [m s.m.]	v [m/s]	A [m²]	b [m]	Fr [-]
14.3	16954.69	Bridge								
14.2	16950.69	4090	3.04	9.31	6.27	9.46	1.80	2420.00	1385.00	0.29
14.1	16944.69	4090	3.04	9.28	6.24	9.45	2.69	2384.00	1386.00	0.44
13	16776.20	5740	3.15	9.06	5.91	9.19	0.91	3770.00	1794.00	0.14
12	16224.96	5740	3.69	7.99	4.38	8.25	3.57	2739.00	1316.00	0.61
11	15780.46	5740	2.86	7.22	4.70	7.40	3.10	3242.00	1798.00	0.54
10.5	14960.92	5740	0.15	6.42	6.27	6.51	1.16	4370.00	1844.00	0.18
10.4	14957.92	5740	0.15	6.42	6.27	6.50	1.16	4366.00	1844.00	0.18
10.3	14953.92	Bridge								
10.2	14949.92	5740	0.15	6.39	6.24	6.50	2.45	4320.00	1844.00	0.38
10.1	14943.92	5740	0.15	6.39	6.24	6.49	2.45	4313.00	1844.00	0.39
9	14302.71	5740	-0.30	6.21	6.51	6.25	1.54	6190.00	1903.00	0.21
8	13713.32	5740	-0.84	6.09	6.93	6.13	1.13	6100.00	1709.00	0.16
7	13157.09	5740	-1.56	5.95	7.51	6.01	1.73	5287.00	1388.00	0.23
6	12616.22	5740	-2.45	5.81	8.26	5.87	1.22	5227.00	1332.00	0.16
5.5	11996.69	5740	-3.48	5.55	9.03	5.65	2.60	4344.00	1439.00	0.32
5.4	11993.69	5740	-3.48	5.55	9.03	5.65	2.61	4342.00	1439.00	0.32



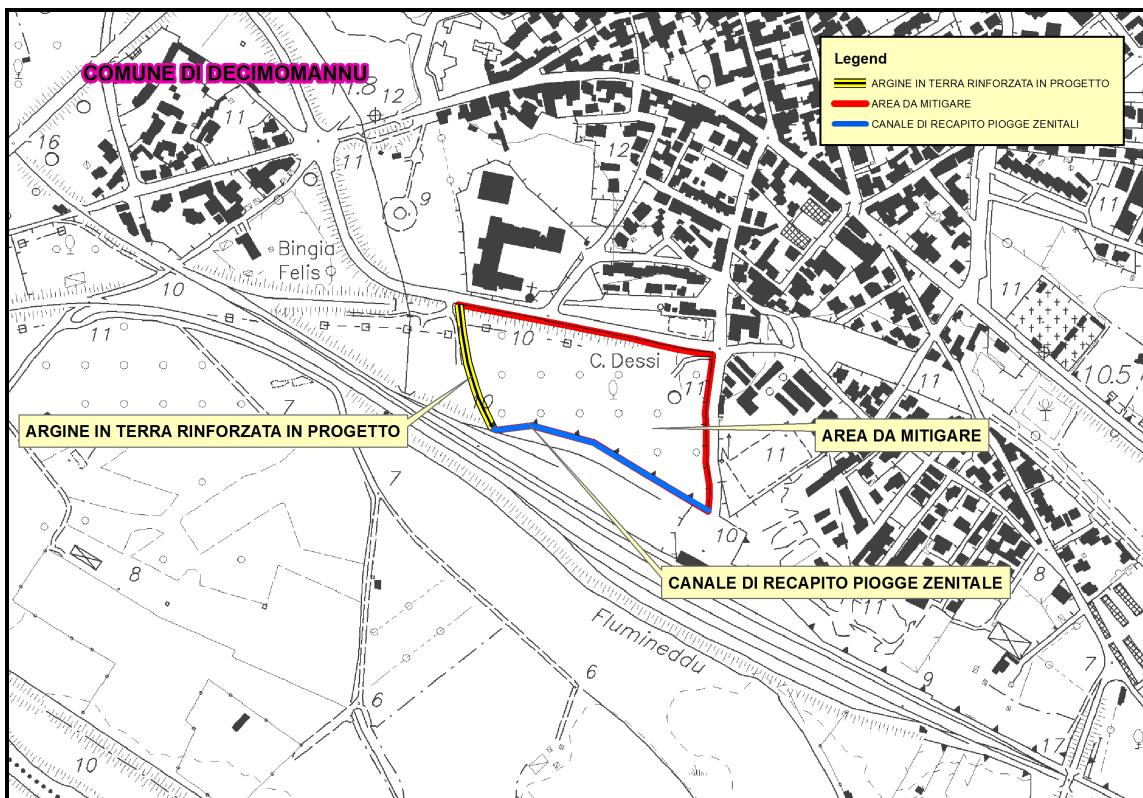






## **5.2. RACCOLTA DELLE ACQUE DI PIOGGIA ZENITALE**

Per quanto riguardo le acque residue derivanti dalla pioggia zenitale, queste potranno essere convogliate in un collettore principale di recapito che, come si evince dalla Figura 8, è posto ai piedi del rilevato ferroviario e che presenta una sezione sufficiente per la pioggia di ruscellamento che interessa l'area in oggetto.



**Figura 8 Canale di recapito piogge zenitale**

## **6. INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO E PEDOLOGICO**

### **Geomorfologia e geologia**

L'area interessata dal progetto è compresa all'interno del territorio comunale di Decimomannu (CA), più precisamente nella parte periferica posta ad sud rispetto al centro abitato. Più in dettaglio, l'intervento ricade in prossimità della Via Repubblica.

Tale area, totalmente pianeggiante e con un'altitudine compresa tra 2 e 6 m s.l.m., comprende la sponda sinistra del Riu Flumineddu. Al fine di caratterizzarla in maniera completa e funzionale, l'attività di studio è stata compiuta su una superficie più estesa, prossima al centro abitato di Decimomannu, interessando quindi la limitrofa ed estesa area pianeggiante di chiara origine alluvionale, tipica del Campidano meridionale.

L'assetto morfologico dell'intera zona è caratterizzato da un'unica unità di paesaggio principale rappresentata dalla piana caratterizzata da estesi terrazzi alluvionali ed incisi risalenti al Quaternario, compresi nella parte sud del graben del Campidano e interessati da un reticolo idrografico molto sviluppato. Tale reticolo ha trasmesso all'intera area un aspetto particolare, definito, in letteratura geomorfologica, "maturo".

Le uniche forme di versante collinare più prossime all'area in esame si riscontrano ad ovest, all'interno del limitrofo comune di Uta, a circa 6 km di distanza, in località "Su Concali de Santa Maria", e risultano costituite dalla formazione metamorfica del Paleozoico, appartenente alla famiglia delle Arenarie di San Vito. Gli affioramenti litologici ad aspetto semi lapideo danno spesso origine ad modeste rotture di pendio in quanto si presentano poco resistenti nei confronti dell'azione modellatrice degli agenti esogeni.

Per quanto concerne l'idrografia, il bacino idrografico di riferimento è quello appartenente al Riu Flumineddu. Quest'ultimo alimenta direttamente il vicino fiume Flumini Mannu. I principali affluenti, presenti all'interno dell'area in studio, si riscontrano nella parte sinistra, in prossimità del centro abitato di Decimomannu e Assemini.

Oltre ai sistemi morfologici naturali e ai conseguenti processi geomorfici agenti, sui quali non ci soffermeremo oltre, si evidenziano, in tutto il settore, frequenti modificazioni del paesaggio indotte dall'azione antropica, quest'ultima in continua evoluzione.

In definitiva, l'area in esame è contraddistinta da una totale assenza di fenomeni geomorfologici legati alla dinamica dei versanti.

Per quanto concerne, invece, l'inquadramento geologico, l'area è costituita da diverse formazioni geologiche in affioramento, riferibili principalmente al Quaternario.

Il territorio, infatti, è costituito da:

- depositi sedimentari quaternari ghiaiosi - sabbiosi (Olocene);
- depositi sedimentari quaternari limosi - argillosi (Olocene).

Il Quaternario, che ricopre la totalità del territorio in esame, è rappresentato da depositi alluvionali olocenici in facies continentale, i quali danno luogo ad affioramenti continui e di notevole potenza. Gli apporti alluvionali sono costituiti principalmente da materiale clastico prevalentemente derivante da rocce mioceniche, oligomioceniche e in parte da rocce paleozoiche. Tali apporti hanno dato origine ad una serie alluvionale terrazzata molto evidente di colore marrone - giallo e a composizione principale ciottoloso - sabbioso - argillosa. Il colore ed il grado di costipamento variano a seconda dell'età, normalmente le alluvioni più antiche risultano maggiormente costipate.

Sono inoltre presenti, depositi sedimentari dell'Olocene rappresentati da coltri eluvio-colluviali, costituiti da depositi grossolani immersi in una matrice sabbioso siltosa, talora con intercalazioni di suoli più o meno evoluti e arricchiti in frazione organica. Rilevati anche locali accumuli di carbonato di calcio in noduli, croste e lenti più o meno induriti.

### **Idrogeologia**

Le considerazioni idrogeologiche del settore in esame sono basate sull'analisi dei fattori che influenzano la dinamica della circolazione idrica sotterranea e superficiale. Esse sono la geologia, la struttura e la giacitura delle varie litologie affioranti, nonché la morfologia, la climatologia e la vegetazione.

Anche le opere antropiche possono influenzare l'infiltrazione delle acque meteoriche nel sottosuolo o facilitarne lo scorrimento superficiale.

Dal punto di vista idrogeologico, il territorio è caratterizzato dalla medio - alta permeabilità della formazione alluvionale quaternaria. La falda freatica scorre infatti entro le suddette alluvioni e si ipotizza inoltre, una profondità di scorrimento della superficie piezometrica compresa tra 1 e 8 m dal piano di campagna.

### **Pedologia**

Gli aspetti pedologici della zona, come sempre accade, sono da ricondursi alla varietà litologica presente, alle dinamiche intervenute e responsabili dell'assetto attuale dell'area, nonché alla morfologia peculiare presente. E' noto infatti che i processi di pedogenizzazione si originano sempre in funzione del tipo litologico. Nel territorio comunale di Decimomannu, dunque, essendo presenti caratteristiche litologiche relative a depositi sedimentari appartenenti al Quaternario, i suoli potranno essere assai diversi tra loro (classificazione U.S.D.A. Soil Taxonomy).

In tale studio risulta di notevole importanza l'influenza degli orizzonti pedologici sulla circolazione delle acque sia nello strato non saturo che in quello saturo. I suoli rappresentanti gli orizzonti pedogenetici riscontrati nell'area interessata dal progetto e derivanti da sedimenti alluvionali del Pleistocene, appartengono alla classe dei Thypic e Aquic Paleixeralfs.

I suddetti suoli sono associati ad aree da pianeggianti a sub - pianeggianti con un'utilizzo del suolo rappresentato da terreno agricolo. Si presentano con spessori notevoli, permeabilità da media a bassa, tessitura da franco – sabbiosa a franco – sabbioso - argillosa in superficie e da franco – sabbioso - argillosa a argillosa in profondità. Il contenuto in scheletro si presenta a tratti eccessivo. La struttura risulta essere poliedrica angolare e subangolare. Questi suoli, molto diffusi e tipici di aree pianeggianti con substrati quaternari antichi pleistocenici, pur presentando una cospicua frazione limo - argillosa, garantiscono, in caso di allagamento, un sufficiente, seppur molto lento, drenaggio superficiale.

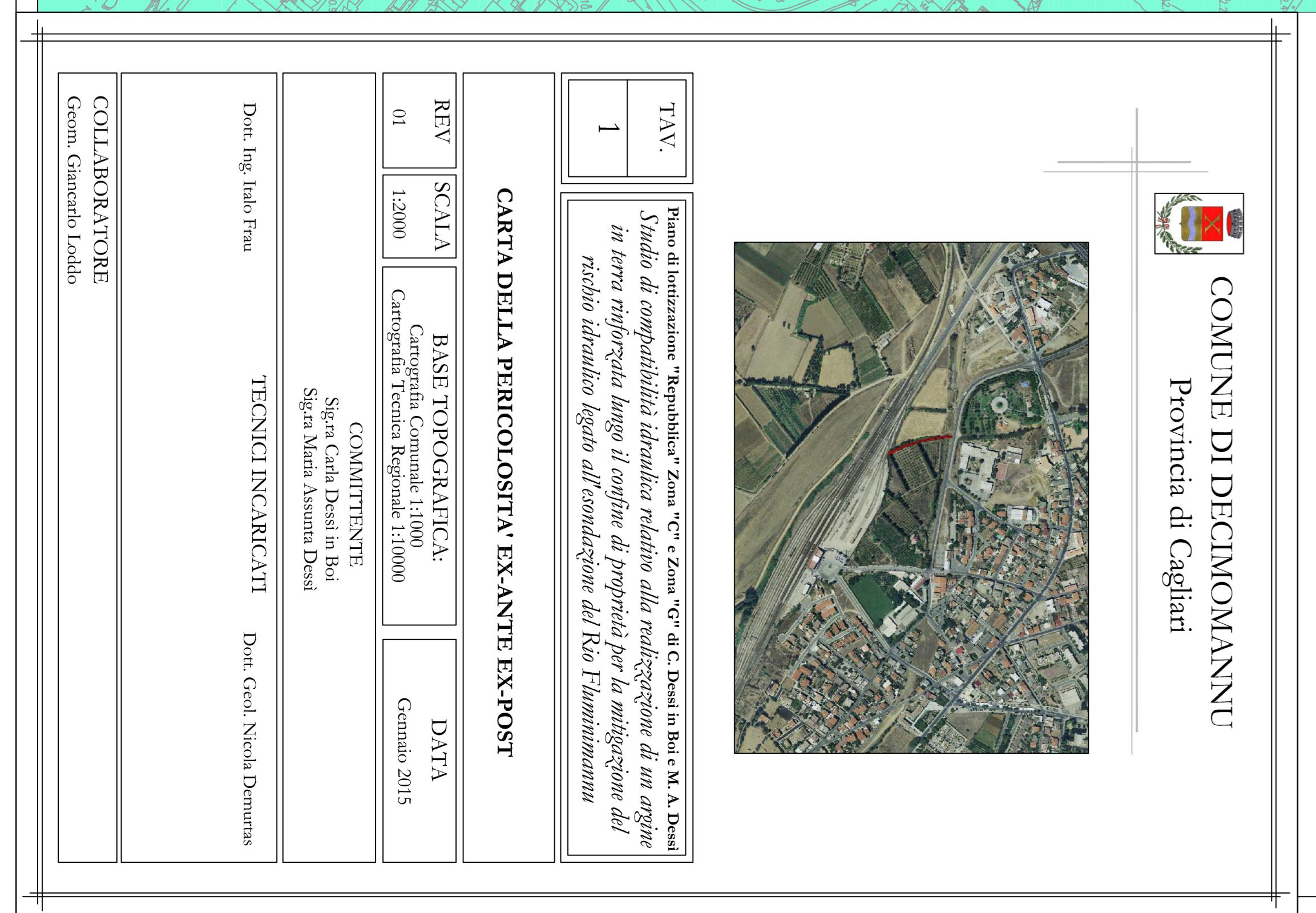

Per quanto concerne le limitazioni d'uso si riscontra un moderato pericolo di erosione ed un eccesso di scheletro.

## **7. COMPATIBILITA' IDRAULICA: CONCLUSIONI**

Dall'analisi effettuata sia nel merito del tipo di intervento che della sua interazione con le aree a pericolosità idraulica si evince che:

1. Il PAI 2006 non perimetrà l'area di intervento;
2. Il Piano Stralcio delle Fasce Fluviali 2013 ha indagato l'area in cui si intende eseguire l'intervento classificandola come fascia A50 disciplinata come un'area a pericolosità molto elevata (H4);
3. L'intervento consente di declassare l'area da H<sub>i</sub>4 a H<sub>i</sub>1 nel rispetto della normativa vigente sui franchi idraulici;
4. L'intervento previsto essendo di mitigazione è tra quelli indicati come ammissibili nelle aree a pericolosità molto elevata H4 ai sensi dell'articolo 27 comma 1 lettera a, essendo inquadrabile come "opere e interventi idraulici per migliorare la difesa dalle alluvioni e la sicurezza delle aree interessate da dissesto idraulico";
5. L'intervento previsto non aumenta il livello di pericolosità e di rischio esistente, non solo in prossimità dell'area di interesse, ma neppure a monte e a valle di essa in quanto come riportato nel paragrafo 3:
  - a. Non limita in modo significativo i fenomeni di invaso;
  - b. Non modifica le condizioni di deflusso;
  - c. Non può far crescere il rischio essendo assenti nell'area elementi a rischio significativi;
6. L'intervento previsto non preclude in alcun modo il programma di opere previste per la mitigazione;

Dalle verifiche condotte e da quanto sinteticamente riportato nel presente paragrafo, in ottemperanza a quanto previsto dall'articolo 23 comma 9 delle norme di attuazione del PAI, ne consegue la compatibilità idraulica dell'intervento proposto.



LEGENDA	
<span style="background-color: darkblue; width: 10px; height: 10px;"></span>	A-2 Tempo di ritorno TR = 2 ANNI
<span style="background-color: lightblue; width: 10px; height: 10px;"></span>	ASD Tempo di ritorno TR = 50 ANNI
<span style="background-color: cyan; width: 10px; height: 10px;"></span>	B-100 Tempo di ritorno TR = 100 ANNI
<span style="background-color: teal; width: 10px; height: 10px;"></span>	B-200 Tempo di ritorno TR = 200 ANNI
<span style="background-color: green; width: 10px; height: 10px;"></span>	C Tempo di ritorno TR = 500 ANNI

COMUNE DI DECIMOMANNU

Provincia di Cagliari

OGGETTO: Piano di lottizzazione "Repubblica" in zona 'C' di Carla Dessì in Boi e M. Assunta Dessì e Piano di lottizzazione in zona 'G' di Carla Dessì in Boi. Progetto di argine in terra rinforzata lungo il confine di proprietà per la mitigazione del rischio idraulico da prevedibile esondazione del rio Fluminimannu in territorio Decimomannu(Piano stralcio Fasce Fluviali).

RELAZIONE TECNICA DESCRITTIVA DELL'OPERA

COMMITTENTI:

Carla Dessì in Boi

*Carla Dessì Boi*

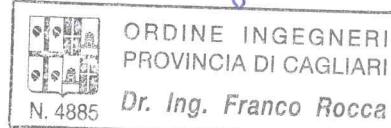
Maria Assunta Dessì

*Maria Assunta Dessì*

Data giugno 2015

PROGETTISTA

Ing. FRANCO ROCCA



## DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

L'opera di mitigazione proposta è costituita da un argine in terra rinforzata da realizzarsi lungo il confine del terreno di proprietà della Sig.ra Carla Dessì in Boi, su parte delle aree distinte in catasto terreni del Comune di Decimomannu al F. 14 mapp.1010 e mapp.943, classificate dal P. U. C. in zona 'S', confinante con la dismessa canaletta fognaria di proprietà del Comune, col piazzale binari della R. F. I., con la via Repubblica e con la restante superficie anzidetta. Questa a sua volta, è adiacente all'area dei medesimi mappali classificati nella zona 'G' del P. U. C. oggetto della lottizzazione approvata in via definitiva con deliberazione del Consiglio Comunale n.22 del 19 ottobre 2009.

Come detto l'opera sarà realizzata in adiacenza al defunzionalizzato manufatto di proprietà comunale a suo tempo edificato su area di sedime espropriata alla Sig. Pani Maria Teresa, defunta madre dell'attuale proprietaria, come da atti di pagamento della relativa indennità corrisposta del Comune comunicati con nota prot. n.3104 del 6 ottobre 1958.

L'opera in esame, meglio rappresentata nella tavola unica di progetto allegata alla domanda di autorizzazione, avrà una sezione trapezoidale con base larga ml. 5.18, sommità ml 3.00, fondazione profonda m.0.50, altezze fuori terra di ml. 3.00 per le sezioni A-A e B-B, e ml. 2.25 per le sezioni C-C e D-D, per una lunghezza complessiva di circa ml.150 che congiungerà la via Repubblica con il ricordato piazzale della R.F.I.

L'argine sarà realizzato in "terra rinforzata" con impiego di materiale di adeguata consistenza e idoneo fisicamente e legittimamente all'impiego, posto in opera a strati sovrapposti sorretti dalla rete metallica zincata di idoneo spessore e maglia adeguatamente ancorata, pressati con rullo compressore con osservanza delle corrette regole tecniche prescritte per lavori della specie per il conseguimento delle specifiche prestazioni di resistenza indicate nella relazione tecnica di calcolo allegata al Progetto.