Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

PROVVEDITORATO PER LE OPERE PUBBLICHE
PIEMONTE VALLE D'AOSTA LIGURIA

COMUNE DI SANTA MARGHERITA LIGURE

PROGETTAZIONE DEFINITIVA
PER LA REALIZZAZIONE DI UN CANALE SCOLMATORE E SISTEMAZIONE IDRAULICA DEI TORRENTI SAN SIRO E MAGISTRATO IN COMUNE DI SANTA MARGHERITA LIGURE (GE)

PROGETTO OPERE IDRAULICHE: RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO STRUTTURALE



Progettazione

D'APOLLONIA S.P.A

BETA STUDIO S.R.L

MONTALDO ENGINEERING S.R.L

GEOTECHNICAL SERVICES S.R.L

STEGEO

Coordinatore della Progettazione
(Provveditorato per le OO.PP.)
Dr. Ing..Francesco Caldani

Responsabile del Procedimento
(Provveditorato per le OO.PP.)
Dr. Ing..Alessandro Pentimalli

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

INDICE

Pagina

ELENCO DELLE TABELLE iv

ELENCO DELLE FIGURE v

ELENCO DELLE TAVOLE vii

PAGINA I

1 INTRODUZIONE 1

2 DIMENSIONAMENTO E DESCRIZIONE DELLE OPERE 2

2.1 OPERA DI PRESA SUL TORRENTE S. SIRO 3

2.1.1 Sbarramento di Regolazione e Sfioratore Laterale 4
2.1.2 Briglia per la Trattenuta dei Materiali Galleggianti 10
2.1.3 Zona di Deposito del Materiale Solido 16
2.1.4 Muri di Sostegno e Opere di Completamento 17

2.2 OPERA DI PRESA SUL TORRENTE MAGISTRATO 19

2.2.1 Sbarramento di Regolazione e Sfioratore Laterale 20
2.2.2 Pozzo di Presa e Tubo di Immissione in Galleria 23
2.2.2.1 Calice di Raccordo con il Tubo Verticale 24
2.2.2.2 Confluenza 27
2.2.3 Briglia per la Trattenuta dei Materiali Galleggianti 29
2.2.4 Zona di Deposito del Materiale Solido 35
2.2.5 Muri di Sponda 36

2.3 OPERA DI SBOCCO A MARE 36

2.3.1 Vasca di Dissipazione 38
2.3.2 Pennelli Laterali 40
2.3.2.1 Resistenza Moto Ondoso 41
2.3.2.2 Resistenza Trascinamento 41

3 CALCOLI PRELIMINARI DELLE STRUTTURE 43

3.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO 43

3.2 SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE 46

3.2.1 Vita nominale (§ 2.4.1 NTC) 47
3.2.2 Classe d'uso (§ 2.4.2 NTC) 47
3.2.3 Periodo di riferimento per l'azione sismica (§ 2.4.3 NTC) 48
3.2.4 Stati limite 48
3.2.4.1 Stati limite ultimi (§ 2.6.1 NTC) 49
3.2.4.2 Stati limite di esercizio (§ 4.1.2.2.1 NTC) 50
3.2.5 Combinazione delle azioni (§ 2.5.3 NTC) 52
3.2.6 Valutazione dell'azione sismica (§ 3.2 NTC) 54
3.2.6.1 Inquadramento normativo 54
3.2.6.2 Accelerazione massima al suolo 55
3.2.6.3 Categoria di sottosuolo 58
3.2.6.4 Condizioni topografiche 59
3.2.6.5 Parametri sismici adottati nelle verifiche 59

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

3.3 RELAZIONE SUI MATERIALI 59
3.4 PARAMETRI GEOTECNICI E IPOTESI DI CARICO 61
3.5 METODI DI VERIFICA 61
3.5.1 Verifica allo Stato Limite di Ribaltamento 63
3.5.2 Verifica allo Stato Limite di Scorrimento 63
3.5.3 Verifica al Carico Limite Fondazione Terreno 64
3.5.4 Verifica alla Stabilità Globale 66
3.5.5 Calcolo della Spinta sul Muro 66
3.5.5.1 Metodo di Culmann 67
3.5.5.2 Spinta in Presenza di Sisma: Metodo di Mononobe-Okabe 69
3.5.5.3 Spinta in Presenza di Falda 72
3.5.6 Verifiche strutturali 72
3.6 OPERA DI PRESA SUL TORRENTE S. SIRO 73
3.6.1 Muri di Sponda 73
3.6.1.1 Muro A 73
3.6.1.2 Muro B 76
3.6.1.3 Muro C 78
3.6.1.4 Muro D 80
3.6.1.5 Muro E 83
3.6.1.6 Muro F 86
3.6.1.7 Muro G 89
3.6.1.8 Muro H 91
3.6.2 Briglia per la Trattenuta dei Materiali Galleggianti 93
3.6.2.1 Parametri di Calcolo 94
3.6.2.2 Verifiche geotecniche 94
3.6.2.3 Verifica a Sifonamento 98
3.6.3 Verifica Barre di Ritenuta del Materiale Galleggiante 99
3.7 OPERA DI PRESA SUL TORRENTE MAGISTRATO 101
3.7.1 Muri di Sponda 101
3.7.1.1 Muro A 101
3.7.1.2 Muro B 104
3.7.1.3 Muro C 106
3.7.1.4 Muro D 108
3.7.2 Briglia per la Trattenuta dei Materiali Galleggianti 111
3.7.2.1 Parametri di Calcolo 112
3.7.2.2 Verifiche geotecniche 113
3.7.2.3 Verifica a Sifonamento 114
3.7.3 Verifica Barre di Ritenuta del Materiale Galleggiante 115
RIFERIMENTI **1**
APPENDICE 1 DICHIARAZIONI SECONDO N.T.C. 2008 (§ 10.2) **1**
APPENDICE 2 VERIFICHE SLU E SLE MURO “A” OPERA DI PRESA SAN SIRO **1**
APPENDICE 3 VERIFICHE SLU E SLE MURO “B” OPERA DI PRESA SAN SIRO **1**
APPENDICE 4 VERIFICHE SLU E SLE MURO “C” OPERA DI PRESA SAN SIRO **1**
APPENDICE 5 VERIFICHE SLU E SLE MURO “D” OPERA DI PRESA SAN SIRO **1**

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

APPENDICE 6	**VERIFICHE SLU E SLE MURO "E" OPERA DI PRESA SAN SIRO**	**1**
APPENDICE 7	**VERIFICHE SLU E SLE MURO "F" OPERA DI PRESA SAN SIRO**	**1**
APPENDICE 8	**VERIFICHE SLU E SLE MURO "G" OPERA DI PRESA SAN SIRO**	**1**
APPENDICE 9	**VERIFICHE SLU E SLE MURO "H" OPERA DI PRESA SAN SIRO**	**1**
APPENDICE 10	**VERIFICHE SLU E SLE BRIGLIA OPERA DI PRESA SAN SIRO**	**1**
APPENDICE 11	**VERIFICHE SLU E SLE MURO "A" OPERA DI PRESA MAGISTRATO**	**1**
APPENDICE 12	**VERIFICHE SLU E SLE MURO "B" OPERA DI PRESA MAGISTRATO**	**1**
APPENDICE 13	**VERIFICHE SLU E SLE MURO "C" OPERA DI PRESA MAGISTRATO**	**1**
APPENDICE 14	**VERIFICHE SLU E SLE MURO "D" OPERA DI PRESA MAGISTRATO**	**1**
APPENDICE 15	**VERIFICHE SLU E SLE BRIGLIA OPERA DI PRESA MAGISTRATO**	**1**

NOTA:
NEL TESTO DEL PRESENTE RAPPORTO I NUMERI DECIMALI VENGONO INDICATI CON IL PUNTO E LE MIGLIAIA CON LA VIRGOLA.

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

ELENCO DELLE TABELLE

Tabella No.	Titolo
2.1	Opera di presa sul S. Siro: grandezze idrauliche per la portata di picco con Tr 200 anni nel caso di bocca tarata a valle libera (caso A) e ostruita (caso B)
2.2	Opera di presa sul torrente Magistrato: grandezze idrauliche per la portata di picco con Tr 200 anni nel caso di bocca tarata a valle libera (caso A) e ostruita (caso B)
2.3	Opera di presa sul Magistrato: risultati del modello idraulico relativo alla briglia di trattenuta del materiale galleggiante nell'ipotesi che la stessa non sia ostruita
2.4	Opera di presa sul Magistrato: risultati del modello idraulico relativo alla briglia di trattenuta del materiale galleggiante nell'ipotesi di interrimento dell'opera

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

ELENCO DELLE FIGURE

Figura No.	Titolo
2.1	Inquadramento territoriale dell'intervento
2.2	Opera di presa sul torrente S. Siro: inquadramento planimetrico
2.3	Scala delle portate per la luce sottobattente dell'opera di regolazione sul torrente S. Siro: sono evidenziati i punti di entrata in funzione dello sfioratore (Q=3.2m³/s, h=1.35 m) e i valori per Tr=200 anni (Q=5 m³/s, h=2.90 m)
2.4	Opera di presa sul S. Siro: profilo della corrente in corrispondenza dello sfioratore laterale per la portata con Tr pari a 200 anni, nel caso di bocca tarata a valle libera e ostruita
2.5	Opera di presa sul torrente S. Siro: vista frontale del manufatto di controllo della portata e sezione longitudinale dello sfioratore laterale e dell'imbocco in galleria
2.6	Opera di presa sul torrente S. Siro: planimetria dello sfioratore laterale e dello sbarramento di valle
2.7	Torrente S. Siro: vista da monte della sponda destra in corrispondenza alla sezione dove verrà posto lo sfioratore laterale e l'imbocco della galleria
2.8	Prospetto da valle della briglia selettiva per la ritenuta del materiale flottante
2.9	Planimetria della briglia per la trattenuta del materiale flottante opere accessorie a monte dello sfioratore laterale del S. Siro
2.10	Profilo nell'ipotesi di briglia libera
2.11	Profilo nell'ipotesi di briglia intasata
2.12	Vista verso monte dell'alveo del S. Siro in corrispondenza dell'opera di presa. È visibile la briglia reticolare e la briglia che verrà demolita. L'area verrà quindi allargata per creare la piazza di deposito del materiale solido
2.13	Comune Salbertrand (TO) Palificata di sostegno a doppia parete impiegata nel consolidamento della scarpata di valle di una pista forestale
2.14	Opera di presa sul torrente Magistrato
2.15	Scala delle portate per la luce sottobattente dell'opera di regolazione sul torrente Magistrato: sono evidenziati i punti di entrata in funzione dello sfioratore (Q=1.45 m³/s, h=1.40 m) e i valori per Tr=200 anni (Q=2 m³/s, h=2.45 m)

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

2.16 Opera di presa sul torrente Magistrato: profilo della corrente in corrispondenza dello sfioratore laterale per la portata con Tr pari a 200 anni, nel caso di bocca tarata a valle libera e ostruita

2.17 Opera di presa sul torrente Magistrato: vista del manufatto di controllo della portata, dello sfioratore laterale e del pozzo di immissione in galleria

2.18 Opera di presa sul torrente Magistrato: schema del moto in corrispondenza dell'imbocco del tubo verticale

2.19 Portata in ingresso e carico sulla soglia per un tubo di diametro 2m

2.20 Opera di presa sul Magistrato: schema del raccordo ad imbuto del tubo verticale

2.21 Opera di presa sul Magistrato: profilo della linea dell'energia per la portata Q(tr200 anni)=18.3 m/s

2.22 Confluenza in galleria delle portate scolmate dal torrente Magistrato: schema volume di controllo

2.23 Briglia per la trattenuta dei materiali galleggianti sul torrente Magistrato, prospetto da valle

2.24 Collocazione planimetrica delle sezioni inserite nella modellazione idraulica della briglia filtrante sul torrente Magistrato

2.25 Opera di presa sul Magistrato: profilo di moto permanente per Tr= 200 anni e briglia libera

2.26 Opera di presa sul Magistrato: profilo di moto permanente per Tr= 200 anni e briglia completamente interrita

2.27 Opera di sbocco: planimetria

2.28 Opera di sbocco: sezione longitudinale

2.29 Opera di sbocco, bacino di dissipazione: schema del volume di controllo per il dimensionamento dei denti di dissipazione

3.1 Dettagli della verifica delle travi verticali di trattenuta del materiale

3.2 Sezione longitudinale della briglia flottante sul torrente Magistrato

3.3 Dettagli della verifica delle travi verticali di trattenuta del materiale

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

ELENCO DELLE TAVOLE

Codice No.	Titolo
OI-SS01	Opera di Presa sul Torrente S. Siro – Planimetria degli Interventi
OI-SS02	Opera di Presa sul Torrente S. Siro – Planimetria e Sezioni dell'Opera di Imbocco
OI-SS03	Opera di Presa sul Torrente S. Siro – Planimetria e Sezioni della Briglia per la Trattenuta del Materiale Flottante
OI-SS04	Opera di Presa sul Torrente S. Siro – Planimetria Viabilità di Cantiere
OI-SS05	Opera di Presa sul Torrente S. Siro – Planimetria, sezioni e profili dei muri di sostegno
OI-SS06	Opera di Presa sul Torrente S. Siro – Schemi delle Carpenterie
OI-MA01	Opera di Presa sul Torrente Magistrato – Planimetria degli Interventi
OI-MA02	Opera di Presa sul Torrente Magistrato – Planimetria e Sezioni dell'Opera di Imbocco
OI-MA03	Opera di Presa sul Torrente Magistrato – Planimetria e Sezioni della Briglia per la Trattenuta del Materiale Flottante
OI-MA04	Opera di Presa sul Torrente Magistrato – Planimetria Viabilità di Cantiere
OI-MA05	Opera di Presa sul Torrente Magistrato – Planimetria, sezioni e profili dei muri di sostegno
OI-MA06	Opera di Presa sul Torrente Magistrato – Schemi delle Carpenterie
OI-SB01	Opera di Sbocco – Planimetria degli Interventi
OI-SB02	Opera di Sbocco – Planimetria e Sezioni dell'Opera
OI-SB03	Opera di Sbocco – Planimetria Viabilità di Cantiere

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

RAPPORTO
PROGETTO OPERE IDRAULICHE IMBOCCO E SBOCCO
RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO
PROGETTO DEFINITIVO PER LA REALIZZAZIONE DI UN CANALE SCOLMATORE E SISTEMAZIONE IDRAULICA DEI TORRENTI S. SIRO E MAGISTRATO IN COMUNE DI SANTA MARGHERITA LIGURE E ATTIVITA' COMPLEMENTARI ALLA PROGETTAZIONE

1 INTRODUZIONE

Il presente rapporto costituisce la Relazione tecnico descrittiva e di calcolo preliminare dei manufatti idraulici del progetto definitivo per la realizzazione di un canale scolmatore e sistemazione idraulica dei Torrenti San Siro e Magistrato in Comune di Santa Margherita Ligure (GE) per conto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Servizi Integrati Infrastrutture e Trasporti, Settore Infrastrutture Lombardia-Liguria, Sede Coordinata di Genova.

Il progetto, che riguarda la realizzazione di una nuova galleria scolmatrice, ha lo scopo di affrontare e risolvere il problema della ridotta capacità idraulica dei corsi d'acqua che interessano il centro storico di Santa Margherita Ligure. Questa relazione descrive le opere di presa sul torrente S. Siro e sul torrente Magistrato e l'opera di sbocco a mare in prossimità di Punta dell'Ago.

Il presente rapporto è così strutturato:

- il Capitolo 2 presenta una dettagliata descrizione tecnica dell'insieme dei manufatti costituenti le due opere di presa e quella di restituzione a mare, nonché del loro comportamento previsto nei diversi scenari di funzionamento;

- il Capitolo 3 riporta i calcoli preliminari dei manufatti costituenti le due opere di presa.

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

2 DIMENSIONAMENTO E DESCRIZIONE DELLE OPERE

Il progetto, riguarda la realizzazione di uno scolmatore in galleria atto a raccogliere e convogliare una parte sostanziale delle portate di piena dei Torrenti San Siro e Magistrato con lo scopo di affrontare e risolvere il difficile ed annoso problema attinente alla ridotta capacità idraulica dei corsi d'acqua che interessano il centro storico di Santa Margherita.

La soluzione di progetto prevede la costruzione di uno scolmatore in galleria atto a raccogliere le portate in eccesso dei torrenti San Siro e Magistrato con opere di presa del San Siro a monte dei campi sportivi e del Magistrato a monte del cimitero (***Figura 2.1***).

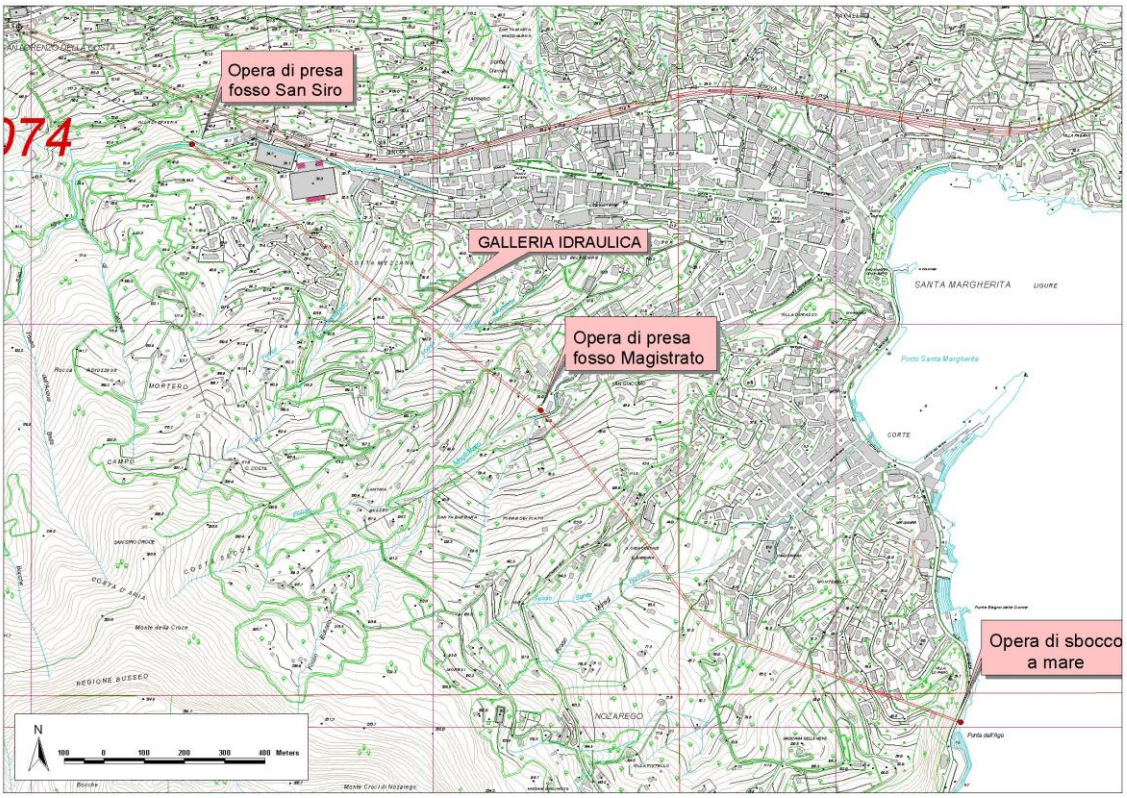


Figura 2.1 - Inquadramento territoriale dell'intervento

La galleria scolmatrice è ubicata in sponda destra del torrente San Siro ed intercetta le portate di piena sia del San Siro che del torrente Magistrato. La galleria risulta suddivisa in due tratti:

- il primo tra il San Siro e il Magistrato dimensionata per convogliare le portate scolmate dal S. Siro (56.7 m^3/s);

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

- il secondo tratto, dalla presa del Magistrato fino allo sbocco a mare in corrispondenza di Punta dell'Ago dimensionata per convogliare, oltre alle portate del S. Siro, anche quelle scolmate dal torrente Magistrato (14.6 m^3/s).

L'opera di presa del torrente San Siro è costituita da una briglia selettiva aperta per la trattenuta del materiale flottante, da una vasca di deposito per la trattenuta del trasporto solido di fondo, da uno sfioratore laterale atto alla deviazione della portata in galleria e da uno sbarramento in alveo a valle dello sfioratore.

L'opera di presa del torrente Magistrato è costituita da una briglia selettiva aperta per la trattenuta del materiale flottante, da una vasca di deposito per la trattenuta del trasporto solido di fondo, da uno sfioratore laterale atto alla deviazione della portata in un pozzo collegato con la galleria sottostante e da uno sbarramento in alveo a valle dello sfioratore.

Il manufatto di scarico a mare è costituito da una platea in calcestruzzo armato con dei denti per la dissipazione dell'energia della corrente e da due pennelli laterali in massi naturali per il convogliamento della portata sfiorata in mare.

2.1 OPERA DI PRESA SUL TORRENTE S. SIRO

L'opera di presa sul torrente S. Siro (***Figura 2.2***) è costituita dai seguenti elementi:

- sbarramento di regolazione sul torrente San Siro per il controllo della portata verso valle e il sostegno della quota del pelo libero in corrispondenza dello sfioratore laterale;
- sfioratore laterale in destra, e vasca di gronda per convogliare l'acqua alla galleria idraulica;
- briglia selettiva per la trattenuta dei corpi galleggianti;
- zona di deposito del materiale litoide;
- opere di completamento quali muri di sostegno, scarico di emergenza, rampe di accesso all'alveo per l'espletamento delle attività di manutenzione.

Nei paragrafi seguenti vengono descritti nel dettaglio i diversi elementi costituenti l'opera di presa.

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

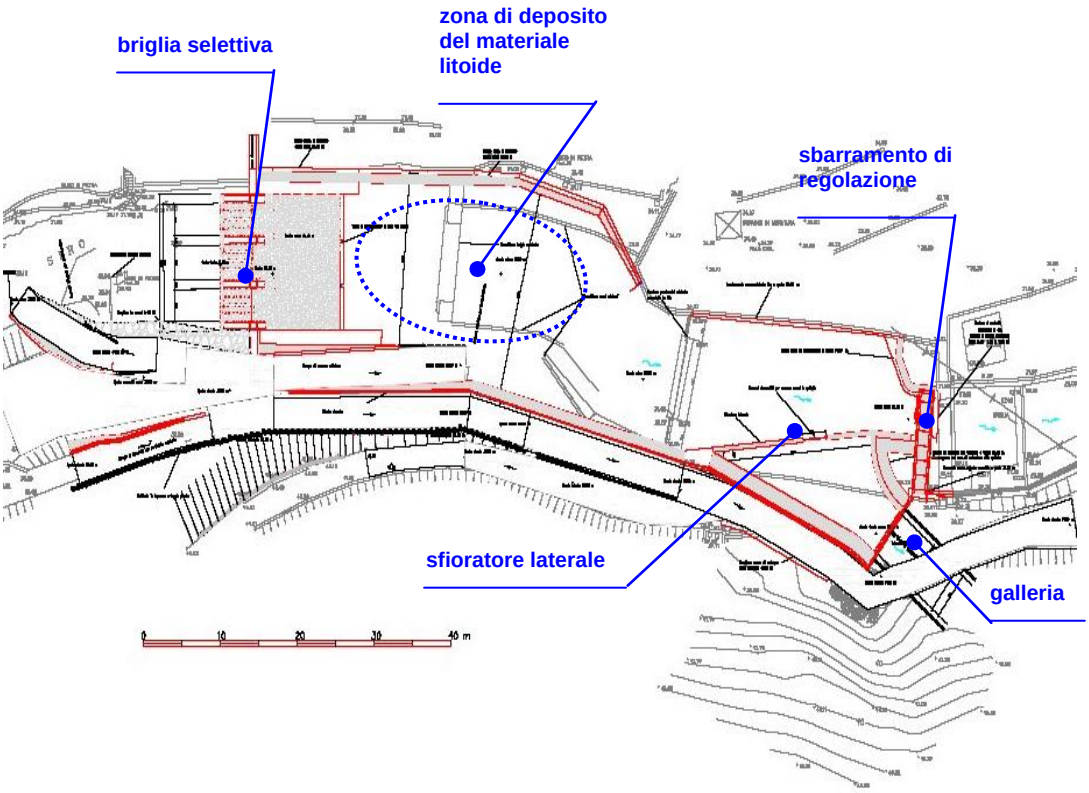


Figura 2.2 – Opera di presa sul torrente S.Siro: inquadramento planimetrico

2.1.1 Sbarramento di Regolazione e Sfioratore Laterale

Sulla base degli studi riportati nella Relazione Idraulica allegata al presente progetto (Elaborato ID-R02) sono state determinate le portate che possono transitare nell'alveo del torrente S. Siro nelle diverse sezioni a valle dell'opera di presa. In base alle analisi effettuate risulta che, per un evento marcato da un tempo di ritorno pari a 200 anni, la portata in arrivo alla sezione dell'opera di presa è caratterizzata da un picco pari a 61.5 m³/s; di questi 4.8 m³/s possono proseguire nell'alveo del S. Siro mentre 56.7 m³/s devono essere scolmati in galleria.

Per ottenere tale risultato è stato previsto di limitare la portata in alveo nel S. Siro mediante un manufatto di controllo trasversale al corso d'acqua dotato di una luce sul fondo (bocca tarata) e di scolmare le portate in eccesso in galleria attraverso uno sfioratore laterale posto a monte del manufatto di controllo. Per valori della portata in arrivo inferiori alla portata limite di entrata in funzione dello sfioratore tutta la portata passa attraverso il manufatto di controllo e prosegue a valle nel torrente S.

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

Siro mentre, per valori di portata maggiori, il pelo libero dell'acqua a monte del manufatto aumenta così da permettere l'entrata in funzione dello sfioratore laterale.

Il dimensionamento della bocca tarata (larghezza-altezza), e dello sfioratore laterale (altezza del coronamento, lunghezza) è stato eseguito con un duplice obbiettivo: in primo luogo al fine di ottenere i valori delle portate di progetto a valle delle opere e in secondo luogo con l'intento di limitare la frequenza di entrata in funzione della galleria ai soli eventi effettivamente necessari. Se dal punto di vista teorico questi due obiettivi possono trovare una soluzione ottimale, dal punto si vista pratico il vincolo imposto dallo stato dei luoghi (e in particolare dalla disponibilità di spazi), nonché dai costi delle opere in progetto è tale da dover ricercare una soluzione che sia il miglior compromesso tra le due diverse problematiche.

Sulla base dei risultati di questo processo di ricerca della condizione ottimale è stata scelta la soluzione che prevede una luce libera, posta sul fondo del manufatto limitatore, di 1.2 m di larghezza e 1.0 m di altezza, e uno sfioratore laterale di lunghezza pari a 20.5 m e altezza del coronamento pari a 1.35 m rispetto al fondo alveo.

L'equazione che lega la portata sfiorata *Q* all'altezza del pelo libero *h* a monte di una bocca di dimensioni b*a è data da:

$$Q = b \cdot C_q \cdot a \cdot \sqrt{2gh}$$

nell'ipotesi che l'altezza d'acqua a monte dell'opera sia tale che il manufatto funzioni a sottobattente. Il coefficiente di portata C_q è funzione del rapporto tra l'altezza d'acqua *h* e l'altezza della luce *a*:

$$C_q = C_c \cdot \sqrt{\frac{1}{1 + C_c \frac{a}{h}}}$$

Nel caso in esame si ottiene la scala delle portate indicata in ***Figura 2.3***.

Il dimensionamento dello sfioratore laterale e in particolare il calcolo idraulico per l'integrazione del profilo della corrente è stato eseguito ipotizzando che l'energia specifica della corrente rimanga costante lungo lo sfioratore utilizzando la classica trattazione del De Marchi (1934). Tale ipotesi è accettabile in quanto la progressiva diminuzione della portata e la conseguente variazione di velocità lungo lo sfioratore non producono particolari dissipazioni energetiche; lo stramazzo infatti non da luogo ad intensificazione di turbolenza rispetto alle condizioni esistenti in una corrente uniforme di analoghe caratteristiche.

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

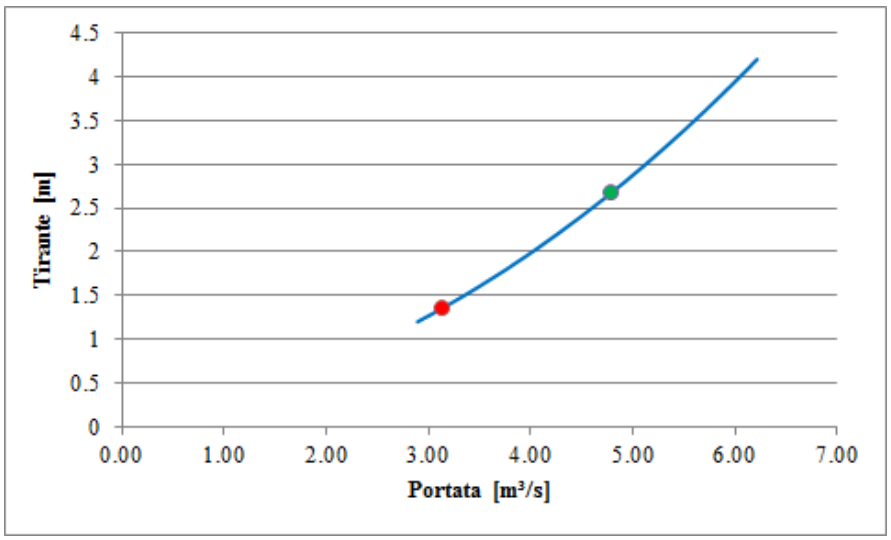


Figura 2.3 – Scala delle portate per la luce sottobattente dell'opera di regolazione sul torrente S.Siro: sono evidenziati i punti di entrata in funzione dello sfioratore in rosso, Q=3.13 m³/s, h=1.35 m) e i valori per Tr=200 anni (in verde, Q=4.8 m³/s, h=2.67 m)

Scelto un passo di discretizzazione spaziale Δx e posto un valore di tentativo per la profondità y_k corrispondente all'estremo di monte dell'intervallo Δx si valuta il tirante idrico medio nell'intervallo:

$$y_m = \frac{y_v + y_k}{2}$$

dove y_v è il livello del pelo libero a valle calcolato al precedente passo di integrazione. Il valore della portata sfiorata nel tratto si calcola quindi in funzione al carico sulla soglia h_m:

$$\Delta Q_k = \mu \cdot \Delta x \cdot h_m \cdot \sqrt{2gh_m}$$

Si calcola quindi la portata in alveo all'estremo di monte dell'intervallo Δx corrispondente al livello y_k con l'espressione:

$$Q_k = Q_i + \Delta Q_k$$

ed infine l'energia specifica E_k:

$$E_k = y_k + \frac{v_k^2}{2g}$$

La procedura al passo *i* viene iterata tentando nuovi valori di y_k fino a quando l'errore non è inferiore ad un prefissato valore di soglia:

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

$$\left|E - E\right|_k < \varepsilon$$

Nel caso in esame sono state studiate due condizioni particolari per l'evento di progetto caratterizzato da tempo di ritorno pari a 200 anni. Una prima ipotesi è quella di normale funzionamento della bocca tarata a valle (caso A) mentre una seconda ipotesi è quella che, per effetto del materiale trasportato dalla piena, la luce di fondo del manufatto a valle dello sfioratore risulti completamente ostruita (caso B). I risultati ottenuti sono riportati in ***Figura 2.4*** e in ***Tabella 2.1***.

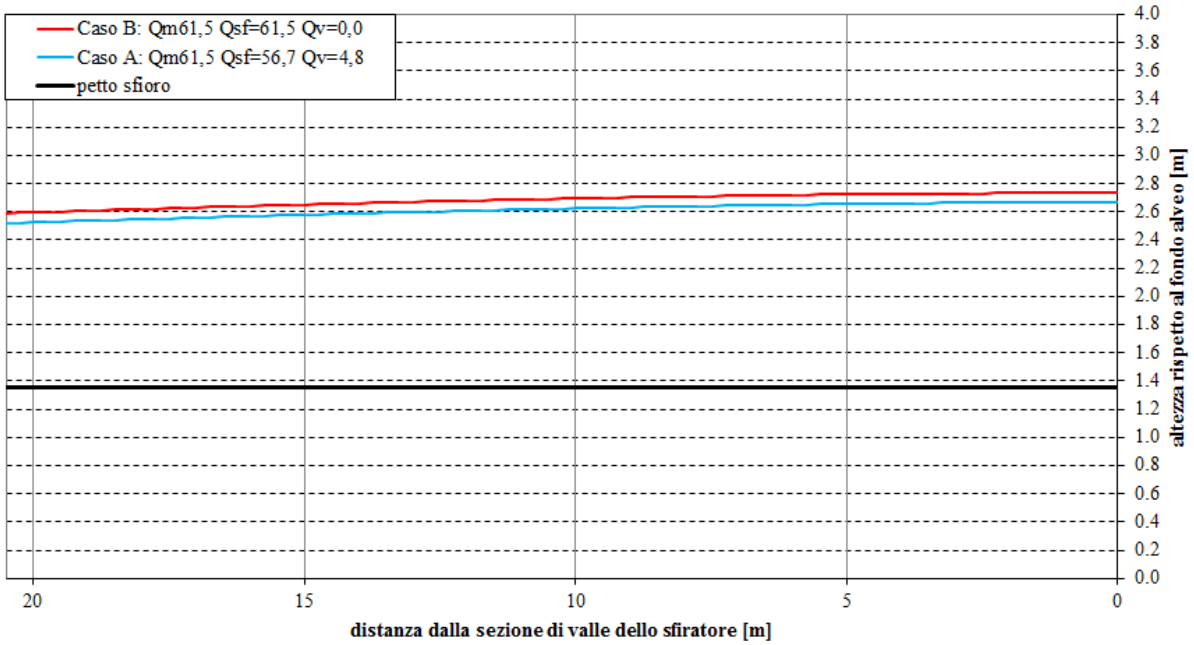


Figura 2.4 – Opera di presa sul S.Siro: profilo della corrente in corrispondenza dello sfioratore laterale per la portata con Tr pari a 200 anni, nel caso di bocca tarata a valle libera e ostruita

Tabella 2.1 – Opera di presa sul S.Siro: grandezze idrauliche per la portata di picco con Tr 200 anni nel caso di bocca tarata a valle libera (caso A) e ostruita (caso B)

Grandezza	Unità di misura	Caso A	Caso B
Portata in arrivo	m³/s	61,46	
Portata a valle dello sfioratore	m³/s	4,79	4,79
Portata sfiorata	m³/s	56,7	56,7
altezza pelo libero in alveo, a valle dello sfioratore	m	2,67	2,67
altezza pelo libero in alveo, a monte dello sfioratore	m	2,52	2,52
altezza in alveo a monte dello sfioratore (rispetto al petto)	m	1,17	1,17
quota fondo alveo	m s.m.m.	29.40	
quota pelo libero in alveo, a valle dello sfioratore	m s.m.m.	32,07	32,07
quota pelo libero in alveo, a monte dello sfioratore	m s.m.m.	31,92	31,92
quota petto sfioratore	m s.m.m.	30,75	

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

La sezione di controllo viene realizzata mediante un restringimento artificiale della sezione del torrente, (***Figura 2.5***) costituita da muri in cemento armato, rivestiti in pietre naturali, e da un manufatto in acciaio. Tale manufatto è suddiviso in tre luci: le due luci laterali sono chiuse mediante panconi in acciaio removibili mentre la luce centrale è dotata di una paratoia piana. Sebbene il funzionamento dell'opera non preveda la necessità di regolazione durante la piena, la possibilità di disporre di una paratoia regolabile permetterà in fase di vita dell'opera di modificare l'apertura della luce di fondo sulla base dell'esperienza acquisita o sulla base delle mutate esigenze che potrebbero manifestarsi nel futuro. Il manufatto è accessibile mediante una passerella pedonale in acciaio.

Lo sfioratore laterale è costituito da un muro in calcestruzzo lungo 20.50 m e posto a quota 30.75 m s.m.m; è dotato di un'apertura di largehzza pari a 3 m, munita di gargami e panconi removibili, per permettere l'accesso alla galleria a mezzi di ispezione e manutenzione. In alveo, di fronte allo sfioratore laterale, è posto un taglione per limitare possibili fenomeni di scavo in corrispondenza del piede dell'opera.

A valle dello sfioratore è posto uno scivolo di raccordo con la sezione della galleria.

La quota all'imbocco della galleria, pari a 25.5 m s.m.m. è stata individuata in modo da assicurare la disconnessione idraulica tra la soglia di sfioro sul San Siro e la galleria stessa. Infatti, sulla base dei risultati delle analisi condotte (si veda la relazione idraulica di progetto) in corrispondenza alla sezione di inizio della galleria si ha un'altezza critica pari a 28.82 m s.m.m. e un'energia pari a 30.51 m s.m.m, mentre in condizioni di moto uniforme si ha un'altezza del pelo libero pari a 28.0 m s.m.m. e un'energia pari a 31.02 m s.m.m.

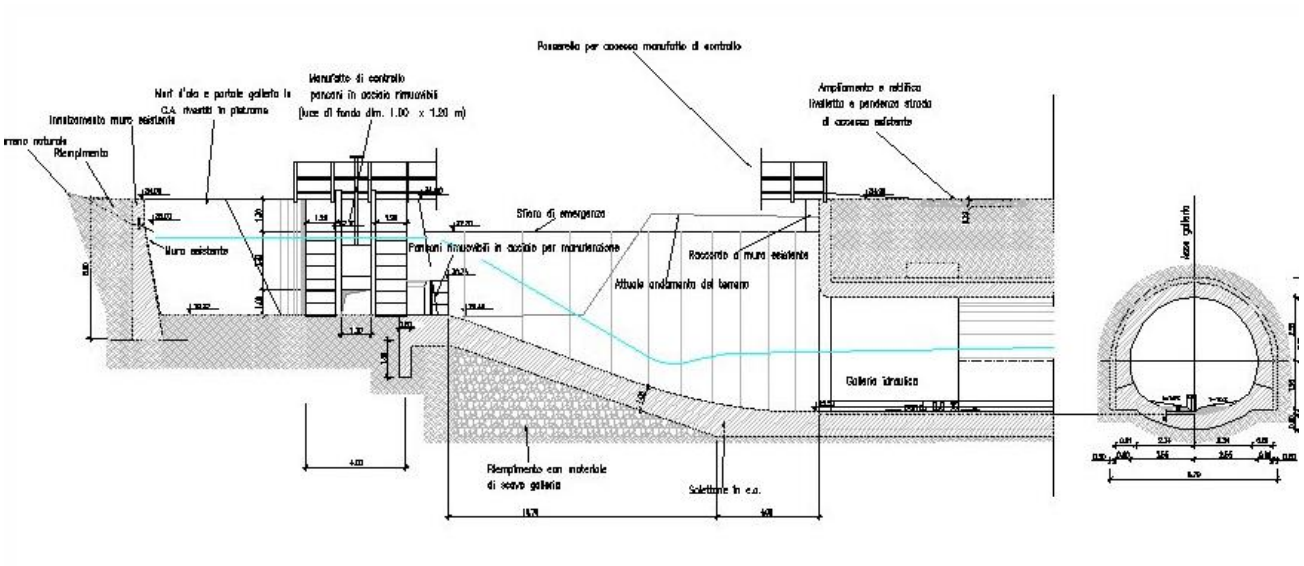


Figura 2.5 – Opera di presa sul torrente S. Siro: vista frontale del manufatto di controllo della portata e sezione longitudinale dello sfioratore laterale e dell'imbocco in galleria

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

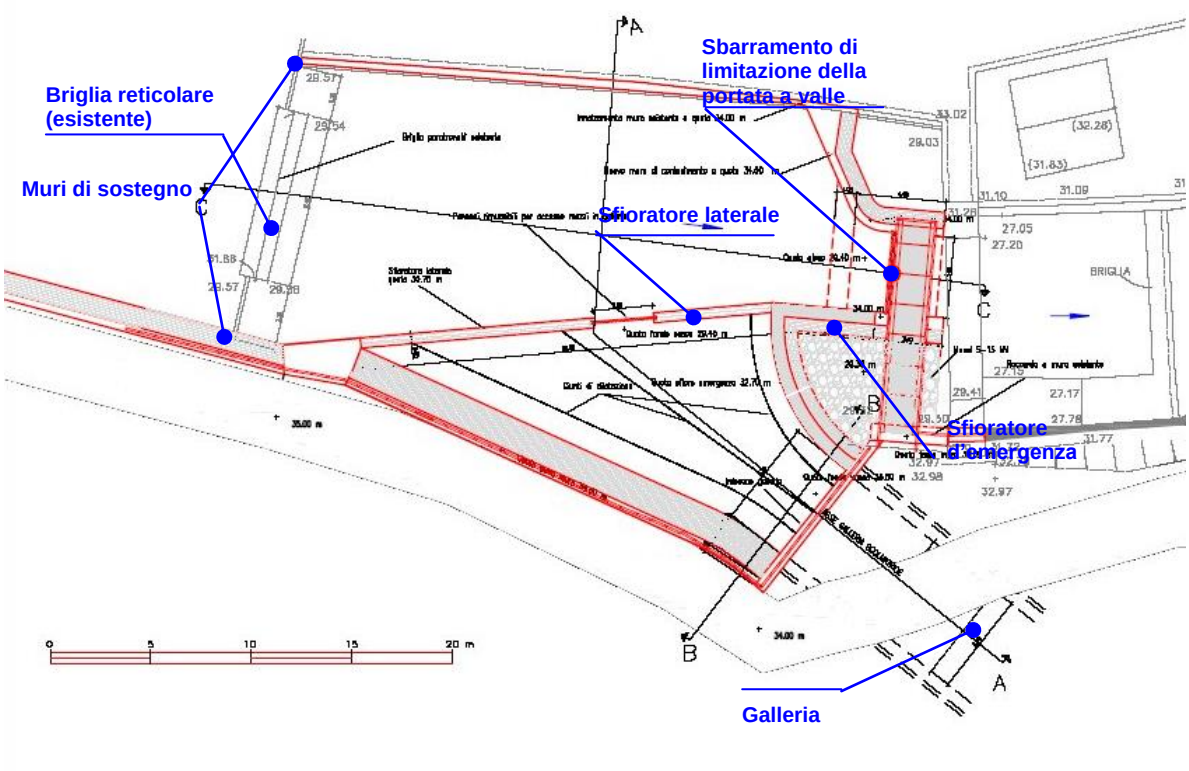


Figura 2.6 – Opera di presa sul torrente S. Siro: planimetria dello sfioratore laterale e dello sbarramento di valle

Anche se, come descritto nei paragrafi seguenti, sono stati previste a monte dello sfioratore delle opere per l'intercettazione del materiale galleggiante (briglia di ritenuta) e del trasporto solido (zona di deposito) non è possibile escludere che possa verificarsi una situazione imprevista per la quale la galleria scolmatrice possa essere parzialmente ostruita e non sia in grado di far defluire tutta la portata in arrivo. Per far fronte a tale circostanza è stato inserito, uno sfioro di emergenza posto a quota 32.70 m s.m.m. Attraverso lo sfioro di emergenza possono essere smaltiti circa 45 m^3/s con pelo libero a quota 34.00 m s.m.m. (sommità dei muri di sponda).

Per poter realizzare l'ingresso in galleria dovrà essere abbattuto parte del muro in calcestruzzo posto in sponda destra del S. Siro.

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it



Figura 2.7 – Torrente S.Siro: vista da monte della sponda destra in corrispondenza alla sezione dove verrà posto lo sfioratore laterale e l'imbocco della galleria

2.1.2 Briglia per la Trattenuta dei Materiali Galleggianti

L'instabilità dei versanti e quindi della copertura vegetale ed arborea, possono dare luogo, per eventi significativi, alla mobilitazione di materiali litoidi e vegetali nel sottobacino montano afferente alle sezioni in cui si colloca l'opera di presa sul torrente S. Siro.

Detti materiali possono creare problemi di notevole gravità se riuscissero a raggiungere l'imbocco della galleria.

L'opera di presa nel suo complesso è stata conseguentemente progettata non solo per il contenimento e la ripartizione delle portate di piena ma preoccupandosi anche dei materiali che, per eventi al di sopra di una certa soglia, possono affluire ai tratti di valle e determinare pericolose ostruzioni dei manufatti di presa.

La necessità di evitare che materiale flottante, movimentabile durante gli eventi di piena, possa intasare l'imbocco della galleria scolmatrice impone la realizzazione, a monte dello sfioratore laterale, di una briglia selettiva appositamente studiata per l'intercettazione e la trattenuta del materiale galleggiante.

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

Nelle briglie a pettine classiche, infatti, mentre in occasione dei normali deflussi il materiale solido transita attraverso le aperture senza difficoltà, per piene notevoli l'eventuale materiale galleggiante trasportato, spinto contro la briglia a paramento verticale, tende a rimanere impigliato nelle aperture, e concorrere, per l'ostruzione che crea, a trattenere dapprima il materiale di maggiore pezzatura e successivamente anche quello minuto; in questo modo la briglia viene rapidamente interrita e la corrente liquida la supera scorrendo al di sopra della gaveta, permettendo quindi al materiale galleggiante di defluire verso valle (Da Deppo et al., 2004).

Il provvedimento adottato per porre rimedio a questo problema è stato quello di realizzare, a monte dell'opera di presa, una briglia con paramento di monte inclinato verso valle: la briglia è sostanzialmente aperta ed il paramento è costituito da elementi profilati in acciaio di sezione quadrangolare di lato 20 cm e spessore 10 mm. Il materiale galleggiante che giunge a ridosso della briglia per effetto combinato del galleggiamento e dell'inclinazione del paramento tende a portarsi in alto, lasciando così la parte bassa delle larghe aperture sgombra e quindi efficiente per lo smaltimento sul fondo del materiale lapideo trasportato dalla corrente.

L'opera (***Figura 2.8***) è costituita da una zona centrale di larghezza pari a 14 m e altezza in gaveta pari a 2.40 m e due muri d'ala con lunghezza di 6 m ed una altezza compresa tra i 3 ed i 4.50 m, immorsati nel versante roccioso. Nei muri d'ala vengono messi in opera dei dreni Φ 20 cm per il contenimento della spinta idrostatica.

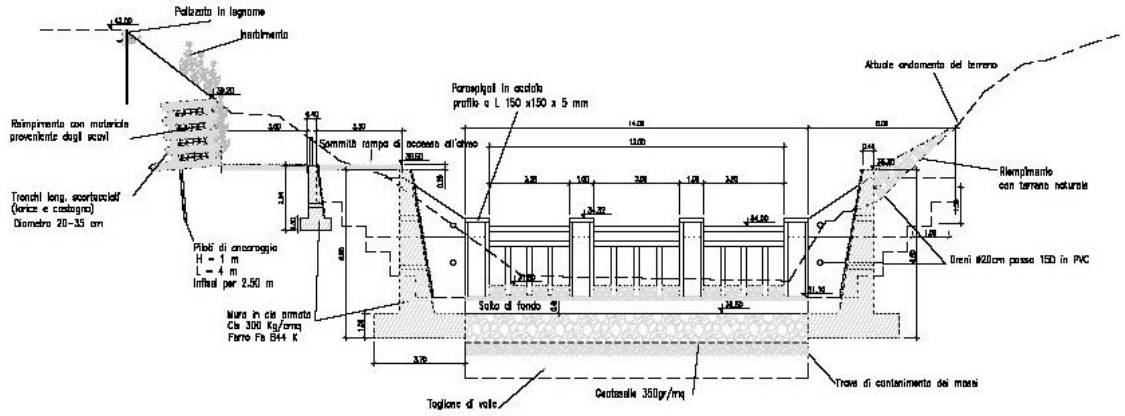


Figura 2.8 – Prospetto da valle della briglia selettiva per la ritenuta del materiale flottante

Il paramento per la trattenuta del materiale flottante è realizzato mediante due spalle laterali in calcestruzzo e da due speroni intermedi di larghezza 1.0 m che sostengono la serie di travi in acciaio inclinate di 30° sull'orizzontale (***Figura 2.9***). Tali travi, incernierate alla base mediante un apposito giunto annegato nel calcestruzzo, poggiano in sommità su una barra orizzontale delle medesime caratteristiche. Le

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

travi sono asportabili per eventuali riparazioni o sostituzioni. Sopra la barra orizzontale di appoggio è presente un'analoga barra orizzontale con lo scopo di bloccare il materiale flottante che tende sollevarsi per effetto delle barre inclinate.

Il fondo della briglia è rivestito da massi annegati nel getto per assicurarne la durabilità.

Al fine poi di evitare il verificarsi di intensi fenomeni erosivi o di rapido deperimento del rivestimento in calcestruzzo in corrispondenza del salto dell'acqua, si è protetto il fondo alveo per una lunghezza di oltre 5 m con un rivestimento a massi di adeguata pezzatura e peso (diametro medio superiore a 30 cm, perso tra i 5 ed i 15 kN) posati su geotessuto. Si tratta di una protezione di tipo flessibile in grado cioè di potersi adattare ai cedimenti e agli assestamenti del fondo e a possibili scavi a valle della platea. Tali adattamenti lascerebbero comunque integre le funzioni protettive della struttura, a differenza di una platea rigida dove potrebbero realizzarsi rotture strutturali. La zona riempita a massi è limitata a valle da una traversa di contenimento in calcestruzzo. La traversa è vincolata in maniera non rigida alla fondazione del muro di sostegno laterale cosicché possano avvenire movimenti di assestamento senza indurre rotture.

A valle della platea della briglia è posto un taglione (profondità 1.80 m rispetto al piano di fondazione della platea e spessore di 1 m) a presidio dei fenomeni di scalzamento e scorrimento.

Gli spigoli degli speroni in calcestruzzo sono riparati mediante dei profilati angolari in acciaio uniti alla struttura con zanche di ancoraggio, tali profilati hanno dimensioni 150x150 mm, spessore 10 mm.

I dettagli dimensionali sono riportati nell'elaborato cartografico OI-SS03 "Opera di Presa sul torrente S. Siro - Planimetria e Sezioni della Briglia per la Trattenuta del Materiale Flottante".

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

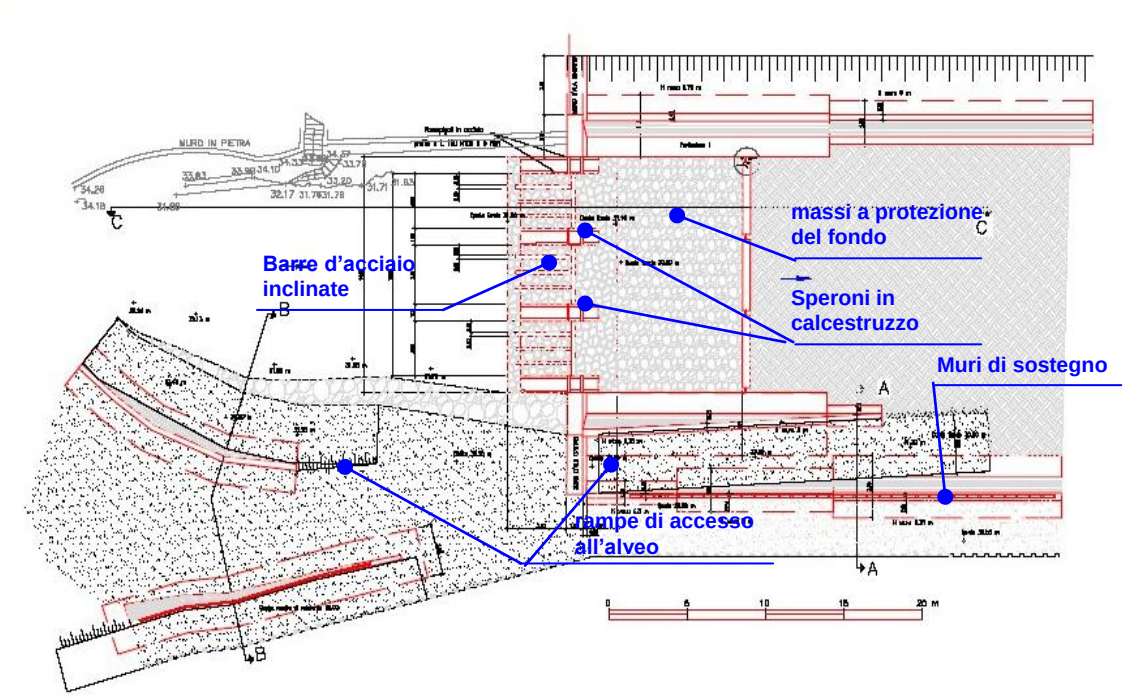


Figura 2.9 – Planimetria della briglia per la trattenuta del materiale flottante opere accessorie a monte dello sfioratore laterale del S. Siro

Il funzionamento idraulico della briglia è stato verificato per l'ipotesi di portata di piena duecentennale sia nel caso di deflusso libero che nell'ipotesi di completo interrimento del paramento di monte fino alla quota massima di gàveta fissata dalla più elevata della barre orizzontali.

E' stato messo a punto un modello idraulico relativo al tratto del torrente interessato dal manufatto a mezzo del codice di simulazione monodimensionale *Hec-Ras* (Hydrologic Engineering Center, River Analysis System).

La ricostruzione dei profili idraulici è avvenuta nell'ipotesi di moto permanente determinando i parametri fisici che descrivono il deflusso all'interno di una sezione d'alveo secondo le assunzioni classiche del codice utilizzato:

- moto gradualmente vario tra due sezioni adiacenti;
- moto monodimensionale;
- perdite di fondo mediamente costanti fra due sezioni trasversali adiacenti;
- arginature e geometria del fondo fisse.

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

La portata utilizzata riferita ad un evento marcato da Tr=200 anni è di 61.5 m^3/s.

Come condizione di monte si è imposta la quota idrica di moto uniforme, cioè con cadente energetica uguale alla pendenza del fondo pari a 1.7%. A valle la condizione al contorno imposta è l'altezza che si instaura nella sezione di monte dello sfioratore laterale e pari a 32.24 m s.m.m. nella condizione più gravosa per la quale il manufatto sezione di controllo di valle risulti ostruito. Il coefficiente di scabrezza di Manning adottato è di 0.045 $s/m^{1/3}$, ipotizzando in favore di sicurezza la presenza massi di media pezzatura sia sul fondo alveo che sulle pareti laterali.

Con le ipotesi precedentemente illustrate sono state condotte due analisi. La prima considera il normale funzionamento dell'opera con le luci libere, la seconda ipotizza l'ostruzione delle luci a causa dei materiali in arrivo.

Nella ***Figura 2.10*** si riporta il profilo di moto permanente ottenuto nella condizione di progetto e nell'ipotesi di briglia libera.

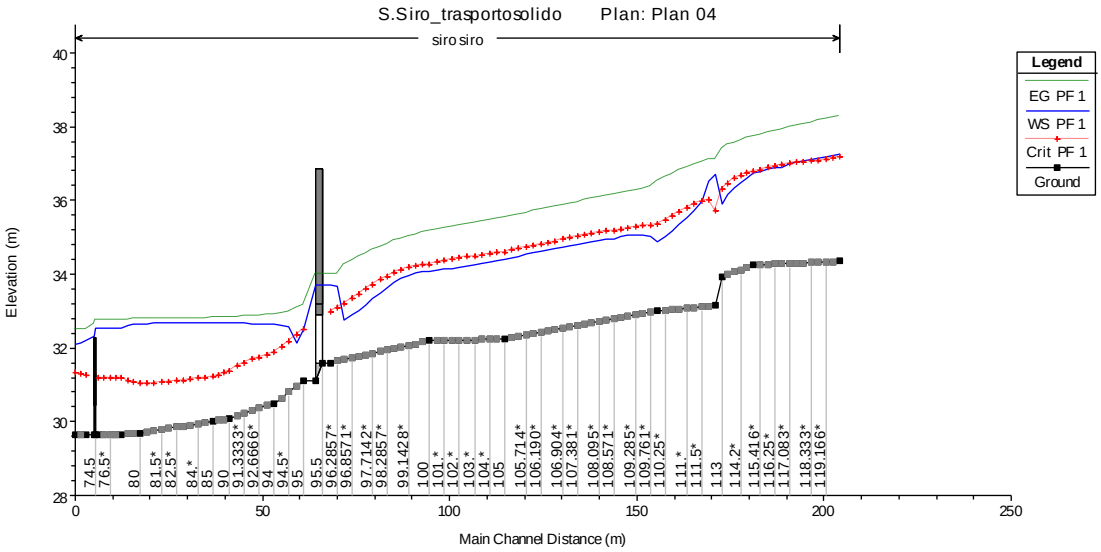


Figura 2.10 – Profilo nell'ipotesi di briglia libera

Dall'analisi del profilo appare evidente come la presenza della nuova traversa alteri sensibilmente il profilo della corrente. Da una condizione di moto rapido si passa infatti ad un profilo di rigurgito che porta la quota del pelo libero fino ad un massimo di circa 33.54 m s.m.m. necessaria per superare l'ostruzione offerta dalla briglia. L'aumento del tirante generato dall'opera causa inoltre una sensibile diminuzione della velocità, che passa da circa 3.3 m/s a 2.4 m/s.

Osservando inoltre la quote del pelo libero in corrispondenza della briglia (33.69 m s.m.m.) si può verificare come le barre (la cui sommità è posta a quota 34.00 m s.m.m.) siano in grado di bloccare il materiale flottante prima che esso possa entrare in galleria anche durante una piena con tempo di ritorno di 200 anni.

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

A valle dell'opera la corrente subisce un'ulteriore rallentamento arrivando a circa 1.4 m/s a causa sia dell'allargamento del fondo alveo (il cui letto arriva all'ampiezza di 20 m), che della presenza della briglia reticolare esistente.

La sistemazione progettata a monte dell'opera di sfioro risponde quindi sia all'esigenza di intercettare il materiale flottante attraverso la briglia in progetto, che di limitare il trasporto di fondo attraverso l'effetto della zona di calma posta tra la briglia in progetto e la briglia reticolare esistente.

In particolare, per quel che riguarda il trasporto solido, si rimanda alla relazione specialistica allegata al progetto "Relazione Analisi Trasporto Solido" (Elaborato ID-R04).

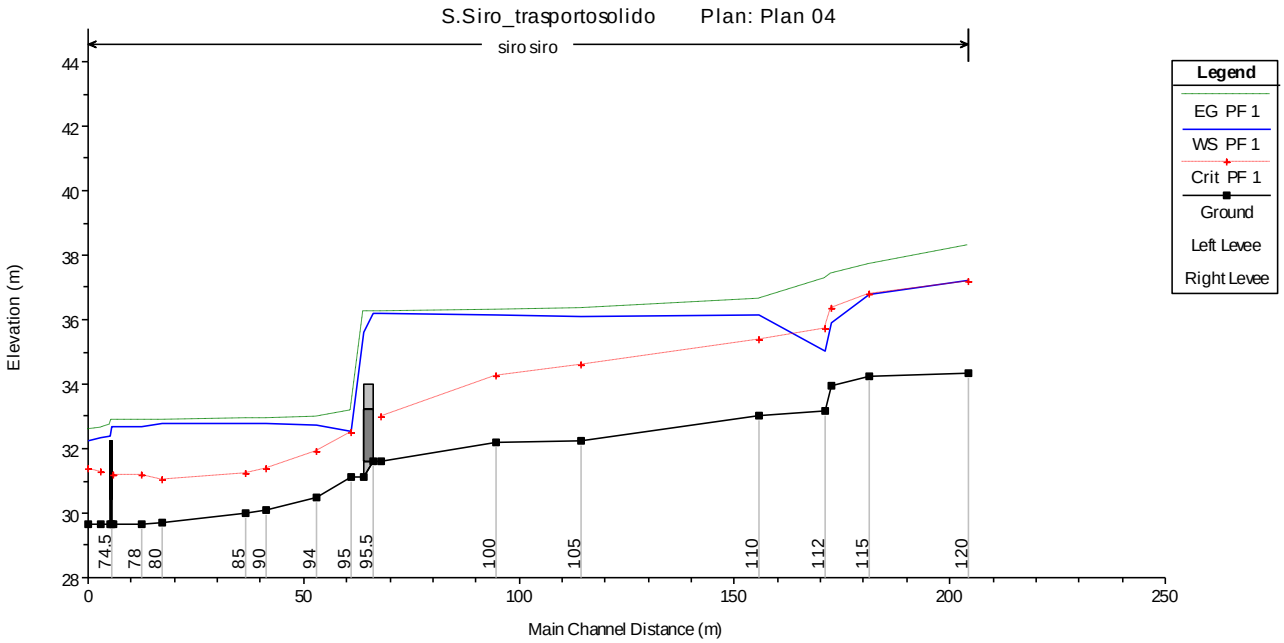


Figura 2.11 – Profilo nell'ipotesi di briglia interrita

Nella ***Figura 2.11*** si riporta il profilo simulato nella condizione di briglia completamente interrita a monte. Tale condizione, pur essendo un'ipotesi limite difficilmente verificabile anche sulla base dei risultati riportati nella relazione di analisi del trasporto solido, viene comunque studiata per verificare che la briglia non produca esondazioni nell'ipotesi che tutta la portata in arrivo sia costretta a sfiorare sulla gaveta. In questo caso la corrente supera l'opera passando in condizione idraulica critica e a monte si instaura un profilo di rigurgito che mantiene la quota dell'acqua attorno ai 36.17 m s.m.m.m. Da tale considerazione si deduce quindi che la strada di nuova costruzione, la cui quota è posta a 36.50 m, non verrà comunque interessata dagli eventi di piena con un tempo di ritorno inferiore o uguale ai 200 anni. E' inoltre scongiurato il pericolo di aggiramento laterale dell'opera dato che

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

l'altezza massima del pelo libero è comunque inferiore alla quota dei muri laterali di contenimento.

2.1.3 Zona di Deposito del Materiale Solido

Un problema da evitare in questo tipo di opere è quello che in occasione dei maggiori eventi di piena si abbia deposito di materiale solido in prossimità dell'opera di presa fino ad una quota prossima a quella di sfioro così da rendere possibile l'entrata di materiale solido anche di una certa dimensione (ghiaie) in galleria. Ciò provocherebbe infatti importanti fenomeni di deterioramento della galleria nonché possibili impatti nella zona di sbocco dell'opera a mare determinati dal deposito del materiale trasportato. Per far fronte a tali problemi è stata prevista una zona di deposito del materiale solido tra la briglia per la trattenuta del materiale flottante e la briglia selettiva reticolare paratronchi (esistente) posta a monte dell'opera di derivazione. Per favorire il deposito del materiale trasportato è stata creato un allargamento dell'alveo (fino ad una larghezza al fondo pari a circa 20 m) così da creare una zona di rallentamento della corrente (favorito anche dal rigurgito provocato dalla briglia presente a valle) e quindi il deposito del materiale trasportato dalla corrente.

Per la creazione della zona di deposito si è previsto di regolarizzare e abbassare il fondo dell'alveo di circa 1.5 m per una lunghezza pari a circa 25 m a valle della briglia in progetto fino a raccordarsi con il fondo esistente. Verrà anche demolita la sommità della briglia esistente indicata in ***Figura 2.12***.

Parte del materiale depositato durante la piena può venire movimentato successivamente nei periodi di morbida e defluire in maniera naturale verso valle. Per la rimozione del materiale a pezzatura maggiore si dovrà invece procedere a periodiche operazioni di manutenzione: il materiale asportato verrà utilizzato per ripascere le spiagge poste in prossimità alla foce del San Siro.

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it



Figura 2.12 – Vista verso monte dell'alveo del S.Siro in corrispondenza dell'opera di presa. È visibile la briglia reticolare e la briglia che verrà demolita. L'area verrà quindi allargata per creare la piazza di deposito del materiale solido

2.1.4 Muri di Sostegno e Opere di Completamento

Nello stato di fatto in prossimità della zona in cui è prevista la realizzazione dell'imbocco della galleria scolmatrice le sponde del torrente sono particolarmente scoscese (con pendenze superiori a 35°) e caratterizzate da una condizione di versante in equilibrio limite o in squilibrio latente che coinvolge la coltre superficiale incoerente e porzione di substrato allentato o detritizzato.

Al fine di garantire un corretto funzionamento della galleria scolmatrice in progetto è emersa la necessità da un lato di far depositare a monte dell'imbocco il materiale trasportato durante le piene, allargando il letto del torrente S. Siro fino a circa 20 m, e dall'altro di garantire una costante manutenzione dell'alveo attraverso idonee rampe di accesso.

Le sponde del torrente San Siro saranno quindi realizzate utilizzando muri di sostegno in calcestruzzo armato rivestiti in massi che avranno la funzione di

- confinare e proteggere l'alveo del torrente;

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

- sostenere le strade sterrate su cui dovranno transitare i mezzi si in fase di realizzazione delle opere che per la loro manutenzione;

- garantire nel tempo la resistenza all'abrasione causata dalla portata liquida e solida, nonché un basso impatto ambientale.

Al disopra della quota del pelo libero si è invece prevista la stabilizzazione dei pendii attraverso la realizzazione di opere di ingegneria naturalistica che consentono di diminuire l'impatto ambientale e i costi garantendo comunque l'efficacia dell'intervento.

La sistemazione è stata progettata utilizzando la tecnica della palificata viva di sostegno a doppia parete (***Figura 2.13***). Questa tipologia di opere è una struttura autoportante normalmente utilizzata in casi analoghi ed ha una funzione di sostegno, contenimento al piede e consolidamento strutturale del pendio. Questa struttura svolge una efficace azione in quanto:

- sopporta piccoli assestamenti del terreno;

- non necessita di una struttura di fondazione;

- può essere messe in opera a varie quote del versante anche su pendii di difficile accesso;

- è generalmente molto leggera;

- consente numerose varianti costruttive al fine di migliorare le funzioni drenanti e consolidanti;

- si inserisce in modo ottimale nell'ambiente, con particolare riferimento alle aree rurali e montane e laddove si debbano comunque risolvere problemi di consolidamento dei terreni, ottenendo al tempo stesso i migliori risultati in termini naturalistici e paesaggistici.

Lo spessore della struttura è pari a 2.20 m per un'altezza pari a 2.70 m. I materiali impiegati per la costruzione sono pali di legno di castagno, scortecciati e di diametro compreso tra 18 –22 cm. È previsto un ancoraggio mediante piloti in acciaio (profilati a T di lunghezza pari a 4 m) infissi per 2.5 m anteriormente al paramento di monte, ad un interasse di 1 m. Il materiale di riempimento può essere quello derivante dagli scavi, eventualmente con aggiunta di ciottolame per migliorare le condizioni di drenaggio o massa specifica.

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it



Figura 2.13 – Comune Salbertrand (TO) Palificata di sostegno a doppia parete impiegata nel consolidamento della scarpata di valle di una pista forestale

In destra idraulica a monte della briglia paratronchi, infine, è stata prevista la realizzazione di una scogliera con massi da 10-15 kN di peso per la stabilizzazione della scarpata di sostegno della rampa che scende in alveo a monte dell'opera. Tale scelta mette in sicurezza la rampa e contemporaneamente evita l'utilizzo di calcestruzzo con risparmio di costi e diminuzione dell'impatto ambientale.

Al fine di garantire la possibilità di eseguire una costante manutenzione dell'alveo sono state previste due rampe che consentano l'accesso all'alveo a monte e a valle dell'opera di intercettazione del materiale galleggiante dalla strada sterrata che costeggia il torrente. Tali rampe, di larghezza pari a 3.5 m, sono state progettate in modo da garantire il transito in sicurezza dei mezzi per raggiungere l'alveo del morene e poter eseguire le operazioni di manutenzione.

2.2 OPERA DI PRESA SUL TORRENTE MAGISTRATO

L'opera di presa sul torrente Magistrato (Figura 2.14) è costituita dai seguenti elementi:

- sbarramento di regolazione sul torrente Magistrato per il controllo della portata verso valle e il sostegno della quota del pelo libero in corrispondenza dello sfioratore laterale;

- sfioratore laterale in destra e vasca di gronda per convogliare l'acqua al pozzo di raccordo con la galleria idraulica;

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

- briglia selettiva per la trattenuta dei corpi galleggianti;
- zona di deposito del materiale litoide;
- opere di completamento quali muri di sostegno, rampe di accesso all'alveo per l'espletamento delle attività di manutenzione.

Nei paragrafi seguenti vengono descritti nel dettaglio i diversi elementi costituenti l'opera di presa.

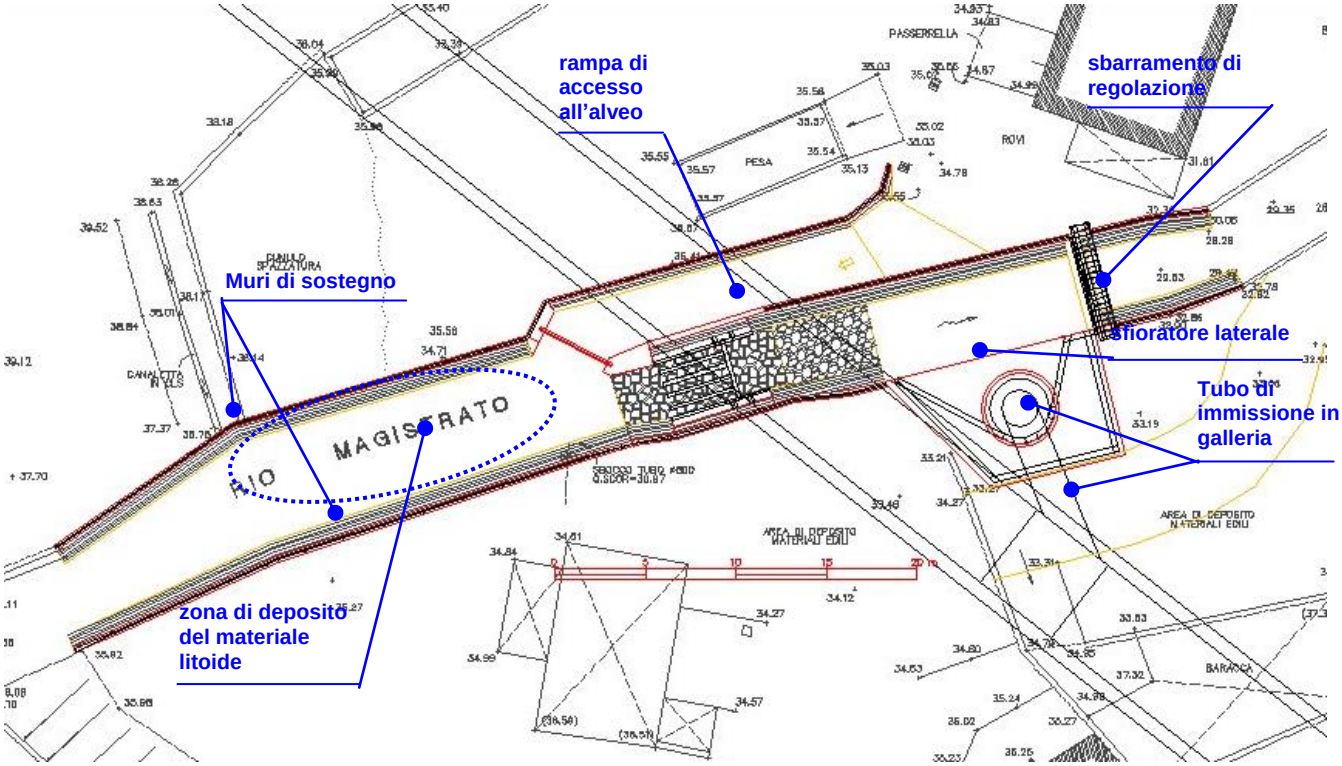


Figura 2.14 – Opera di presa sul torrente Magistrato

2.2.1 Sbarramento di Regolazione e Sfioratore Laterale

E' stato previsto di limitare la portata in alveo nel Magistrato mediante un manufatto di controllo trasversale al corso d'acqua dotato di una luce sul fondo (bocca tarata) e di scolmare le portate in eccesso nella galleria sottostante attraverso uno sfioratore laterale che convoglia l'acqua in un tubo d'acciaio e quindi in galleria. Per valori della portata in arrivo inferiori alla portata limite di entrata in funzione dello sfioratore tutta la portata passa attraverso il manufatto di controllo e prosegue a valle

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

nel torrente Magistrato, mentre per valori di portata maggiori, il pelo libero dell'acqua a monte del manufatto aumenta così da permettere l'entrata in funzione dello sfioratore laterale.

In maniera analoga a quanto osservato per l'opera di presa sul torrente S. Siro il dimensionamento della bocca tarata (larghezza-altezza), e dello sfioratore laterale (altezza del coronamento, lunghezza) deve tener conto oltre che dei valori delle portate che si vuole far transitare a valle delle opere, anche dell'obiettivo di limitare la frequenza di entrata in funzione dell'opera ai soli eventi critici, e di rispettare i vincoli imposti dallo stato dei luoghi (e in particolare dalla disponibilità di spazi), nonché dai costi delle opere in progetto.

L'opera prevede una luce libera, posta sul fondo del manufatto limitatore, di 1 m di larghezza e 0.5 m di altezza, e uno sfioratore laterale di lunghezza pari a 9.5 m e altezza del petto pari a 1.40 m sul fondo alveo.

Sulla base di tali dimensioni è stata determinata la scala delle portate del manufatto regolatore indicata in Figura 2.15 dove sono stati evidenziati il punto che corrisponde all'entrata in funzione dello sfioratore (Q=1.45 m³/s, h=1.40 m) e quello relativo alla portata che si vuole far defluire a valle per l'evento di progetto per Tr=200 anni (Q=1.96 m³/s, h=2.37 m).

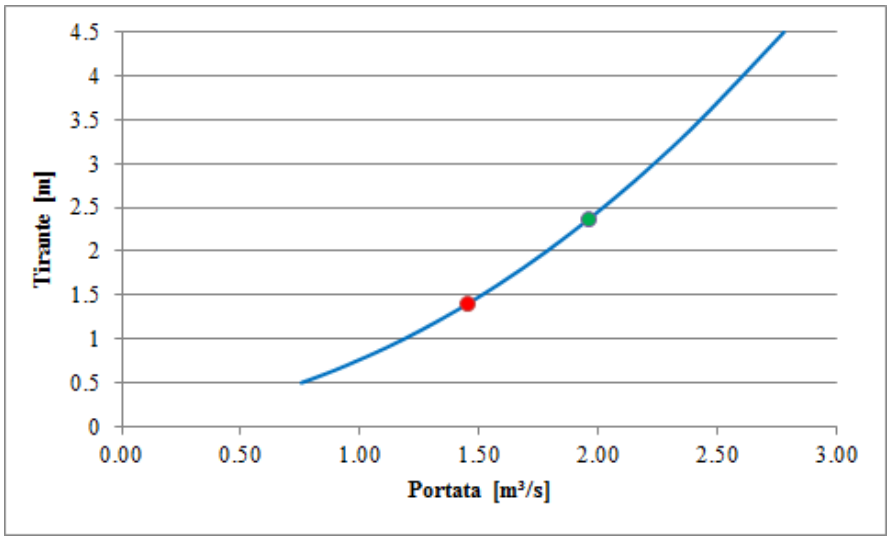


Figura 2.15: Scala delle portate per la luce sottobattente dell'opera di regolazione sul torrente S. Siro: sono evidenziati i punti di entrata in funzione dello sfioratore (in rosso, Q=1.45 m³/s, h=1.40 m) e i valori per Tr=200 anni (in verde, Q=1.96 m³/s, h=2.37 m)

La verifica dello sfioratore laterale e in particolare il calcolo idraulico per l'integrazione del profilo della corrente è stato eseguito come descritto al paragrafo relativo allo sfioratore sul torrente S. Siro. Anche in questo caso sono state studiate due condizioni differenti di funzionamento per l'evento di progetto di tempo di ritorno pari a 200 anni.

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

Una prima ipotesi è quella di normale funzionamento della manufatto limitatore (caso A) mentre una seconda ipotesi è quella che, per effetto del materiale trasportato dalla piena, la luce di fondo del manufatto a valle dello sfioratore risulti completamente ostruita (caso B).

I risultati ottenuti sono riportati in Figura 2.16 e in Tabella 2.2.

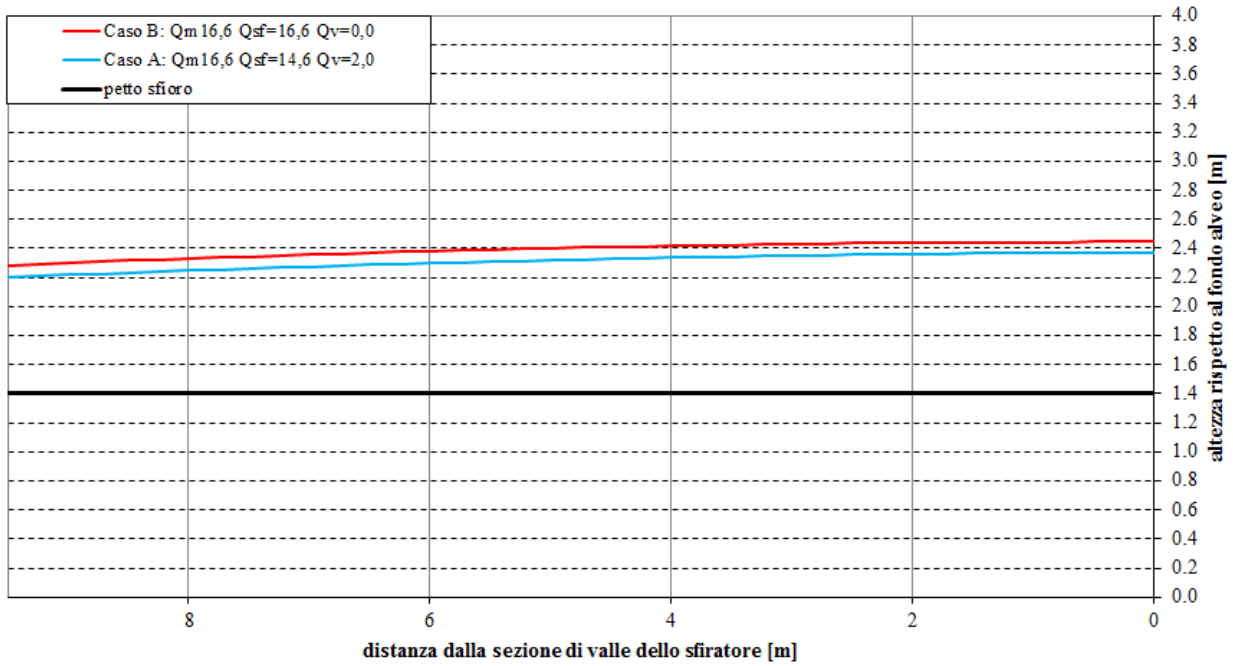


Figura 2.16: Opera di presa sul torrente Magistrato: profilo della corrente in corrispondenza dello sfioratore laterale per la portata con Tr pari a 200 anni, nel caso di bocca tarata a valle libera e ostruita

Tabella 2.2: Opera di presa sul Magistrato: grandezze idrauliche per la portata di picco con Tr 200 anni nel caso di bocca tarata a valle libera (caso A) e ostruita (caso B)

Grandezza	Unità di misura	Caso A	Caso B
Portata in arrivo	m³/s	16,6	
Portata a valle dello sfioratore	m³/s	1,96	1,96
Portata sfiorata	m³/s	14,64	14,64
altezza pelo libero in alveo, a valle dello sfioratore	m	2,37	2,37
altezza pelo libero in alveo, a monte dello sfioratore	m	2,20	2,20
quota fondo alveo	m s.m.m.	30,00	
quota pelo libero in alveo, a valle dello sfioratore	m s.m.m.	32,37	32,37
quota pelo libero in alveo, a monte dello sfioratore	m s.m.m.	32,20	32,20
quota petto sfioratore	m s.m.m.	31.40	

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

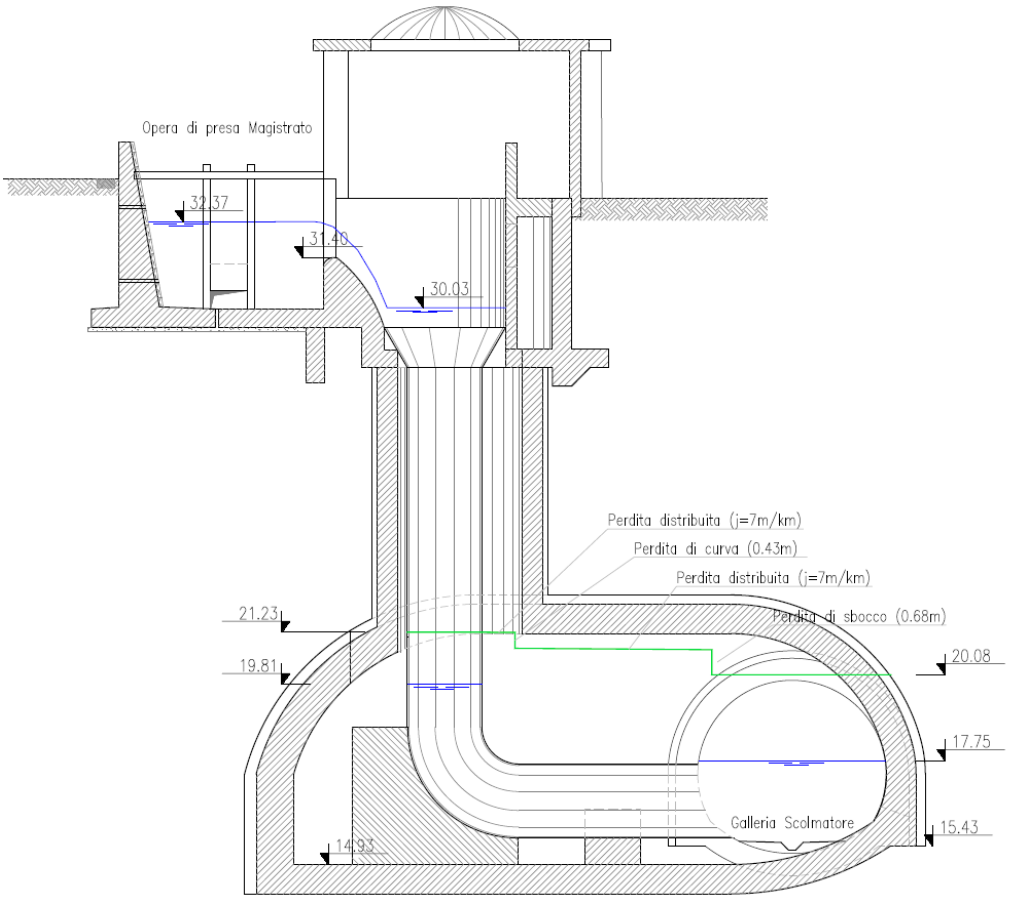


Figura 2.17 – Opera di presa sul torrente Magistrato: vista del manufatto di controllo della portata, dello sfioratore laterale e del pozzo di immissione in galleria

2.2.2 Pozzo di Presa e Tubo di Immissione in Galleria

Attraverso uno scivolo di raccordo le acque scolmate dallo sfioratore laterale sono convogliate verso una vasca dove è posto l'imbocco a calice del tubo d'acciaio verticale di diametro 2.0 m. Tale tubo, in acciaio a saldatura elicoidale e costituito di giunti a bicchiere saldati in opera, scende in un pozzo posto a lato della galleria fino alla quota di fondo della stessa e prosegue poi con andamento orizzontale fino a collegarsi con la galleria idraulica. Il sistema è stato progettato per minimizzare i fenomeni di rigurgito che potrebbero venire a crearsi in galleria a monte dell'immissione delle acque sfiorate dal Magistrato: la portata si immette in pressione in galleria con un angolo di 30° rispetto all'asse della stessa così da conservare buona parte della quantità di moto.

Sul fondo della galleria un gradino sagomato a scivolo, che inizia subito a monte dell'immissione dal tubo, accresce la spinta totale di monte minimizzando

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

ulteriormente gli eventuali sovralzi del pelo libero nel tratto che precede l'immissione della portata derivata dal torrente Magistrato.

Nella fascia superiore delle pareti di contenimento del calice di ingresso al condotto verticale sono previste delle aperture di troppo pieno in grado di scaricare nella galleria, attraverso il pozzo di accesso, la portata rifiutata dal condotto nell'eventualità di ostruzione parziale o totale. In quest'ultimo caso infatti l'intera portata di progetto sarebbe in grado di transitare attraverso tali finestrature (quota di sfioro a 31.15 m.s.m.m) con funzionamento a battente e con un rialzo nel Magistrato (33.23 m s.m.m.) comunque contenuto entro i muri d'alveo in progetto. Nella parte inferiore del tubo verticale, per agevolare la pulizia e lo sblocco dello stesso, è stato previsto un passo d'uomo a tenuta con diametro di ampiezza pari a 1.0 m.

Sulle pareti del pozzo verticale sono state poste delle scale per poter accedere alla galleria per operazioni di manutenzione.

2.2.2.1 Calice di Raccordo con il Tubo Verticale

Il dimensionamento idraulico della sezione di imbocco del tubo verticale si esegue, a seconda del carico, utilizzando la legge di efflusso da soglia sfiorante a pianta circolare o la legge di efflusso da luce sotto battente (***Figura 2.18***).

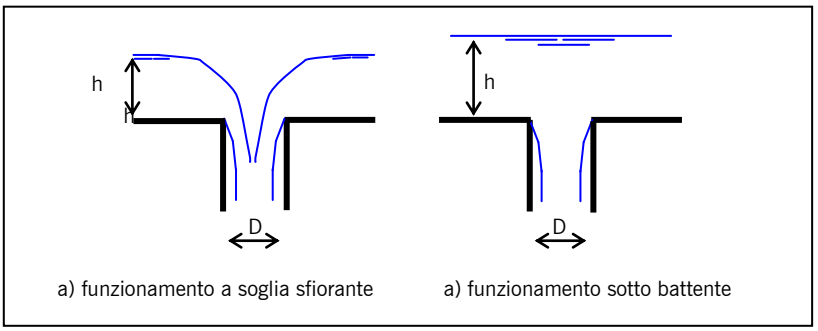


Figura 2.18 – Opera di presa sul torrente Magistrato: schema del moto in corrispondenza dell'imbocco del tubo verticale

Detto h il carico sulla soglia all'imbocco, la portata Q è:

$$Q = C_q \cdot h \cdot \pi \cdot D\sqrt{2gh}$$

nel caso di funzionamento a soglia sfiorante di diametro D con Cq pari a circa 0.35 e

$$Q = C_q \cdot A \cdot \sqrt{2gh}$$

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

nel caso di funzionamento sotto battente, con Cq pari a circa 0.6, e con h riferito prudentemente alla soglia sfiorante in luogo di quello riferito alla sezione contratta.

L'andamento del carico h al variare della portata sfiorata per un tubo di diametro 2 m è mostrato nel grafico di ***Figura 2.19***: il passaggio da funzionamento a soglia sfiorante a quello sottobattente si ha per portate pari a circa 13 m³/s. Si può notare inoltre che l'immissione della portata di progetto (16.6 m³/s) avviene con un carico di circa 4 m. Poiché tale valore non è compatibile con le quote disponibili si è scelto di raccordare ad imbuto il primo tratto del tubo.

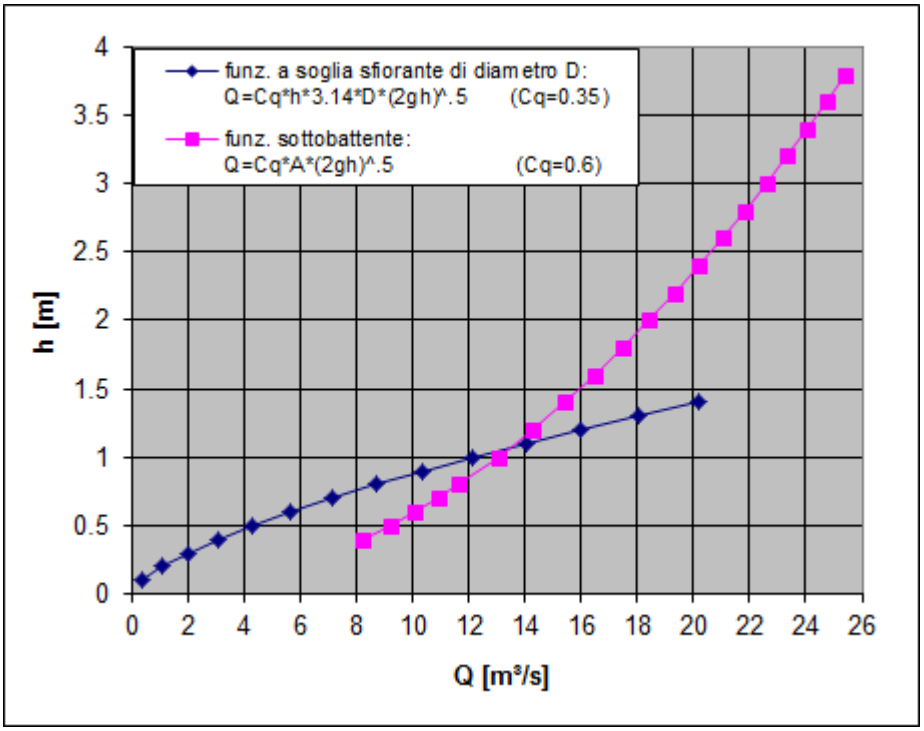


Figura 2.19 – Portata in ingresso e carico sulla soglia per un tubo di diametro 2 m

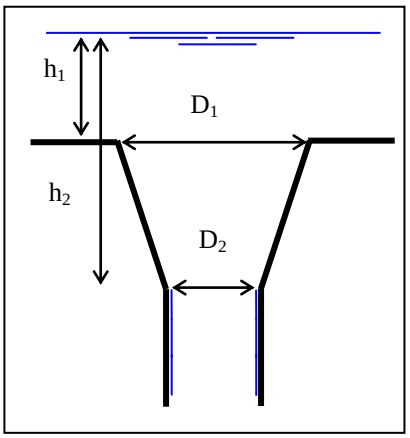


Figura 2.20 – Opera di presa sul Magistrato: schema del raccordo ad imbuto del tubo verticale

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

In questo caso, con riferimento allo schema di ***Figura 2.20***, la portata che entra nel tubo di diametro D_2 è controllata dal carico h_2 mentre la portata che entra nell'imbuto di diametro D_1 è controllata dall'altezza h_1. Per il dimensionamento si è quindi posto:

$$C_{q1} \cdot \pi \cdot \frac{D_1^2}{4} \sqrt{2gh_1} = C_{q2} \cdot \pi \cdot \frac{D_2^2}{4} \sqrt{2gh_2}$$

Assumendo la sezione di diametro D_2 (pari a 2 m) come sezione contratta di quella di diametro D_1 e posto C_{q1} pari a 0.61 e C_{q2} pari a 1 si ottiene un valore del diametro D_1 pari a 3.28 m. Per la portata di progetto (16.6 m³/s) si ottiene un'altezza del carico h_1 pari a 0.53 m e del carico h_2 pari a 1.43 m con una lunghezza del raccordo di conseguenza pari a 1.09 m.

La verifica delle condizioni di moto nella tubazione a valle dello sfioratore a calice è stata condotta applicando le equazioni di Bernoulli. Le caratteristiche idrauliche della corrente in pressione sono state ottenute partendo dal livello della corrente nella galleria, a valle della confluenza e sommando le perdite di carico distribuite e le perdite concentrate. La massima perdita di carico totale, necessaria alla portata di sfioro per riuscire ad immettersi nella galleria, è di circa 1 m (***Figura 2.21***).

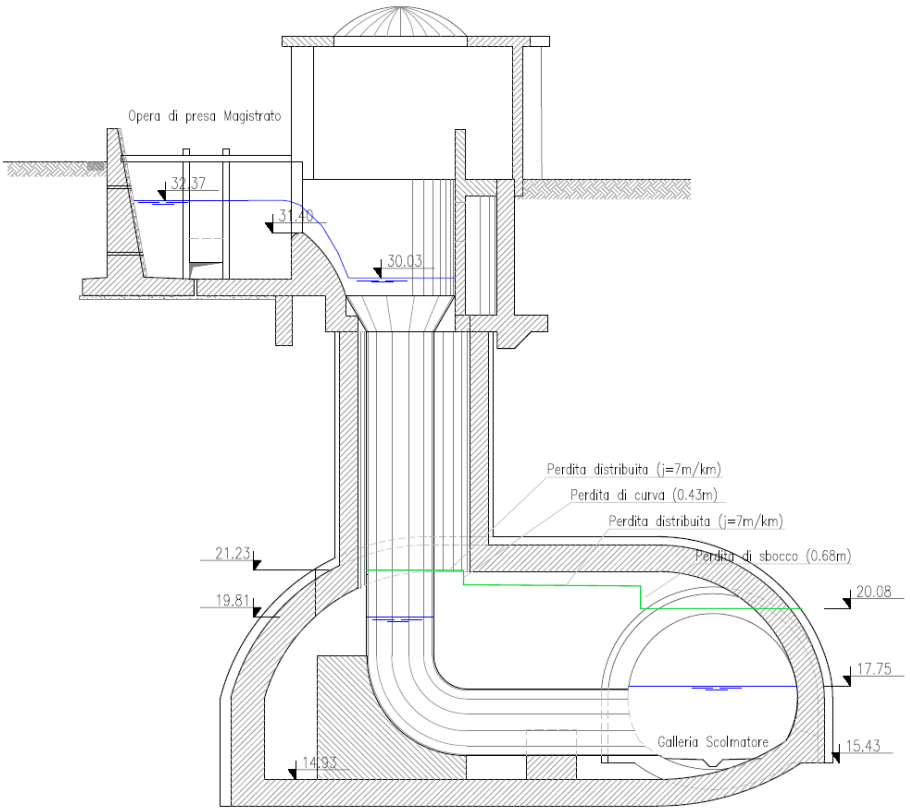


Figura 2.21 – Opera di presa sul Magistrato: profilo della linea dell'energia per la portata Q (Tr200 anni)=16.6 m/s

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

Per ovviare a fenomeni di funzionamento intermittente del imbocco a causa della depressione che verrebbe a crearsi tra l'imbuto e la sezione di rigurgito della corrente immessa in galleria è stato previsto un tubo di aerazione. Tale tubo in acciaio di diametro 20 cm si immette nel condotto principale a quota 24.00 m s.m.m.

2.2.2.2 Confluenza

Il dimensionamento della confluenza delle portate immesse in galleria attraverso il pozzo di immissione del Fosso Magistrato è stato effettuato attraverso l'applicazione dell'equazione globale dell'equilibrio dinamico al volume di fluido in movimento, lungo la direzione del moto della corrente fluida. In particolare sulla base di tale calcolo è stato possibile calcolare il salto tra la sezione della galleria a monte e a valle della confluenza e l'angolo di confluenza delle portate del Magistrato al fine di evitare un profilo di rigurgito del tratto di galleria a monte della confluenza.

Le portate con cui sono state svolte le verifiche idrauliche sono quelle relative alla situazione più gravosa e cioè di massima portata di progetto scolmata sia dal S.Siro (59.4 m³/s) sia dal torrente Magistrato (16.6 m³/s), ed imponendo l'altezza critica nella sezione della galleria a valle della confluenza (3.32 m).

Il volume di controllo interessato dalla trattazione (***Figura 2.22***) è delimitato dalle pareti del manufatto e dalle sezioni trasversali rispettivamente a monte ed a valle della confluenza.

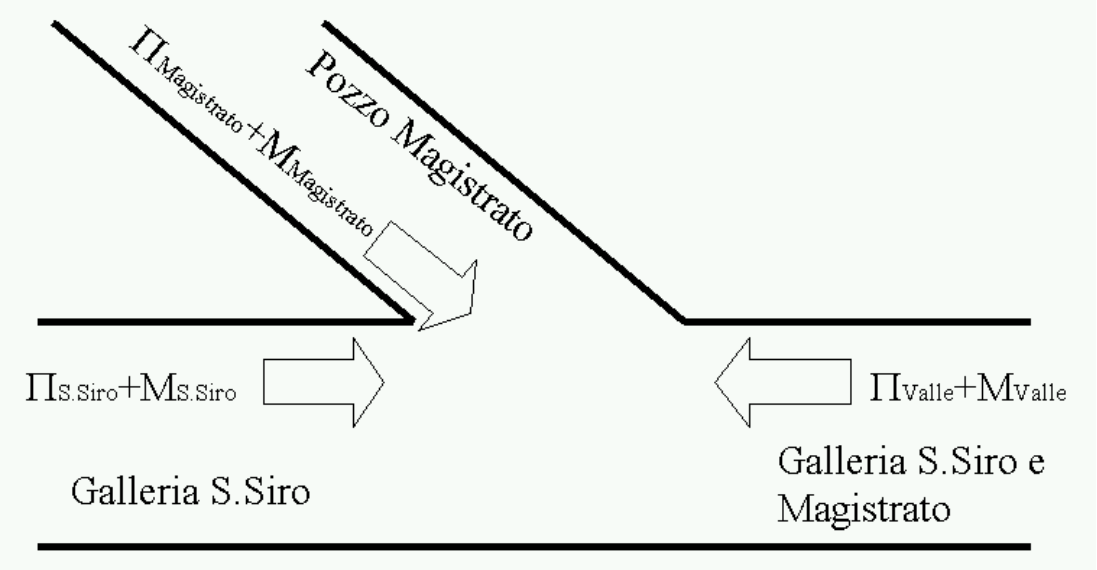


Figura 2.22 – Confluenza in galleria delle portate scolmate dal torrente Magistrato: schema volume di controllo

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

L'analisi è condotta in condizioni di moto permanente cosicché il termine delle inerzie locali assume valore nullo; inoltre la componente del peso del fluido contenuto nel volume di controllo lungo la direzione della corrente e le resistenze al moto sono da trascurarsi nel bilancio in quanto di piccolo valore e di verso contrario tra loro.

In tale ipotesi l'equazione risolvente lungo la direzione del moto diventa:

$$\Pi_{\text{valle}} + \text{M}_{\text{valle}} = \Pi_{\text{SSiro}} + \text{M}_{\text{SSiro}} + \Pi_{\text{Mgistrato}}\, cos(\alpha) + \text{M}_{\text{Magistrato}}\, cos(\alpha)$$

essendo α l'angolo di immissione del Fosso Magistrato rispetto all'asse della galleria. Tale angolo, pari a 30°, è stato ridotto al minimo consentito dai vincoli costruttivi, in modo da poter utilizzare il massimo contributo della spinta della corrente in arrivo dal Magistrato. Infatti tale contributo sarebbe pari alla spinta totale della corrente proveniente dal Magistrato se l'angolo fosse nullo, mentre per un ipotetico angolo di immissione di 90° la spinta della corrente sfiorata dal Magistrato avrebbe un contributo nullo in direzione dall'asse della galleria; in tale caso l'equilibrio delle spinte a monte e a valle della confluenza verrebbe ottenuto con il rigurgito della corrente del tratto di monte che passerebbe in condizioni di corrente lenta e si incollerebbe al tetto della galleria.

Si considera la spinta totale della corrente di valle $\Pi_{valle} + \text{M}_{valle}$ con una portata transitante di Q = 76 m^3/s con l'altezza pari all'altezza critica *k*=3.32 m essendo il canale in progetto a forte pendenza per tale portata, a tale altezza corrisponde, per la sezione di interesse, una area A=15.92 m².

Assumendo una distribuzione idrostatica delle pressioni, la spinta Π_{valle} diventa:

$$\Pi_{valle} = \gamma \cdot h_g \cdot A = 9806\left(\frac{N}{m^3}\right)\cdot 1.66(m)\cdot 14.57\left(m^2\right) = 237'096\ N$$

La quantità di moto M_{valle}della massa fluida che attraversa nell'unità di tempo la sezione A è :

$$\text{M}_{valle} = \rho \cdot \frac{Q^2}{A} = 1000\left(\frac{Kg}{m^3}\right)\cdot \frac{\left[76.0\left(\frac{m^3}{s}\right)\right]^2}{14.57\left(m^2\right)} = 396'311\ N$$

La spinta totale della corrente a valle dell'immissione risulta pari a $\Pi_{valle} + \text{M}_{valle} = 633'408\ N$

In modo analogo sono state calcolate le spinte totali della corrente in corrispondenza della sezione terminale della galleria nel tratto di monte e della condotta di

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

immissione del Fosso Magistrato, considerando per la galleria di monte come riferimento l'altezza di moto uniforme h = 2.32 m che si instaura immediatamente a monte del salto sul ramo proveniente dal San Siro, essendo tale tratto per le portate di riferimento in corrente veloce. Per poter utilizzare la spinta del Fosso Magistrato, l'immissione avviene sottobattente con la quota di fondo della tubazione in acciaio allineata alla quota di fondo della galleria di valle.

Imponendo la risoluzione dell'equazione dell'equilibrio globale nella direzione del moto si ottiene un'equazione in un'unica incognita, Δz, che corrisponde al salto a monte della confluenza.

Tale valore corrisponde al salto minimo tra il fondo del ramo in arrivo della galleria del San Siro rispetto al fondo del canale ricevente a valle della confluenza affinché la spinta delle correnti a monte siano maggiori di quelle a valle.

La risoluzione dell'equazione mostra che Δz è pari a pochi centimetri; nell'ipotesi estremamente cautelativa di trascurare la spinta della portata scolmata dal Fosso Magistrato, è invece pari a 1.20 m.

Date le incertezze del calcolo che trascura tutti gli effetti dissipativi della corrente, si è deciso in questa fase di progettazione, di assumere come salto 0.60 m tra il primo tratto di galleria ed il secondo, pari alla media dei due valori suddetti. Approfondimenti ulteriori dovranno essere condotti sul modello fisico di questo manufatto nella successiva fase di progettazione esecutiva.

2.2.3 Briglia per la Trattenuta dei Materiali Galleggianti

Il trasporto flottante, come nel caso dell'opera di presa del torrente S. Siro, è controllato tramite una briglia aperta a paramento inclinato che, come è già stato ricordato, risulta particolarmente adatta a svolgere tale funzione, presentando nel contempo minori rischi di ostruzione ed interrimento. La briglia è realizzata mediante due spalle laterali in calcestruzzo larghe 0.50 m e da una serie di travi in acciaio inclinate di 30° sull'orizzontale che coprono complessivamente una larghezza di 3.10 m. Tali travi, costituite da elementi profilati in acciaio di sezione quadrangolare di lato 20 cm e spessore 10 mm. Le travi sono asportabili per eventuali riparazioni o sostituzioni: sono incernierate alla base mediante un apposito giunto annegato nel calcestruzzo e poggiano in sommità su una barra orizzontale delle medesime caratteristiche. Sopra la barra orizzontale di appoggio è presente un'analoga barra orizzontale con lo scopo di bloccare il materiale flottante che tende sollevarsi per effetto delle barre inclinate. Un taglione che si approfondisce di 1.20 m rispetto al piano di fondazione della platea a valle, con spessore di 1 m, è posto a presidio ai fenomeni di scalzamento e scorrimento.

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

Il fondo della briglia è rivestito da massi annegati nel getto per assicurarne la durabilità.

Al fine poi di evitare il verificarsi di intensi fenomeni erosivi o di rapido deperimento del rivestimento in calcestruzzo in corrispondenza del salto dell'acqua, si è protetto il fondo alveo per una lunghezza di oltre 5 m con un rivestimento a massi di adeguata pezzatura e peso (diametro medio superiore a 20 cm, perso tra i 5 ed i 10 kN) posati su geotessuto. Si tratta di una protezione di tipo flessibile in grado cioè di potersi adattare ai cedimenti e agli assestamenti del fondo e a possibili scavi a valle della platea. Tali adattamenti lascerebbero comunque integre le funzioni protettive della struttura, a differenza di una platea rigida dove potrebbero realizzarsi rotture strutturali. La zona riempita a massi è limitata longitudinalmente e a valle da delle traverse di contenimento in calcestruzzo. Tali traverse sono tra loro vincolata in maniera non rigida cosicché possano avvenire movimenti di assestamento senza indurre rotture.

Gli spigoli degli speroni in calcestruzzo sono riparati mediante dei profilati angolari in acciaio uniti alla struttura con zanche di ancoraggio, tali profilati hanno dimensioni 150x150mm, spessore 10mm.

I dettagli dimensionali sono riportati nell'elaborato cartografico OI-MA03 "Opera di Presa sul torrente Magistrato - Planimetria e Sezioni della Briglia per la Trattenuta del Materiale Flottante".

Il funzionamento idraulico della briglia è stato verificato per l'ipotesi di portata di piena duecentennale sia nel caso di deflusso libero che nell'ipotesi di completo interrimento del paramento di monte fino alla quota massima di gàveta fissata dalla più elevata della barre orizzontali.

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

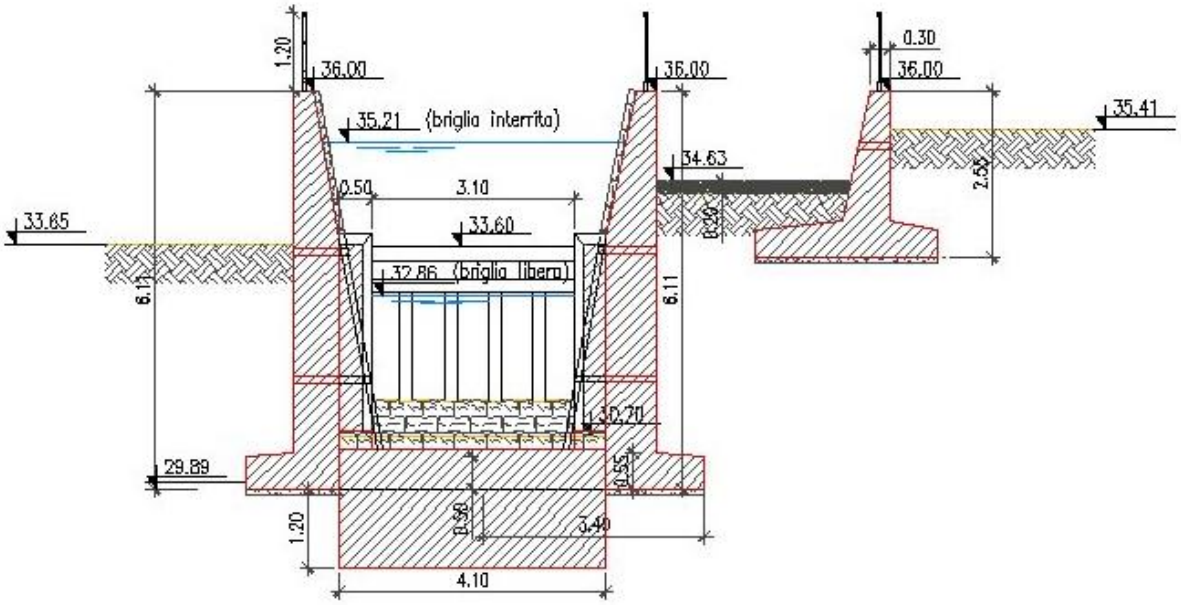


Figura 2.23 – Briglia per la trattenuta dei materiali galleggianti sul torrente Magistrato, prospetto da valle

E' stato messo a punto un modello matematico relativo al tratto del torrente interessato dal manufatto a mezzo del codice di simulazione monodimensionale *Hec-Ras* (Hydrologic Engineering Center, River Analysis System).

La ricostruzione dei profili idraulici è avvenuta nell'ipotesi di moto permanente determinando i parametri fisici che descrivono il deflusso all'interno di una sezione d'alveo secondo le assunzioni classiche del codice utilizzato:

- moto gradualmente vario tra due sezioni adiacenti;
- moto monodimensionale;
- perdite di fondo mediamente costanti fra due sezioni trasversali adiacenti;
- arginature e geometria del fondo fisse.

La portata di riferimento utilizzata, associabile ad un Tr=200 anni è di 16.6 m^3/s.

A monte si impone la quota idrica di moto uniforme, cioè con cadente energetica uguale alla pendenza di fondo attuale pari al 7.8%.

La schematizzazione del corso d'acqua, a valle del manufatto, arriva fino alla sezione corrispondente al limite di monte dello sfioratore laterale di immissione al pozzo descritto nel paragrafo 2.2.1; in tale sezione infatti è possibile imporre una quota del pelo libero pari a 32.33 m s.m.m. secondo i risultati del calcolo idraulico dello

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

sfioratore laterale. Tale quota risulta nell'ipotesi più cautelativa che lo sfioro laterale dell'intera portata in arrivo avvenga con una completa ostruzione della luce della traversa di regolazione posta a valle dello sfioratore.

I coefficienti di scabrezza di Manning adottati sono i seguenti:

- 0.035 s/m1/3 al fondo alveo, ipotizzando la presenza di materiale ghiaioso depositato sul rivestimento;
- 0.025 s/m1/3 sulle pareti laterali caratteristiche di un moro di sponda in calcestruzzo o rivestito dopo un certo grado di usura.

Nella ***Figura 2.25*** si riporta il profilo di moto permanente ottenuto nella condizione di progetto e nell'ipotesi di briglia libera.

Il risultato evidenzia il corretto funzionamento della briglia nel caso del manifestarsi di eventi piena: data la pendenza in gioco, la portata arriva dal torrente Magistrato in stato di corrente rapida, passando in lenta in corrispondenza all'allargamento effettuato nel tratto a monte della briglia. Si favorisce così il deposito del materiale grossolano trasportato che rischierebbe altrimenti di raggiungere l'imbocco dell'opera di presa posta a valle. La velocità della corrente tra le sezioni 80 e 70 risulta infatti ridursi a valori attorno ad 1 m/s.

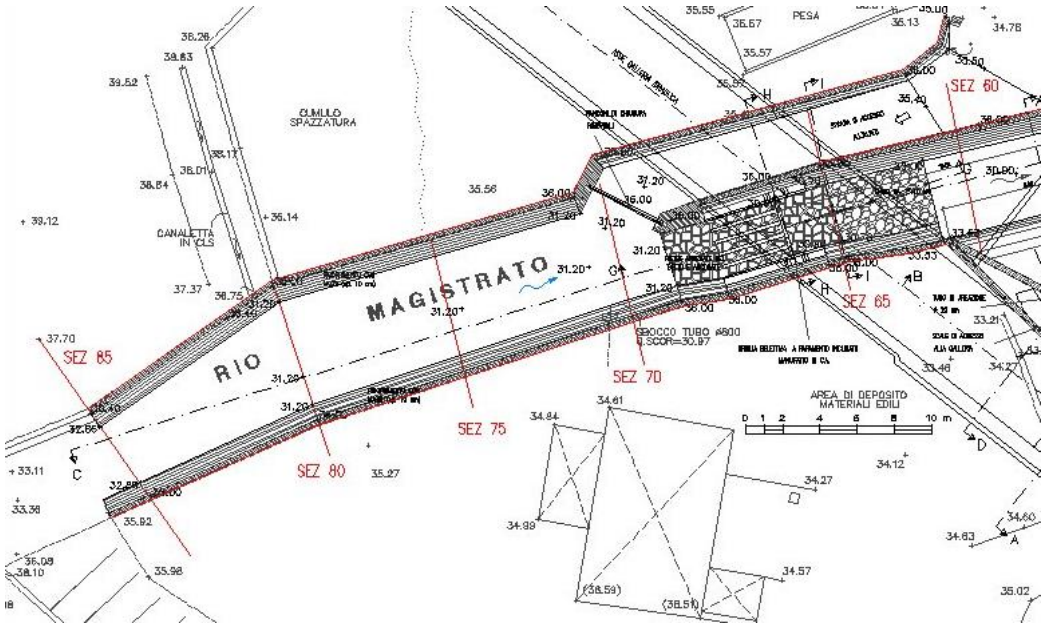


Figura 2.24 – Collocazione planimetrica delle sezioni inserite nella modellazione idraulica della briglia filtrante sul torrente Magistrato

In corrispondenza dell'opera, poi, si evidenzia un passaggio allo stato critico per effetto della riduzione della sezione utile dovuta al manufatto stesso. Nella sezione corrispondente alle barre orizzontali della briglia (con sommità a quota 33.60 m

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

s.m.m.) la quota idrica è di 32.86 m s.m.m., lasciando quindi sufficiente margine perché l'eventuale materiale vegetale galleggiante si arresti contro la barra rompitratta e non superi il manufatto.

L'imposizione della quota idraulica di valle forza poi la corrente a tornare allo stato lento prima di affrontare lo sfioro laterale, condizione questa verificata nel paragrafo relativo al manufatto laterale stesso cui si rimanda.

La ***Tabella 2.I*** riassume le grandezze significative risultati della simulazione con briglia libera, sezione per sezione.

Si riporta in ***Figura 2.26*** il profilo a moto permanente nel caso di briglia interrita. In tale circostanza lo stato di moto passa a corrente lenta a partire da una sezione più a monte a causa del profilo di rigurgito che si viene a creare per recuperare l'energia necessaria a superare l'ostacolo rappresentato dal manufatto, il passaggio in corrispondenza alla briglia continua ad avvenire in critica. La portata duecentennale presenta quote idrauliche più elevate sia in prossimità della briglia che nel tratto di monte. Secondo le intenzioni progettuali però, il franco non scende mai sotto i 30 cm, valore accettabile nel caso di corso d'acqua rivestito in calcestruzzo. E' inoltre scongiurato il pericolo di aggiramento laterale dell'opera dato che la lama massima è comunque inferiore alle quote massima dei muri laterali di contenimento. La ***Tabella 2.II*** riassume le grandezze significative risultanti dalla simulazione con briglia interrita.

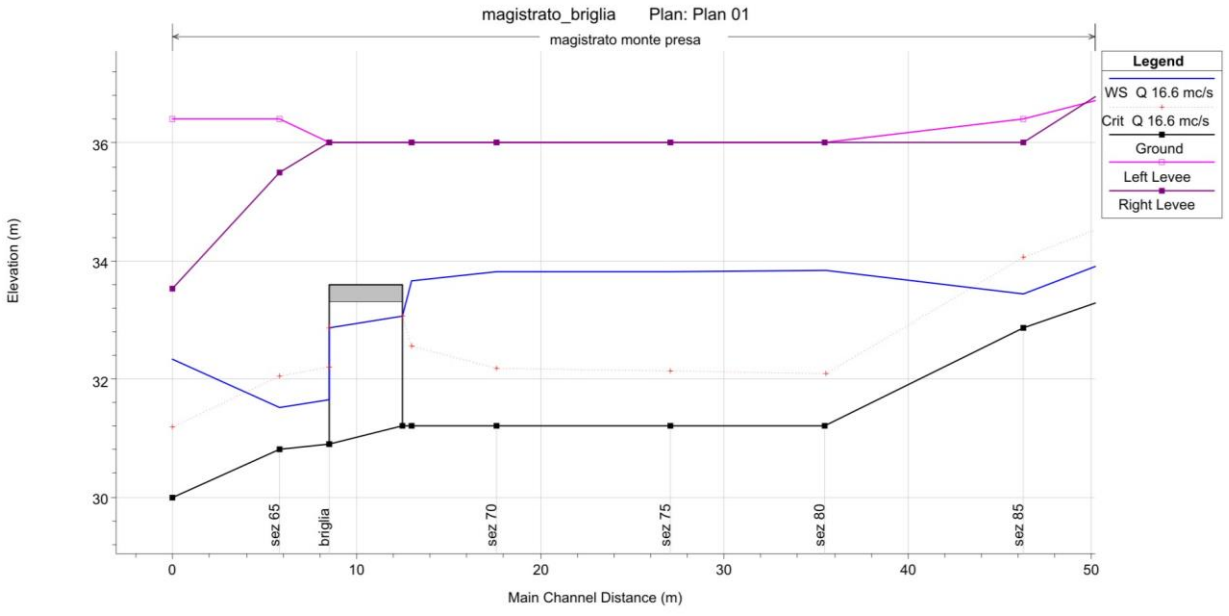


Figura 2.25 – Opera di presa sul Magistrato: profilo di moto permanente per Tr= 200 anni e briglia libera

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

Tabella 2.I – Opera di presa sul Magistrato: risultati del modello idraulico relativo alla briglia di trattenuta del materiale galleggiante nell'ipotesi che la stessa non sia ostruita

HEC-RAS Plan: libera River: magistrato Reach: monte presa Profile: Q 16.6 m³/s									
River Sta	Min Ch El	Levee El Left	Levee El Right	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	Vel Chnl	Top Width	Froude
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/s)	(m)	
90	34.87	37.87	39.6	35.65	36.27	37.88	6.76	4.08	2.48
85	32.86	36.4	36	33.44	34.06	36.04	7.17	4.58	3
80	31.2	36	36	33.84	32.1	33.89	1.01	7.3	0.2
75	31.2	36	36	33.83	32.14	33.89	1.09	6.91	0.21
70	31.2	36	36	33.82	32.18	33.88	1.15	6.55	0.22
69.5	31.2	36	36	33.67	32.55	33.87	1.98	4.11	0.4
Briglia									
68.3	30.9	36	36	31.64	32.21	33.68	6.33	3.99	2.34
65	30.8	36.4	35.5	31.52	32.06	33.45	6.17	4.22	2.32
61.1	30	36.4	33.53	32.33	31.18	32.48	1.72	4.9	0.36

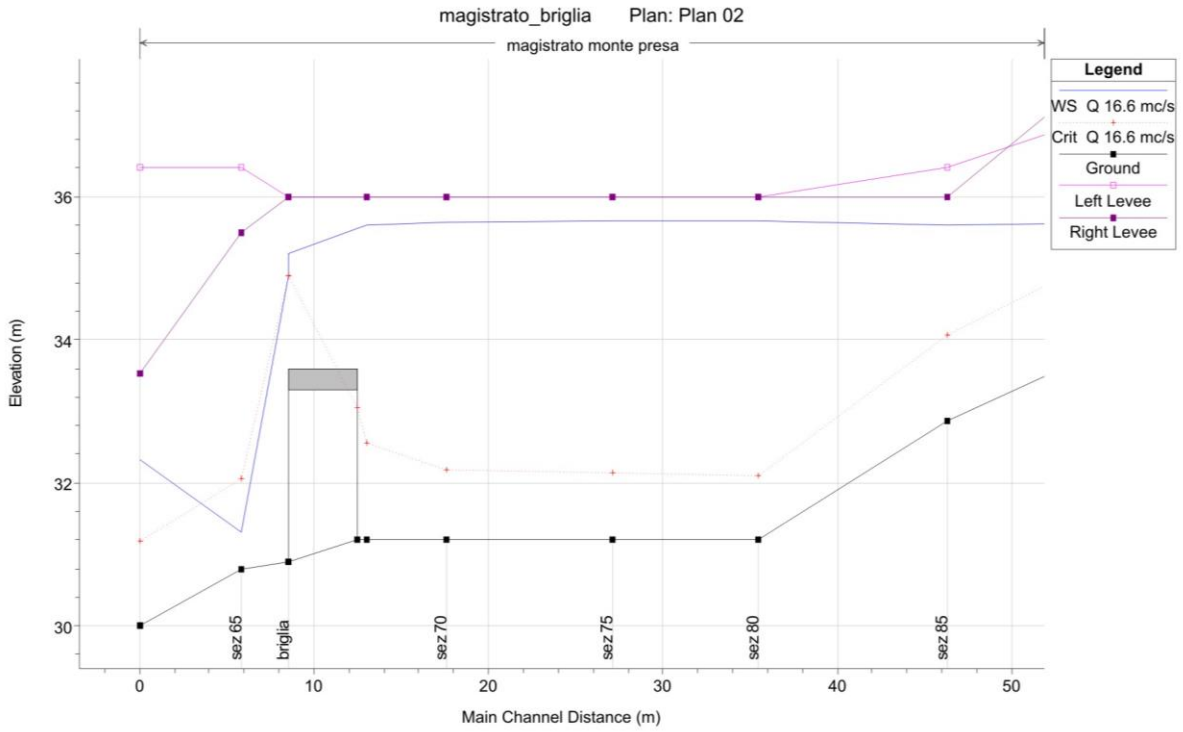


Figura 2.26 – Opera di presa sul Magistrato: profilo di moto permanente per Tr= 200 anni e briglia completamente interrita

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

Tabella 2.II – Opera di presa sul Magistrato: risultati del modello idraulico relativo alla briglia di trattenuta del materiale galleggiante nell'ipotesi di interrimento dell'opera

HEC-RAS Plan: interrita River: magistrato Reach: monte presa Profile: Q 16.6 m³/s									
River Sta	Min Ch El	Levee El Left	Levee El Right	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	Vel Chnl	Top Width	Froude
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/s)	(m)	
90	34.87	37.87	39.6	35.65	36.27	37.88	6.76	4.08	2.48
85	32.86	36.4	36	35.59	34.06	35.7	1.48	5.23	0.28
80	31.2	36	36	35.66	32.1	35.67	0.6	7.64	0.09
75	31.2	36	36	35.65	32.14	35.67	0.64	7.29	0.09
70	31.2	36	36	35.65	32.18	35.67	0.67	6.91	0.1
69.5	31.2	36	36	35.61	32.55	35.67	1.1	4.43	0.16
Briglia									
68.3	30.9	36	36	34.89	34.89	35.54	3.58	4.37	0.98
65	30.8	36.4	35.5	31.31	32.06	35.14	8.68	4.2	3.87
61.1	30	36.4	33.53	32.33	31.18	32.48	1.72	4.9	0.36

2.2.4 Zona di Deposito del Materiale Solido

Il tratto d'alveo di lunghezza pari a circa 18 m posto a monte della briglia per la trattenuta del materiale solido è stato allargato a 7.0 m (larghezza attuale 4.5 m). L'effetto combinato dell'aumento di sezione e del rigurgito provocato dalla briglia a valle ha lo scopo di rallentare la corrente così da favorire il deposito del materiale solido di una certa dimensione (ghiaie). In tal maniera si evita che tale materiale possa entrare nel condotto verticale a valle dello sfioro laterale o in galleria con rischi di ostruzione o danneggiamento.

Parte del materiale depositato durante la piena può venire movimentato successivamente nei periodi di morbida e defluire in maniera naturale verso valle. Per la rimozione del materiale a pezzatura maggiore si dovrà invece procedere a periodiche operazioni di manutenzione: il materiale asportato potrà venire utilizzato per ripascere le spiagge poste in prossimità della foce del Magistrato. Per poter procedere alle operazioni di manutenzione è stata quindi prevista una strada di accesso in sinistra che permette ai mezzi di raggiungere l'alveo a monte della briglia paratronchi. L'accesso alla zona d'alveo a valle della briglia è garantito dalla possibilità di rimuovere le travi in acciaio della briglia stessa.

Per evitare che in caso di piena il sovralzo dovuto alla briglia risalga lungo la rampa l'accesso alla stessa sarà presidiato da panconi rimuovibili con quota in sommità pari a quella del muro di sostegno (36.40 m).

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

2.2.5 Muri di Sponda

L'intervento sul torrente Magistrato prevede il rifacimento e l'innalzamento fino a circa 6 m di altezza dei muri spondali esistenti. Tali muri saranno realizzati in calcestruzzo armato con rivestimento in pietrame con la funzione di garantire nel tempo la resistenza all'abrasione causata dalla portata liquida e solida, nonché un ridotto impatto ambientale.

2.3 OPERA DI SBOCCO A MARE

Al piede dello sbocco della galleria viene realizzata un'opera di protezione prevalentemente posta sotto il livello del mare. L'opera sporgerà dal medio mare di circa 0.6 metri. Tale opera avrà il duplice obiettivo di proteggere la galleria dai fenomeni di erosione durante le mareggiate e di dissipare l'energia della corrente scolmata dalla galleria.

L'opera (***Figura 2.27*** e ***Figura 2.28***), è costituita da:

- una platea in calcestruzzo a pianta trapezia di ingombro pari a 30 m² circa con denti sporgenti posti sotto il livello del mare;
- due pennelli laterali in massi naturali di II categoria (1-3 t).

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

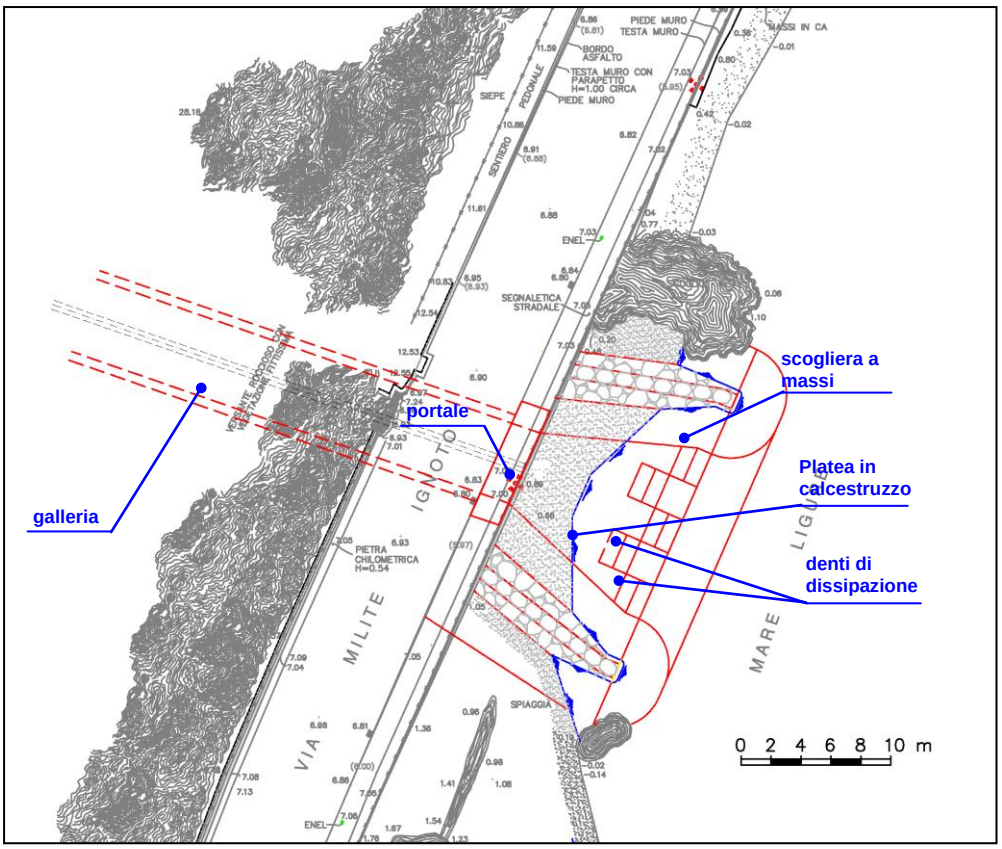


Figura 2.27 – Opera di sbocco: planimetria

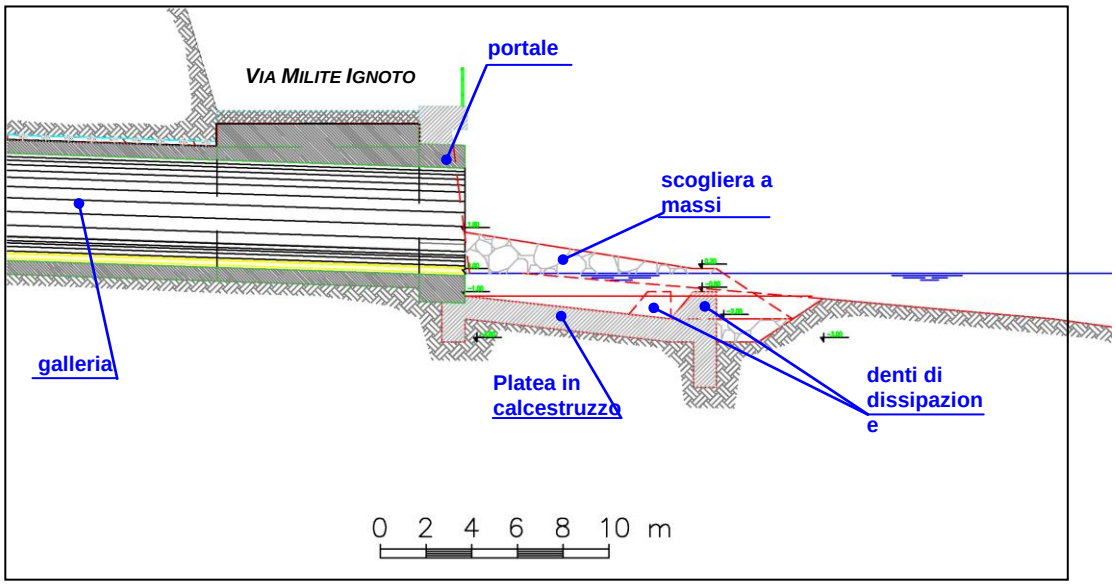


Figura 2.28 – Opera di sbocco: sezione longitudinale

La platea in calcestruzzo, posta di fronte allo sbocco della galleria, ha una pianta trapezia che si allarga verso il mare; la lunghezza è pari a 11 m ed è larga 5.10 m in corrispondenza dello sbocco e 12 m sul lato mare. Il piano della platea è inclinato in

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

senso longitudinale: la sommità è posta a quota -1.00 m s.m.m. in corrispondenza dello sbocco della galleria e si approfondisce a –2.00 m s.m.m. a valle. Al temine della platea sono posti 5 denti per la dissipazione dell'energia della corrente che viene scolmata. La sommità dei denti di dissipazione è posta 80 cm al di sotto del medio mare.

La pendenza delle scogliera pari a 1 su 1.5 è stata ottimizzata per rispondere alle necessità tecnico-strutturali e per ridurre il più possibile l'ingombro della stessa lato mare. La scogliera presenta una sommità a quota 1.80 m s.m.m e piede a quota –2.00 m s.m.m. in prossimità della costa e una sommità di 0.20 m s.m.m. e piede –3.00 m s.m.m. al lato mare.

2.3.1 Vasca di Dissipazione

Sulla base dei risultati delle analisi riportate nella relazione idraulica la corrente in uscita dall'ultimo tratto di galleria, sfocia in mare con una velocità di circa 13 m/s e quindi con una forte capacità di erosione e di spinta. L'opera di sbocco a mare prevede la realizzazione di un bacino delimitato a valle da una soglia dentata, al fine di dissipare l'energia della corrente tramite un risalto. Il dimensionamento dell'opera di sbocco a mare è stato effettuato attraverso l'applicazione dell'equazione globale dell'equilibrio dinamico al volume di fluido in movimento, condotto lungo la direzione del moto della corrente fluida. In particolare tale calcolo permette di calcolare l'altezza della soglia dentata necessaria al fine di contenere il risalto all'interno del bacino di dissipazione.

Il volume di controllo interessato dalla trattazione (***Figura 2.29***) è delimitato dai pennelli laterali in massi naturali di II categoria e dalle sezioni trasversali poste rispettivamente alla fine dell'ultimo tratto di galleria ed in corrispondenza dei denti di dissipazione.

L'analisi è condotta in condizioni di moto permanente quindi il termine delle inerzie locali assume valore nullo; inoltre la componente del peso del fluido contenuto nel volume di controllo lungo la direzione della corrente e le resistenze al moto sono da trascurarsi nel bilancio in quanto di piccolo valore e di verso contrario tra loro. In tale ipotesi l'equazione risolvente lungo la direzione del moto diventa:

$$\Pi_{valle} + M_{valle} + S_{dissipatori} = \Pi_{galleria} + M_{galleria}$$

La spinta totale della corrente in corrispondenza della sezione terminale della galleria nel tratto di monte, considerando per la galleria di monte come riferimento l'altezza di moto uniforme h=1.54 m, essendo tale tratto per le portate di riferimento in corrente veloce, risulta pari alla somma della spinta idrostatica e della spinta dinamica, a tale altezza corrisponde, per la sezione di interesse, una area A=7.57 m².

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

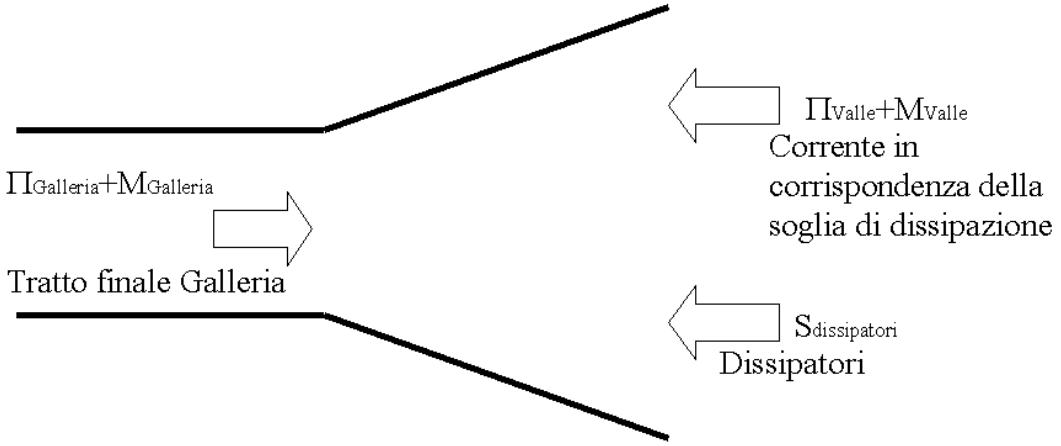


Figura 2.29 – Opera di sbocco, bacino di dissiapzione: schema del volume di controllo per il dimensionamento dei denti di dissipazione

Assumendo una distribuzione idrostatica delle pressioni, la spinta $\Pi_{Galleria}$ diventa:

$$\Pi_{galleria} = \gamma \cdot h_g \cdot A = 9806\left(\frac{N}{m^3}\right) \cdot 1.51/2(m) \cdot 7.57(m^2) = 56'044\ N$$

La quantità di moto $M_{galleria}$ della massa fluida che attraversa nell'unità di tempo la sezione A è :

$$M_{galleria} = \rho \cdot \frac{Q^2}{A} = 1000\left(\frac{Kg}{m^3}\right) \cdot \frac{\left[76\left(\frac{m^3}{s}\right)\right]^2}{7.57(m^2)} = 763'012\ N$$

La spinta totale della corrente in corrispondenza della sezione terminale della galleria risulta pari alla somma delle due componenti $\Pi_{galleria} + M_{galleria} = 819'056\ N$.

La spinta della corrente di valle sopra la soglia di dissipazione è pari alla spinta idrostatica Π_{valle} più la spinta dinamica M_{valle} con una portata transitante di Q = 76 m^3/s con l'altezza di 2.34 metri pari all'altezza necessaria per il passaggio della corrente sopra la soglia dentata di dissipazione assunto come condizione assimilabile allo sfioro su larga soglia, a tale altezza corrisponde, per la sezione di interesse, una area $A = 28m^2$.

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

Assumendo una distribuzione idrostatica delle pressioni, la spinta Π_{valle} diventa:

$$\Pi_{valle} = \gamma \cdot h_g \cdot A = 9806\left(\frac{N}{m^3}\right) \cdot 2.34/2(m) \cdot 28(m^2) = 321'244\ N$$

La quantità di moto M_{valle} della massa fluida che attraversa nell'unità di tempo la sezione A è :

$$M_{valle} = \rho \cdot \frac{Q^2}{A} = 1000\left(\frac{Kg}{m^3}\right) \cdot \frac{\left[76.0\left(\frac{m^3}{s}\right)\right]^2}{28(m^2)} = 206'285\ N$$

La spinta totale della corrente a valle dell'immissione risulta pari alla somma delle due componenti della corrente sopra la soglia di dissipazione $\Pi_{valle} + M_{valle} = 527'529\ N$ più la spinta esercitata dalla soglia stessa.

La spinta della soglia di dissipazione risulta pari alla somma della spinta dinamica della corrente, moltiplicata per un coefficiente di drag, più la spinta idrostatica, entrambe proporzionali all'altezza incognita dell'altezza Δz della soglia.

Imponendo la risoluzione dell'equazione dell'equilibrio globale nella direzione del moto si ottiene un'equazione in un'unica incognita, Δz, che corrisponde all'altezza dei denti di dispersione nella sezione terminale del bacino di dispersione.

La risoluzione dell'equazione mostra che Δz = 1.20 m.

Approfondimenti e verifiche ulteriori dovranno essere condotte sul modello fisico di questo manufatto nella successiva fase di progettazione esecutiva.

2.3.2 Pennelli Laterali

I massi naturali utilizzati per la realizzazione dei due pennelli laterali sono stati dimensionati sulla base dei risultati dei calcoli per la verifica alla resistenza al moto ondoso e al trascinamento della corrente in uscita dalla galleria. Sulla base dei risultati descritti ai paragrafi successivi si ottiene che i massi dei pennelli devono avere un peso superiore a 1 tonnellata. I pennelli sono quindi costituiti da massi di II II categoria (1-3 tonnellate).

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

2.3.2.1 Resistenza Moto Ondoso

Il dimensionamento del masso di mantellata è stato calcolato tramite la formulazione semi empirica di Hudson.

L'espressione di Hudson[1] [2] per la stima del peso dei massi di mantellata è

$$W_m = \frac{W_r H_D^3}{K_D X^3 \cot\alpha} = \frac{2.5 * 1.6^3}{2.9 * 1.427^3 * 1.5} = 0.81t$$

ove:

- H e l'altezza d'onda di progetto = 1.6 m
- α è l'angolo della mantellata sull'orizzontale = 33.7
- K_D è il coefficiente di stabilità o di danneggiamento in funzioni delle caratteristiche dell'onda dello strato e del tipo di masso = 2.9
- W_w è la massa di un elemento della mantellata dello strato esterno
- W_r è la densità dei massi della mantellata pari a 2.5 (t/m³)
- $X = W_r / W_W$ è la densità dei massi relativa a quella dell'acqua (W_w=1.03t/m³, W_r=2.5 t/m³)= 1.427.

Per quanto riguarda il parametro di danneggiamento si è assunto il valore $K_D = 2.9$, poiché la mantellata è realizzata in massi naturali a spigolo vivo sollecitata da onde frangenti. La pendenza della mantellata è stata fissata pari a 2:3 al fine di contenere le dimensioni di ingombro della mantellata.

2.3.2.2 Resistenza Trascinamento

Al fine di una verifica di stabilità dei massi nei confronti della forza di trascinamento esercitata dalla corrente in uscita dalla galleria, è stato valutato lo sforzo di moto incipiente con la teoria di Shields, teoria che si basa sull'imposizione dell'equilibrio tra le forze che tendono a spostare le particelle e le forze che tendono ad opporsi a tale movimento.

[1] Cfr. pag. 40 in: British Standard (1991) Maritime Structures, Part 7, Guide to the design and construction of breakwaters, BS 6349, London.

[2] Cfr. pag. 558 in: Rossi, F. e F. Salvi (a cura di), (1986) *Manuale di Ingegneria Civile*, 2ª edizione, Ed. Sc. A. Cremonese, Roma.

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

Dall'equilibrio di tali forze si ottiene:

$$\vartheta_{cr} = \frac{\tau}{d \times (\rho_s - \rho) \times g}$$

dove:

θ rappresenta il parametro di mobilità di Shields; per regime del moto di tipo turbolento il parametro di mobilità è costante e pari a 0.057.

Lo sforzo tangenziale al fondo τ per cui si è in condizioni di moto incipiente si ottiene con la formula:

$$\tau_c = \vartheta_{cr} \times d \times (\rho_s - \rho) \times g$$

Poiché il parametro di Shields è stato ottenuto assumendo che le particelle siano omogenee di dimensioni e che si trovino sul fondo, occorre modificare il valore ricavato in condizioni di moto assolutamente turbolento per tenere conto sia dell'effetto della forza peso, sia della bassa sommergenza.

Per le condizioni di bassa sommergenza si è utilizzata la formula empirica elaborata da Armanini (1990):

$$\vartheta' = \vartheta_{cr} \times \left(1 + 0{,}67 \times \left(\frac{d}{y}\right)^{0,5}\right)$$

dove d è il diametro delle particelle mentre y rappresenta il battente idrico.

L'effetto instabilizzante dell'inclinazione delle sponde, si esprime attraverso una riduzione della soglia critica attraverso la formula:

$$\vartheta' = \vartheta_{cr} \times \left(1 - \frac{\sin(\alpha)^2}{\sin(\beta)^2}\right)^{0,5}$$

nella quale:

α è l'inclinazione delle sponde in progetto, mentre β è l'angolo di attrito interno dei massi.

Considerando che lo sforzo tangenziale al fondo della corrente in uscita dalla galleria è pari a circa 330 N/m², affinché i massi utilizzati per la realizzazione dei pennelli stiano in equilibrio, è necessario che il loro peso sia pari a circa 1 t.

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

3 CALCOLI PRELIMINARI DELLE STRUTTURE

La progettazione definitiva dei manufatti di imbocco e sbocco in oggetto prevede la verifica strutturale preliminare delle opere dettagliate nel paragrafo introduttivo del Capitolo 2.

Le verifiche vengono sviluppate e descritte nel presente capitolo in conformità con quanto indicato nelle vigenti Norme tecniche per le costruzioni (NTC 2008), basandosi sul metodo agli stati limite e sull'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza.

3.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Il progetto degli interventi previsti è stato sviluppato nell'osservanza della vigente normativa tecnica **NTC 2008**, facendo riferimento, qualora necessario, anche alle normative precedentemente vigenti, in particolare:

Norme generali

- Legge 5 novembre 1971, n. 1086 Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.

- Ministero dei Lavori Pubblici. Circolare n. 11951, 14 febbraio 1974 Istruzioni relative alla Legge 5 novembre 1971.

- Ministero dei Lavori Pubblici. Decreto ministeriale 14 febbraio 1992 Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche.

- Ministero dei Lavori Pubblici. Decreto ministeriale 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.

- Ministero dei Lavori Pubblici. Circolare n. 252 AA.GG/STC, 15 ottobre 1996 Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche" di cui al decreto ministeriale 9 gennaio 1996.

- Ministero dei Lavori Pubblici. Decreto ministeriale 16 gennaio 1996 Norme tecniche relative ai "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi".

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

- Ministero dei Lavori Pubblici. Circolare n. 156 AA.GG/STC, 4 luglio 1996 Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi di cui al decreto ministeriale 16 gennaio 1996.

- **Ministero dei Lavori Pubblici. Decreto ministeriale 14 gennaio 2008 Norme tecniche per le costruzioni**.

Norme sismiche

- Legge 2 febbraio 1974, n. 64 Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.

- Ministero dei Lavori Pubblici. Decreto ministeriale 16 gennaio 1996 Norme tecniche per le costruzioni in zona sismica.

- Ordinanza del Presidente del Consiglio n°3274 del 20.03.2003, e allegati "Normativa tecnica per le costruzioni in zona sismica e connessa classificazione sismica del territorio nazionale"

- Dipartimento della Protezione Civile – Ufficio servizio Sismico Nazionale "Nota esplicativa dell'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 del 20.03.2003" datata 04.06.2003.

Norme geotecniche

- Ministero dei Lavori Pubblici. Decreto ministeriale 11 marzo 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 ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

- Ministero dei Lavori Pubblici. Circolare n. 30483, 24 settembre 1988 Legge 2 febbraio 1974, n. 64, art. 1 - D.M. 11 marzo 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 ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione. Istruzioni per l'applicazione.

Norme durabilità

- Norma UNI 9858 Calcestruzzo. Prestazioni, produzione, posa in opera e criteri di conformità.

- Durabilità e classi di esposizione ambientale nelle strutture in calcestruzzo.

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

Norme CNR-UNI

- Norma CNR-UNI 10011 Costruzioni di acciaio. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione.
- Norma CNR-UNI 10016 Travi composte acciaio calcestruzzo. Istruzioni per l'impiego nelle costruzioni.
- Norma CNR-UNI 10018 Apparecchi di appoggio in gomma e PTFE nelle costruzioni. Istruzioni per il calcolo e l'impiego.
- Norma CNR-UNI 10021 Strutture di acciaio per apparecchi di sollevamento. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione.
- Norma CNR-UNI 10022 Profilati formati a freddo: istruzioni per l'impiego nelle costruzioni.
- Norma CNR-UNI 10024 Analisi delle strutture mediante calcolatore elettronico: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo.
- Norma CNR-UNI 10027 Strutture di acciaio per opere provvisionali. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione.
- Norma CNR-UNI 10029 Costruzioni di acciaio ad elevata resistenza. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione.
- Norma CNR-UNI 10030 Anime irrigidite di travi a parete piena.
- Norma UNI-EN 206 Calcestruzzo: specificazione, prestazioni, produzione e conformità.
- Norma UNI 11104 Calcestruzzo: specificazione, prestazioni, produzione e conformità; istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206.

Eurocodici

- EUROCODICE 1 Azioni sulle strutture.
- EUROCODICE 2 Progettazione delle strutture in calcestruzzo.
- EUROCODICE 3 Progettazione delle strutture in acciaio.
- EUROCODICE 4 Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo.

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

- EUROCODICE 7 Progettazione geotecnica.
- EUROCODICE 8 Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

3.2 SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE

L'analisi e le verifiche strutturali dei manufatti sono redatte secondo quanto previsto nel D.M. 14 Gennaio 2008 secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite. Secondo tale metodologia la sicurezza strutturale deve essere verificata tramite il confronto tra la resistenza e l'effetto delle azioni.

Per la sicurezza strutturale, la resistenza dei materiali e le azioni sono rappresentate dai valori caratteristici, R_{ki} e F_{kj} definiti, rispettivamente, come il frattile inferiore delle resistenze e il frattile (superiore o inferiore) delle azioni che minimizzano la sicurezza. In genere, i frattili sono assunti pari al 5%. Per le grandezze con piccoli coefficienti di variazione, ovvero per grandezze che non riguardino univocamente resistenze o azioni, si possono considerare frattili al 50% (valori mediani). Per la sicurezza di opere e sistemi geotecnici, i valori caratteristici dei parametri fisico-meccanici dei terreni sono definiti nel § 6.2.2 delle NTC.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi di resistenza si effettua con il "metodo dei coefficienti parziali" di sicurezza espresso dall'equazione formale:

$$R_d \geq E_d$$

nella quale:

- R_d è la resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali e ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate;
- E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni, valutato in base ai valori di progetto $F_{dj} = F_{kj} \cdot \gamma_{Fj}$ delle azioni come indicato nel § 2.5.3, o direttamente $E_{dj} = E_{kj} \cdot \gamma E_j$.

I coefficienti parziali di sicurezza, γ_{Mi} e γ_{Fj} , associati rispettivamente al materiale i-esimo e all'azione j-esima, tengono in conto la variabilità delle rispettive grandezze e le incertezze relative alle tolleranze geometriche e alla affidabilità del modello di calcolo. La verifica della sicurezza, nei riguardi degli stati limite di esercizio, si esprime controllando aspetti di funzionalità e stato tensionale.

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

3.2.1 Vita nominale (§ 2.4.1 NTC)

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale V_N dei diversi tipi di opere può, di norma, assumersi come indicato nella seguente ***Tabella 3.I***:

Tabella 3.I – Vita nominale per diversi tipi di opere

	Tipi di costruzione	*Vita nominale V_N in anni*
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva	≤10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥100

Per la valutazione della sicurezza dei manufatti in progetto è stata assunta una vita utile di 50 anni.

3.2.2 Classe d'uso (§ 2.4.2 NTC)

Il DM 14.1.2008 attribuisce alle costruzioni, in funzione della loro destinazione d'uso e quindi delle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso in conseguenza di un evento sismico, diverse classi d'uso; a ciascuna classe corrisponde un coefficiente d'uso C_U. La classe d'uso delle costruzioni può, di norma, assumersi come indicato nella seguente ***Tabella 3.II***:

Tabella 3.II – Classi d'uso

	Classi d'uso
Classe I	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
Classe II	Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
Classe III	Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
Classe IV	Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n.6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico.Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Le opere in progetto ricadono nella classe III.

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

3.2.3 Periodo di riferimento per l'azione sismica (§ 2.4.3 NTC)

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione devono essere valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U. Tale coefficiente assume i valori riportati in ***Tabella 3.III***.

Tabella 3.III - Coefficienti d'uso per le rispettive classi

Classe d'uso	I	II	III	IV
Coefficiente C_U	0.7	1.0	1.5	2.0

Poiché le opere in progetto ricadono nella classe III, il coefficiente d'uso C_U assume il valore di 1.5 ed il periodo di riferimento è dunque:

$V_R = C_U V_N = 1.5 \times 50$ anni = 75 anni.

3.2.4 Stati limite

Il metodo di verifica adottato è il "metodo agli Stati Limite" come specificato nel D.M. 14 Gennaio 2008 "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni ".

Si definisce "stato limite" uno stato raggiunto il quale la struttura, o uno dei suoi elementi costitutivi, non può più assolvere la sua funzione o non soddisfa più le condizioni per cui è stata concepita. Secondo il metodo agli stati limite, la sicurezza nei riguardi delle condizioni ritenute pregiudizievoli (stati limite) viene garantita, per quanto possibile, su basi statistiche.

Gli stati limite si suddividono in due categorie:

a) stati limite ultimi: capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera:

1. perdita di equilibrio della struttura o di una sua parte;
2. spostamenti o deformazioni eccessive;
3. raggiungimento della massima capacità di resistenza di parti di strutture, collegamenti, fondazioni;
4. raggiungimento della massima capacità di resistenza della struttura nel suo insieme;
5. raggiungimento di meccanismi di collasso nei terreni;
6. rottura di membrature e collegamenti per fatica;

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

7. rottura di membrature e collegamenti per altri effetti dipendenti dal tempo;

8. instabilità di parti della struttura o del suo insieme;

b) stati limite di esercizio: capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio:

1. danneggiamenti locali (ad es. eccessiva fessurazione del calcestruzzo) che possano ridurre la durabilità della struttura, la sua efficienza o il suo aspetto;

2. spostamenti e deformazioni che possano limitare l'uso della costruzione, la sua efficienza e il suo aspetto;

3. spostamenti e deformazioni che possano compromettere l'efficienza e l'aspetto di elementi non strutturali, impianti, macchinari;

4. vibrazioni che possano compromettere l'uso della costruzione;

5. danni per fatica che possano compromettere la durabilità;

6. corrosione e/o eccessivo degrado dei materiali in funzione dell'ambiente di esposizione.

Nel seguito si indicherà con "S" una generica sollecitazione (intendendo per essa ogni "effetto" indotto dalle "azioni" sulla struttura, quali le sollecitazioni interne, momento flettente, forza normale, taglio, le deformazioni, ecc.) e con "F" una generica azione (intesa come ogni causa o insieme di cause -carichi permanenti, carichi variabili, deformazioni impresse, agenti chimico-fisici - capaci di indurre stati limite in una struttura). Gli elementi strutturali devono verificare la condizione: $\frac{R_d}{S_d} \geq 1.0$ nella quale R_d è la resistenza di calcolo dell'elemento ed S_d è la sollecitazione di calcolo.

3.2.4.1 Stati limite ultimi (§ 2.6.1 NTC)

Le strutture in progetto, data la loro tipologia di opere di sostegno in calcestruzzo, dovranno essere compatibili con i seguenti stati limite ultimi (SLU):

- EQU: stato limite di equilibrio come corpo rigido;
- STR: stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione - rottura della struttura o di elementi strutturali, comprese le fondazioni, dove la resistenza delle componenti strutturali risulta significativa nel fornire resistenza;
- GEO: stato limite di resistenza del terreno - rottura del terreno dove la resistenza del terreno è significativa nel fornire resistenza.

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

Come precisato nel § 2.6.1 delle NTC, nelle verifiche STR e GEO possono essere adottati, in alternativa, due diversi approcci progettuali: l'approccio A1 e l'approccio A2.

Nell'Approccio 1 si impiegano due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e, eventualmente, per la resistenza globale del sistema (R).

Nella Combinazione 1 dell'Approccio 1, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1. Nella Combinazione 2 dell'Approccio 1, si impiegano invece i coefficienti γ_F riportati nella colonna A2.

Nell'Approccio 2 si impiega un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le Azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e, eventualmente, per la resistenza globale (R). In tale approccio, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1.

Tabella 3.IV – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

	Coefficiente γ_F	*EQU*	*A1 STR*	*A2 GEO*
Carichi permanenti	γ_{G1}	0.90	1.00	1.00
		1.10	1.30	1.00
Carichi permanenti non stutturali	γ_{G2}	0.00	0.00	0.00
		1.50	1.50	1.30
Carichi variabili	γ_{Q1}	0.0	0.0	0.0
		1.50	1.50	1.30

Tabella 3.V - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametri	*Simbolo*	*M1*	*M2*
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1,00	1,40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1,00	1,60
Peso dell'unità di volume	γ_γ	1,00	1,00

I coefficienti parziali per le azioni utilizzati nelle verifiche agli stati limite ultimi sono quelli riportati in ***Tabella 3.IV***, in accordo con quanto indicato al § 2.6.1 delle NTC 2008.

3.2.4.2 Stati limite di esercizio (§ 4.1.2.2.1 NTC)

Le opere in calcestruzzo devono essere verificate nei confronti degli stati limite di esercizio. A tale scopo, il progetto deve esplicitare le prescrizioni relative agli spostamenti compatibili e le prestazioni attese per l'opera stessa. Per ciascun stato limite di esercizio deve essere rispettata la condizione:

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

$$E_d \leq C_d$$

dove E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni e C_d è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni. Quest'ultimo deve essere stabilito in funzione del comportamento della struttura in elevazione.

Le strutture in progetto dovranno essere oggetto delle seguenti verifiche agli SLE:

- verifica di fessurazione;
- verifica delle tensioni di esercizio.

Verifica di fessurazione

In ordine di severità decrescente si distinguono i seguenti stati limite:

- stato limite di decompressione nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale è ovunque di compressione ed al più uguale a 0;
- stato limite di formazione delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata è: $\sigma_t = \frac{f_{ctm}}{1.2}$;
- stato limite di apertura delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali: w1 = 0.2 mm; w2 = 0.3 mm; w3 = 0.4 mm.

Lo stato limite di fessurazione deve essere fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione. Si prendono in considerazione le combinazioni quasi permanenti e le combinazioni frequenti. Le condizioni ambientali, ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche, possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato nella ***Tabella 3.VI*** con riferimento alle classi di esposizione definite nelle Linee Guida per il calcestruzzo strutturale emesse dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Tabella 3.VI – Descrizione delle condizioni ambientali

CONDIZIONI AMBIENTALI	*CLASSE DI ESPOSIZIONE*
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XC4, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD1, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

Nel caso specifico si tratta di parti di strutture di contenimento liquidi e fondazioni prevalentemente immerse in acqua o terreno non aggressivo. Facendo riferimento alla ***Tabella 3.VI***, le condizioni ambientali di riferimento saranno quelle "ordinarie". Nella ***Tabella 3.VII*** sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle esigenze sopra riportate.

Tabella 3.VII – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

w_1, w_2, w_3 sono definiti al § 4.1.2.2.4.1, il valore di calcolo w_d, è definito al § 4.1.2.2.4.6.

Nel caso in esame, essendo le armature di tipo poco sensibile, le aperture delle fessure risultanti dal calcolo dovranno essere inferiori a $w_2 = 0.3$ mm e a $w_3 = 0.4$ mm rispettivamente nelle combinazioni allo SLE quasi permanente ed allo SLE frequente.

Verifica delle tensioni di esercizio

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; si deve verificare che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti di seguito riportati. La massima tensione di compressione del calcestruzzo σ_c , deve rispettare la limitazione seguente:

$\sigma_c < 0.60\ f_{ck}$ per combinazione caratteristica (rara) (§ 4.1.40)

$\sigma_c < 0.45\ f_{ck}$ per combinazione quasi permanente. (§ 4.1.41)

Per l'acciaio la tensione massima σ_s , per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

$\sigma_s < 0.8\ f_{yk.}$

3.2.5 Combinazione delle azioni (§ 2.5.3 NTC)

Ai fini delle verifiche con il metodo degli "stati limite" si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{K1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{K2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{K3} + ..$$

Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli "stati limite di esercizio" (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{K1} + \psi_{02} \cdot Q_{K2} + \psi_{03} \cdot Q_{K3} + ..$$

Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{K1} + \psi_{22} \cdot Q_{K2} + \psi_{23} \cdot Q_{K3} + ..$$

Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{K1} + \psi_{22} \cdot Q_{K2} + \psi_{23} \cdot Q_{K3} + ..$$

Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{K1} + \psi_{22} \cdot Q_{K2} + ..$$

Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d:

$$A_d + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{K1} + \psi_{22} \cdot Q_{K2} + ..$$

Nelle combinazioni per SLE, si intende che vengono omessi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi $G_{2.}$ Si riportano nella ***Tabella 3.VIII*** - i valori dei coefficienti di combinazione Ψ_{kj}.

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

Tabella 3.VIII - Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0.7	0.5	0.3
Categoria B Uffici	0.7	0.5	0.3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0.7	0.7	0.6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0.7	0.7	0.6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1.0	0.9	0.8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0.7	0.7	0.6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0.7	0.5	0.3
Categoria H Coperture	0.0	0.0	0.0
Vento	0.6	0.2	0.0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0.5	0.2	0.0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0.7	0.5	0.2
Variazioni termiche	0.6	0.5	0.0

3.2.6 Valutazione dell'azione sismica (§ 3.2 NTC)

3.2.6.1 Inquadramento normativo

Ai sensi del D.lgs. 31 marzo 1998, n. 112, art. 93, comma 1, lettera g), rientrano nelle attribuzioni dello Stato la definizione dei criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche, nonché l'emanazione delle norme tecniche per le costruzioni nell'ambito delle stesse. Alla Regione competono, ai sensi dell'art. 94, comma 2, lett. a) dello stesso decreto, l'individuazione della relativa zonizzazione e suo aggiornamento, sulla base dei criteri stabiliti dallo Stato.

Ai sensi dell' Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri 20 marzo 2003, n. 3274, tutti i comuni italiani risultano classificati in zona sismica, ripartiti in quattro ambiti riferiti a diversi livelli di rischio decrescente da 1 a 4.

Le successive modifiche al quadro normativo in materia hanno portato una nuova definizione delle zone sismiche nazionali e la mappa di pericolosità di riferimento. Sulla base di quanto riportato nella OPCM 3519/06 oltre alla proposta di nuova classificazione sismica del territori in 12 fasce, gli ambiti amministrativi comunali non risultano più necessariamente caratterizzati integralmente da un unico ed omogeneo livello di rischio bensì possono essere contraddistinti dall'appartenenza a più fasce e a più zone con differenti valori di rischio.

Recentemente, le disposizioni in merito alle verifiche di resistenza delle costruzioni sottoposte all'azione sismica sono state riviste con il Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008 "Norme tecniche per le costruzioni", in ottemperanza del quale le verifiche sono state condotte con il metodo semi-probabilistico agli stati limite.

Il rispetto degli stati limite si considera conseguito quando:

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

- nei confronti degli stati limite di esercizio siano rispettate le verifiche relative allo Stato Limite di Danno;

- nei confronti degli stati limite ultimi siano rispettate le verifiche relative allo Stato Limite di salvaguardia della Vita.

Gli stati limite, sia di esercizio sia ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni che l'opera deve assolvere durante un evento sismico; nel caso di specie per la funzione che l'opera deve espletare nella sua vita utile, è significativo calcolare lo Stato Limite di Danno (SLD) per l'esercizio e lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) per lo stato limite ultimo.

3.2.6.2 Accelerazione massima al suolo

L'attuale mappatura della pericolosità sismica del territorio nazionale italiano è quella elaborata dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (Meletti e Montaldo, 2007), redatta secondo le indicazioni metodologiche dell'OPCM n. 3519 dei valori dell'accelerazione massima al suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni. Il lavoro svolto dall'INGV ha consentito di realizzare, adottando le stesse procedure e gli stessi dati in input utilizzati per la redazione della nuova mappa di riferimento della pericolosità sismica in Italia, le mappe della pericolosità sismica relative ad altre 8 probabilità di eccedenza in 50 anni, rendendo così possibile la definizione delle curve di hazard (curve di probabilità per il calcolo della pericolosità sismica) per ogni sito della griglia di calcolo utilizzata.

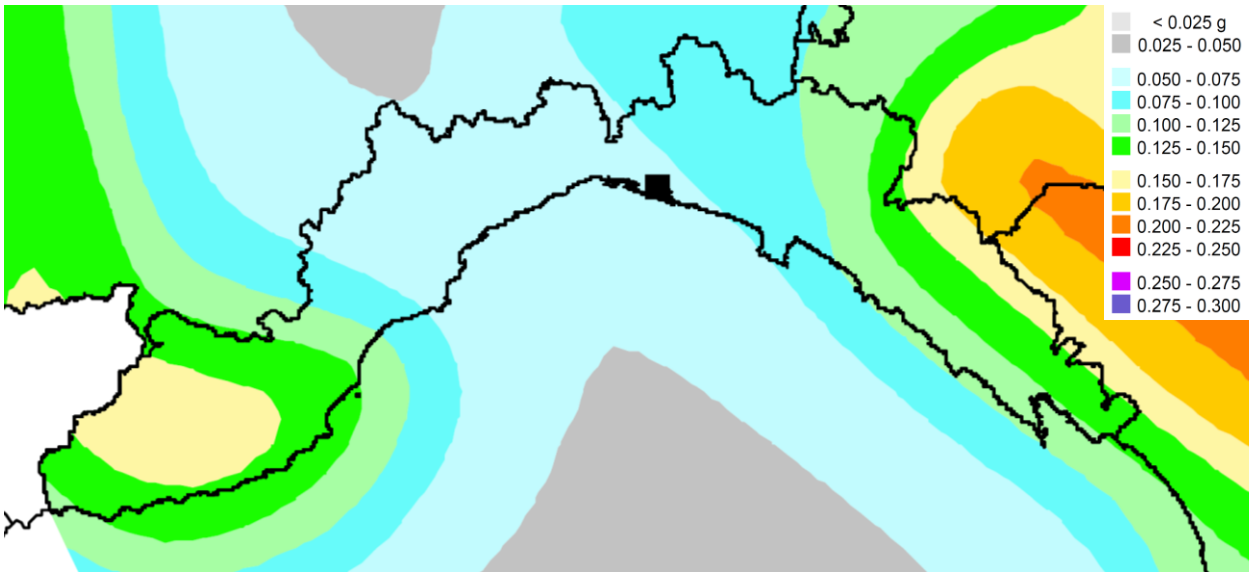


Figura 3.1 – Mappa di pericolosità sismica della regione Liguria espressa in termini di accelerazione massima attesa su suolo rigido con una probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni, secondo l'Istituto di Geofisica e Vulcanologia (OPCM 3519/06).

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

La mappatura dell'INGV è stata adottata, a livello normativo, con l'entrata in vigore del D.M. 14 gennaio 2008, il quale prevede che la pericolosità sismica, intesa come *"accelerazione massima attesa* a_g *su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (cat. A -* Vs_{30}*>800 m/s)"*, venga definita funzione del sito e non più in relazione alla zona sismica del comune cui appartiene l'area oggetto dell'intervento. La stima dei parametri spettrali necessari per la definizione dell'azione sismica di progetto (allegato A del D.M. 14 gennaio 2008) deve, quindi, essere effettuata direttamente per il sito in esame sulla base delle informazioni disponibili nel reticolo di riferimento riportato nella Tabella 1 nell'allegato B del D.M. 14 gennaio 2008.

Il reticolo di riferimento è costituito da 10.751 nodi (distanziati di non più di 10 km) e copre l'intero territorio nazionale ad esclusione delle isole (tranne Sicilia, Ischia, Procida e Capri) dove vengono forniti parametri spettrali costanti per tutto il territorio (Tabella 2 nell'allegato B del D.M. 14 gennaio 2008).

Per ciascuno dei nodi, e per 9 differenti valori del periodo di ritorno compresi tra 30 e 2 475 anni, sono forniti i valori dei parametri a_g (espresso in g/10), F_o (adimensionale) e T^*_c (espresso in secondi) necessari per la definizione dell'azione sismica. Una volta individuate le coordinate del sito oggetto d'intervento il calcolo di ciascuno dei relativi parametri spettrali sopra indicati può essere effettuato attraverso la media pesata dei corrispondenti valori nei 4 punti della griglia di accelerazioni (Tabella 1 in Allegato B del D.M. 14 gennaio 2008) che circondano il sito in esame secondo la seguente formula:

$$p = \frac{\sum_{i=1}^{4} \frac{p_i}{d_i}}{\sum_{i=1}^{4} \frac{1}{d_i}} \qquad \text{(Eq. 3.1)}$$

dove:

- *p* è il parametro di interesse nel punto in esame;
- *pi* è il valore del parametro di interesse nell'i-esimo punto della maglia elementare contenente il punto in esame;
- *di* è la distanza del punto in esame dall'i-esimo punto della maglia suddetta.

Qualora il tempo di ritorno considerato non coincida con nessuno dei 9 tempi di ritorno forniti in tabella, per ricavare il valore del parametro di interesse sarà necessario effettuare un'ulteriore interpolazione (tra i valori dei parametri corrispondenti ai due tempi di ritorno che comprendono quello di calcolo) con la formula seguente:

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

$$\log(p) = \log(p_i) + \log(p_2 / p_1)\log(T_R / T_{R1}) / \log(T_{R2} / T_{R1}) \qquad \text{(Eq. 3.2)}$$

dove:

- *p* è il valore del parametro di interesse corrispondente al periodo di ritorno TR considerato;
- *TR1* e *TR2* sono i valori del tempo di ritorno più prossimi a TR per i quali si dispone dei valori di *p1* e *p2*.

Al fine di ricavare i parametri sismici per la caratterizzazione dell'area di progetto si è fatto riferimento ai quattro punti del reticolo di riferimento più vicini all'area di intervento (***Figura 3.2***). I parametri relativi ai quattro punti sono riportati nell'allegato S del D.M. 14 gennaio 2008.

Le coordinate dei quattro punti del reticolo di riferimento più vicini a tale zona sono di seguito riportati:

- Sito 1 ID: 17143 Lat: 44,3557 Lon: 9,1552
- Sito 2 ID: 17144 Lat: 44,3582 Lon: 9,2251
- Sito 3 ID: 17366 Lat: 44,3082 Lon: 9,2285
- Sito 4 ID: 17365 Lat: 44,3057 Lon: 9,1588

La loro posizione è rappresentata in ***Figura 3.2***:

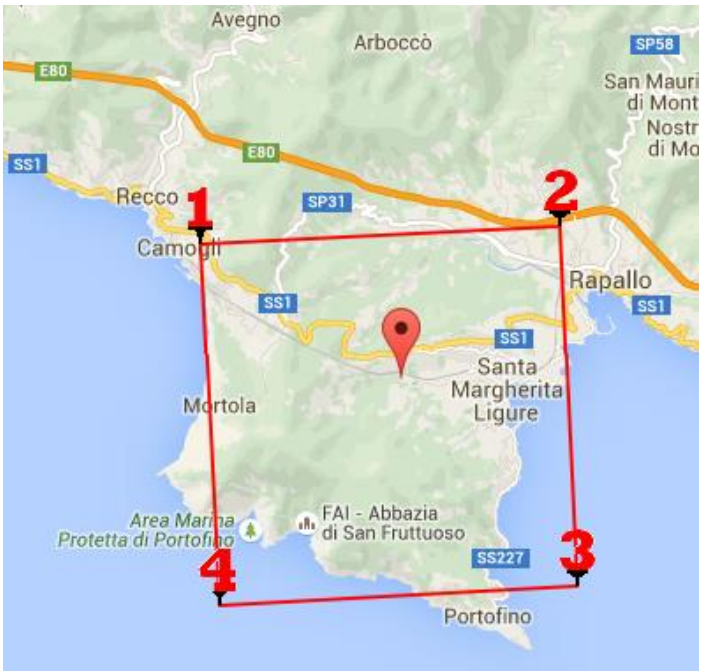


Figura 3.2 – Area di intervento e punti del reticolo di riferimento più vicini all'area di intervento

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

Applicando la formulazione sopra descritta sono stati ottenuti i seguenti valori di accelerazione al suolo, classificati in base al tempo di ritorno del sisma atteso ed allo stato limite corrispondente secondo le NTC 2008

Tabella 3.IX – accelerazione al suolo attesa in funzione dello stato limite e del tempo di ritorno

Stato Limite	Tr [anni]	a_g [g]	Fo	Tc* [s]
Operatività (SLO)	45	0,034	2,544	0,212
Danno (SLD)	75	0,041	2,554	0,240
Salvaguardia vita (SLV)	712	0,094	2,540	0,291
Prevenzione collasso (SLC)	1462	0,122	2,499	0,298
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	75			

3.2.6.3 Categoria di sottosuolo

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto si definiscono le categorie di profilo stratigrafico del suolo di fondazione riportate in ***Tabella 3.X*** , dove V_{s30} è la velocità media di propagazione entro 30 m di profondità delle onde di taglio, N_{spt} è la resistenza penetrometrica standardizzata e c_u è la coesione non drenata.

Tabella 3.X - Categorie di suolo di fondazione

Tipo terreno	*Descrizione*	*V_{s30} [m/s]*	*N_{spt}*	*c_u [kPa]*
A	Formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi comprendenti eventuali strati di alterazione superficiale di spessore massimo 5 m	>800		
B	Depositi di sabbie e ghiaie molto addensati o argille molto consistenti, con spessori di diverse decine di metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con l'aumentare della profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 360 e 800 m/s ovvero resistenza penetrometrica N_{spt}>50 o coesione non drenata c_u>250kPa	360 - 800	>50	>250
C	Depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensati o di argille di media consistenza, con spessori variabili tra diverse decine fino a centinaia di metri, caratterizzati da valori di V_{s30} compresi tra 180 e 360 m/s, ovvero resistenza penetrometrica 15<N_{spt}<50 o coesione non drenata c_u<250kPa	180 - 360	15 - 50	<250
D	Depositi di terreni granulari da sciolti a poco addensat oppure coesivi da poco e mediamente consistenti caratterizzati da valori di V_{s30} <180 m/s, ovvero resistenza penetrometrica N_{spt}<15 o coesione non drenata c_u<70kPa	<180	<15	<70
E	Profili di terreno costituiti da strati superficiali alluvionali, con valori di V_{s30} simili a quelli dei terreni C e D e spessore compreso tra 5 e 20 m, giacenti su un substrato di terreno più rigido con V_{s30}>800 m/s			

Dai risultati delle indagini geognostiche si evince che la stratigrafia del sito è costituita da coltri superficiali e depositi alluvionali di limitato spessore sovrastanti il substrato di calcare marnoso, pertanto si può cautelativamente assumere una categoria di sottosuolo di tipo E.

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

3.2.6.4 Condizioni topografiche

La giacitura topografica del sito interessato dalle opere di progetto è assimilabile alla categoria T1 definita dalle Norme per le Costruzioni di cui al DM 14/01/2008:

Categoria T1: superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media i≤15°.

3.2.6.5 Parametri sismici adottati nelle verifiche

Ai fini del calcolo dell'azione sismica secondo il DM 14/01/2008 è stata assegnata all'opera una vita nominale V_N = 50 anni, una classe d'uso III, coefficiente d'uso C_U = 1.5, una categoria di sottosuolo di tipo E ed una categoria topografica T1. A seguito di tali assunzioni si ottengono, in funzione della latitudine e della longitudine del sito in esame, i valori dei coefficienti sismici riportati nella seguente tabella:

Tabella 3.XI - Parametri sismici in funzione dello stato limite

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0,010	0,012	0,027	0,047
kv	0,005	0,006	0,014	0,023
Amax [m/s²]	0,531	0,645	1,478	1,920
Beta	0,180	0,180	0,180	0,240

3.3 RELAZIONE SUI MATERIALI

Si riportano di seguito le caratteristiche dei materiali impiegati per la realizzazione delle opere.

Magrone di sottofondazione:

- classe di resistenza C 8/10;
- classe di esposizione X0;
- classe di consistenza S2;
- diametro massimo dell'aggregato 25 mm;
- non armato.

Calcestruzzo per fondazioni muri e briglie:

- classe di resistenza C30/37;
- classe di esposizione XC2+XF3;

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

- classe di consistenza S4/S5;
- diametro massimo dell'aggregato 32 mm;
- rapporto (A/C) max. 0.50.

Calcestruzzo per strutture in elevazione:

- classe di resistenza C30/37;
- classe di esposizione XC4+XF1;
- classe di consistenza S4/S5;
- diametro massimo dell'aggregato 32 mm;
- rapporto (A/C) max. 0.50.

Calcestruzzo per opera di sbocco a mare:

- classe di resistenza C30/37;
- classe di esposizione XF4;
- classe di consistenza S4/S5;
- diametro massimo dell'aggregato 32 mm;
- rapporto (A/C) max. 0.45.

Acciaio da cemento armato normale per reti elettrosaldate e barre sagomate ad aderenza migliorata:

- tipo B450 C
- resistenza a rottura f_{tk} = 540 N/mm^2;
- resistenza a snervamento f_{yk} = 450 N/mm^2;
- coefficiente di sicurezza acciaio γ_s = 1.15;
- resistenza di calcolo f_{yd} = 391 N/mm^2;
- modulo di elasticità Es = 206000 N/mm².

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

In base ai criteri di durabilità si è scelto per il copriferro i seguenti valori:

- Fondazioni ed elevazioni c = 35+10 mm

Tutti i copriferri dovranno essere garantiti con appositi distanziatori.

3.4 PARAMETRI GEOTECNICI E IPOTESI DI CARICO

Per la caratterizzazione geotecnica dei terreni necessaria alla verifica delle opere in progetto si è fatto riferimento alle prove geotecniche effettuate e alle relazioni geologiche relative alla zone oggetto di studio. In particolare per quanto riguarda la zona intorno all'opera di presa della galleria e all'opera sul torrente Magistrato sono state identificate tre tipologie di terreno:

- deposito alluvionale in alveo: caratterizzato da un peso specifico γ pari a 20 kN/m³, angolo d'attrito φ pari a 32° e coesione nulla;
- roccia: caratterizzata da un angolo d'attrito φ pari a 22° e coesione pari a 150 kPa;
- terreno di ricoprimento dei versanti in roccia: caratterizzato da un peso specifico γ pari a 19-20 kN/m³ φ pari a 30° e coesione pari a 10 kPa.

Il peso proprio delle strutture e del terreno che interagisce con esse è un carico di tipo automatico nel software utilizzato. Le strutture sono costituite da calcestruzzo armato, per il quale si assume un peso specifico pari a 25 KN/m^3.

Per quanto riguarda le condizioni di carico alle quali sono soggette le strutture, si fa riferimento ad uno schema costituito dalla presenza di un sovraccarico distribuito ipotizzato pari a 20 KN/m^2, agente sulla sommità dei muri di sostegno, dovuto al transito di un mezzo stradale. La spinta orizzontale sulla struttura generata dalla presenza del sovraccarico viene calcolata assumendo una distribuzione di pressione uniforme su tutta l'altezza del paramento del muro, moltiplicata per il coefficiente di spinta attiva K_a del terreno.

3.5 METODI DI VERIFICA

L'analisi strutturale e le verifiche sono state condotte avvalendosi del programma di analisi e calcolo di muri di sostegno MAX 10.10 prodotto da Aztec Informatica.

L'analisi e le verifiche strutturali sono redatte secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite, in accordo a quanto previsto dal Decreto Ministeriale 14 Gennaio 2008, e vengono considerati i seguenti stati limite ultimi (SLU):

- EQU: stato limite di equilibrio come corpo rigido;

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

- GEO: rottura del terreno dove la resistenza del terreno è significativa nel fornire resistenza;

- STR: rottura della struttura o di elementi strutturali, comprese le fondazioni, dove la resistenza delle componenti strutturali risulta significativa nel fornire resistenza.

Gli stati limite devono essere esaminati attraverso uno dei due possibili approcci alternativi denominati Approccio1 e Approccio2 (D.M.14/01/2008). L'approccio progettuale adottato è l'Approccio1. Tale approccio prevede due analisi distinte per verificare che non si determini uno SLU:

- A1M1: vengono incrementati i carichi permanenti e lasciati inalterati i parametri di resistenza del terreno;

- A2M2: vengono ridotti i parametri di resistenza del terreno e lasciati inalterati i carichi.

La verifica delle sezioni degli elementi strutturali è stata valutata con i metodi della scienza delle costruzioni.

Per quanto riguarda le verifiche di stabilità da effettuare sui muri di sostegno in esame, esse sono verifiche di tipo geotecnico rispetto alle condizioni di equilibrio limite ultimo di:

- scorrimento;

- ribaltamento;

- carico limite della fondazione;

- stabilità globale.

Tali verifiche vengono condotte mediante analisi pseudostatiche, che riconducono, attraverso opportuni coefficienti sismici moltiplicativi delle masse in gioco (k_h e k_v), le azioni indotte dal terremoto a forze statiche equivalenti.

Le verifiche di stabilità nelle condizioni di equilibrio limite ultimo vengono effettuate con riferimento ai valori di progetto delle azioni e delle resistenze dei materiali, ottenuti moltiplicando i corrispondenti valori caratteristici per i coefficienti parziali γ_F, amplificativi delle azioni, e γ_M e γ_R, decurtativi dei parametri geotecnici del terreno e delle resistenze geotecniche globali.

Le spinte e le verifiche geotecniche dei muri di sostegno e delle briglie vengono svolte secondo quanto previsto dal D.M. 14/01/2008. I coefficienti di sicurezza adottati sono di seguito elencati:

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	1.00
Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.00
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	1.00
Coefficiente di sicurezza stabilità globale	1.10

3.5.1 Verifica allo Stato Limite di Ribaltamento

La verifica a ribaltamento consiste nel determinare il momento risultante di tutte le forze che tendono a fare ribaltare il muro (momento ribaltante M_r) ed il momento risultante di tutte le forze che tendono a stabilizzare il muro (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 η. Eseguendo il calcolo mediante le NTC 2008 si puo impostare $\eta \geq 1.0$. Deve quindi essere verificata la seguente disuguaglianza:

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.0$$

Il momento ribaltante M_r è dato dalla componente orizzontale della spinta *S*, dalle forze di inerzia del muro e del terreno gravante sulla fondazione di monte (caso di presenza di sisma) per i rispettivi bracci. Nel momento stabilizzante interviene il peso del muro (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-muro δ è positivo, ribaltante se δ è negativo. δ è positivo quando è il terrapieno che scorre rispetto al muro, negativo quando è il muro 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.

3.5.2 Verifica allo Stato Limite di Scorrimento

Per la verifica a scorrimento del muro 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 muro 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 sisulta 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 muro F_s risulta maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_s.

Eseguendo il calcolo mediante le NTC 2008 si può impostare $\eta_s \geq 1.0$.

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

$$\frac{F_r}{F_s} \geq 1.0$$

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 δ_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

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

Nel caso di fondazione con dente, viene calcolata la resistenza passiva sviluppatasi lungo il cuneo passante per lo spigolo inferiore del dente, inclinato dell'angolo ρ (rispetto all'orizzontale). Tale cuneo viene individuato attraverso un procedimento iterativo. In dipendenza della geometria della fondazione e del dente, dei parametri geotecnici del terreno e del carico risultante in fondazione, tale cuneo può avere forma triangolare o trapezoidale. Detta N la componente normale del carico agente sul piano di posa della fondazione, Q l'aliquota di carico gravante sul cuneo passivo, S_p la resistenza passiva, L_c l'ampiezza del cuneo e indicando con δ_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:

$$F_r = (N-Q) \text{ tg } \delta_f + S_p + c_a L_r$$

con $L_r = B_r - L_c$

La Normativa consente di computare, nelle forze resistenti, una aliquota dell'eventuale spinta dovuta al terreno posto a valle del muro. 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%. Per quanto riguarda l'angolo d'attrito terra-fondazione, δ_f, diversi autori suggeriscono di assumere un valore di δ_f pari all'angolo d'attrito del terreno di fondazione.

3.5.3 Verifica al Carico Limite Fondazione Terreno

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

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

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

Eseguendo il calcolo mediante le NTC 2008 si può impostare $\eta_q \geq 1.0$.

Terzaghi ha proposto la seguente espressione per il calcolo della capacità portante di una fondazione superficiale.

$$q_u = cN_c s_c + qN_q + 0.5B\gamma N_\gamma s_\gamma$$

La simbologia adottata è la seguente:

c coesione del terreno in fondazione;

ϕ angolo di attrito del terreno in fondazione;

γ 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 fattori di capacità portante sono espressi dalle seguenti relazioni:

$$N_q = \frac{e^{2(0.75\pi - \phi/2)tg(\phi)}}{2\cos^2(45 + \phi/2)}$$

$$N_c = (N_q - 1)ctg\phi$$

$$N\gamma = \frac{tg\phi}{2}\left(\frac{Kp\gamma}{\cos 2\phi} - 1\right)$$

I fattori di forma s_c e s_γ che compaiono nella espressione di q_u dipendono dalla forma della fondazione. In particolare valgono 1 per fondazioni nastriformi o rettangolari allungate e valgono rispettivamente 1.3 e 0.8 per fondazioni quadrate.

Il termine $K_{p\gamma}$ che compare nell'espressione di N_γ non ha un'espressione analitica. Pertanto si assume per N_γ l'espressione proposta da Vesic

$$N_\gamma = 2(N_q + 1)tg\phi$$

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

3.5.4 Verifica alla Stabilità Globale

La verifica alla stabilità globale del complesso muro+terreno deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a 1.1.

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 muro 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 muro. Il numero di strisce è pari a 50.

Si adotta per la verifica di stabilità globale il metodo di Bishop.

Il coefficiente di sicurezza nel metodo di Bishop si esprime secondo la seguente formula:

$$\eta = \frac{\Sigma_i \left(\frac{c_i b_i + (W_i - u_i b_i) tg\phi_i}{m} \right)}{\Sigma_i W_i \sin\alpha_i}$$

dove il termine *m* è espresso da:

$$m = \left(1 + \frac{tg\phi_i tg\alpha_i}{\eta}\right) \cos\alpha_i$$

In questa espressione *n* è il numero delle strisce considerate, b_i e α_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} , c_i e ϕ_i sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia ed u_i è la pressione neutra lungo la base della striscia.

L'espressione del coefficiente di sicurezza di Bishop contiene al secondo membro il termine *m* che è funzione di η. Quindi essa viene risolta per successive approsimazioni assumendo un valore iniziale per η da inserire nell'espressione di *m* ed iterare finquando il valore calcolato coincide con il valore assunto.

3.5.5 Calcolo della Spinta sul Muro

Sono brevemente descritti nel seguito i metodi utilizzati per le verifiche geotecniche delle strutture di sostegno previste.

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

3.5.5.1 Metodo di Culmann

Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb. Quest'ultimo considera l'ipotesi di un cuneo di spinta a monte del muro che si muove rigidamente lungo una superficie di rottura rettilinea. Dall'equilibrio del cuneo si ricava la spinta che il terreno esercita sull'opera di sostegno. Si ammette, al contrario della teoria di Rankine, l'esistenza di attrito fra il terreno e il paramento del muro, e quindi la retta di spinta risulta inclinata rispetto alla normale al paramento stesso di un angolo di attrito terra-muro.

L'espressione della spinta esercitata da un terrapieno, di peso di volume γ, su una parete di altezza *H*, risulta espressa secondo la teoria di Coulomb dalla seguente relazione:

$$S = 1/2\gamma H^2 K_a$$

K_a rappresenta il coefficiente di spinta attiva di Coulomb nella versione riveduta da Muller-Breslau, espresso come:

$$K_a = \frac{\sin(\alpha + \phi)}{\sin^2\alpha \, \sin(\alpha-\delta) \left[1 + \frac{\sqrt{[\, \sin(\phi+\delta)\sin(\phi-\beta) \,]}}{\sqrt{[\, \sin(\alpha-\delta)\sin(\alpha+\beta) \,]}} \right]^2}$$

dove ϕ è l'angolo d'attrito del terreno, α rappresenta l'angolo che la parete forma con l'orizzontale ($\alpha = 90°$ per parete verticale), δ è l'angolo d'attrito terreno-parete, β è l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale.

La spinta risulta inclinata dell'angolo d'attrito terreno-parete δ rispetto alla normale alla parete.

Il diagramma delle pressioni del terreno sulla parete risulta triangolare con il vertice in alto. Il punto di applicazione della spinta si trova in corrispondenza del baricentro del diagramma delle pressioni (*1/3 H* rispetto alla base della parete). L'espressione di K_a perde di significato per $\beta>\phi$. Questo coincide con quanto si intuisce fisicamente: la pendenza del terreno a monte della parete non può superare l'angolo di natural declivio del terreno stesso.

Nel caso in cui il terrapieno sia gravato di un sovraccarico uniforme *Q* l'espressione della pressione e della spinta diventano:

$$\sigma_a = (\gamma z+Q)K_a$$

$$S = (1/2\gamma H^2 + QH)K_a$$

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

Al carico *Q* corrisponde un diagramma delle pressioni rettangolare con risultante applicata a *1/2H*.

Nel caso di terreno dotato di coesione *c* l'espressione della pressione esercitata sulla parete, alla generica profondità *z*, diventa:

$$\sigma_a = \gamma z K_a - 2c(K_a)^{1/2}$$

Al diagramma triangolare, espresso dal termine $\gamma z K_a$, si sottrae il diagramma rettangolare legato al termine con la coesione. La pressione σ_a risulta negativa per valori di *z* minori di:

$$h_c = \frac{2c}{\gamma (K_a)^{1/2}}$$

La grandezza h_c è detta altezza critica e rappresenta la profondità di potenziale frattura del terreno. E' chiaro che se l'altezza della parete è inferiore ad h_c non abbiamo nessuna spinta sulla parete.

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 ρ 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.

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

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.

3.5.5.2 Spinta in Presenza di Sisma: Metodo di Mononobe-Okabe

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

Esso adotta le stesse ipotesi della teoria di Coulomb : un cuneo di spinta a monte del muro che si muove rigidamente lungo una superficie di rottura rettilinea. Mette in conto inoltre l'inerzia sismica del cuneo in direzione orizzontale e verticale. Dall'equilibrio del cuneo si ricava la spinta che il terreno esercita sull'opera di sostegno in condizioni sismiche. Viene messo in conto, come nella teoria di Coulomb, l'esistenza dell' attrito fra il terreno e il paramento del muro, e quindi la retta di spinta risulta inclinata rispetto alla normale al paramento stesso di un angolo di attrito terra-muro.

L'espressione della spinta totale (statica più sismica) esercitata da un terrapieno, di peso di volume γ, su una parete di altezza H, risulta espressa secondo la teoria di Mononobe-Okabe dalla seguente relazione:

$$S = 1/2(1\pm k_v)\gamma H^2 K_a$$

K_a rappresenta il coefficiente di spinta attiva espresso da:

$$K_a = \frac{\sin(\alpha + \phi - \theta)}{\sin^2\alpha \, \sin(\alpha-\delta-\theta) \left[1 + \frac{\sqrt{[\, \sin(\phi+\delta)\sin(\phi-\beta-\theta) \,]}}{\sqrt{[\, \sin(\alpha-\delta-\theta)\sin(\alpha+\beta) \,]}} \right]^2}$$

L'angolo θ è legato al coefficiente sismico dalla seguente espressione:

$$\tan(\theta)=k_h/(1\pm k_v)$$

dove k_h e k_v rappresentano i coefficienti di intensità sismica orizzontale e verticale.

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

Nel caso in cui il terrapieno sia gravato di un sovraccarico uniforme *Q* l'espressione della pressione e della spinta diventano:

$\sigma_a = (\gamma z+Q)K_a$

$S = (1/2\gamma H^2 + QH)K_a$

Al carico *Q* corrisponde un diagramma delle pressioni rettangolare con risultante applicata a *1/2H*.

Nel caso di terreno dotato di coesione *c* l'espressione della pressione esercitata sulla parete, alla generica profondità *z*, diventa:

$$\sigma_a = \gamma z K_a - 2c(K_a)^{1/2}$$

Al diagramma triangolare, espresso dal termine $\gamma z K_a$, si sottrae il diagramma rettangolare legato al termine con la coesione. La pressione σ_a risulta negativa per valori di *z* minori di:

$$h_c = \frac{2c}{\gamma(K_a)^{1/2}}$$

La grandezza h_c è detta altezza critica e rappresenta la profondità di potenziale frattura del terreno. E' chiaro che se l'altezza della parete è inferiore ad h_c non abbiamo nessuna spinta sulla parete.

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

Detta ε l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e β 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 $\theta = arctg(C)$ essendo *C* il coefficiente di intensità sismica.

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:

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

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

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

Tale incremento di spinta deve essere applicato ad una distanza dalla base pari a 2/3 dell'altezza del muro stesso.

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:

$$F_{iH} = k_h W \qquad F_{iV} = \pm k_v W$$

dove *W* è il peso del muro, del terreno soprastante la mensola di monte ed i relativi sovraccarichi permanenti e va applicata nel baricentro dei pesi.

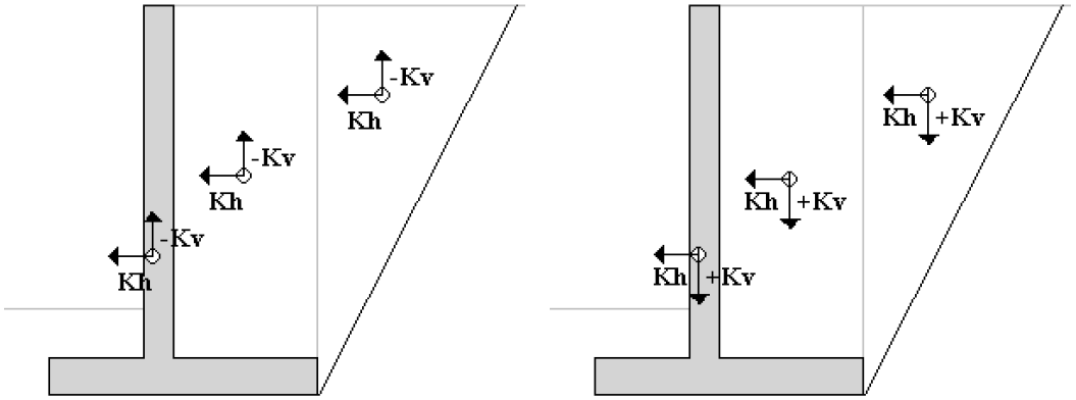


Figura 3.3 – forze d'inerzia applicate alle masse in condizioni sismiche

I valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni:

$$k_h = \beta_m * a_{max}/g \qquad k_v = \pm 0.5\ k_h$$

dove

β_m = coefficiente di riduzione dell' accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione:

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

$a_{max} = S*a_g = S_s*S_t*a_g$

dove:

S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T);

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

I valori dei coefficienti sismici in funzione dello stato limite utilizzati nelle verifiche sono riportati nella ***Tabella 3.XI*** del paragrafo 3.2.6.5.

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.

3.5.5.3 Spinta in Presenza di Falda

Nel caso in cui a monte del muro sia presente la falda il diagramma delle pressioni sul muro risulta modificato a causa della sottospinta che l'acqua esercita sul terreno. Il peso di volume del terreno al di sopra della linea di falda non subisce variazioni. Viceversa al di sotto del livello di falda va considerato il peso di volume di galleggiamento:

$\gamma_a = \gamma_{sat} - \gamma_w$

dove γ_{sat} è il peso di volume saturo del terreno (dipendente dall'indice dei pori) e γ_w è il peso specifico dell'acqua. Quindi il diagramma delle pressioni al di sotto della linea di falda ha una pendenza minore. Al diagramma così ottenuto va sommato il diagramma triangolare legato alla pressione idrostatica esercitata dall'acqua.

3.5.6 Verifiche strutturali

Le elaborazioni sono eseguite basandosi sulle norme italiane (D.M. 14 Gennaio 2008) con il metodo semiprobabilistico agli stati limite. Il diagramma di calcolo sforzi-deformazioni è stato ottenuto utilizzando i seguenti parametri:

calcestruzzo: diagramma parabola-rettangolo $\alpha = 0.85$

$\gamma_C = 1.50$ epsilon limite $\varepsilon_{c1} = 0.2$ %. $\varepsilon_{cu} = 0.35$ %.

acciaio: diagramma elastico-perfettamente plastico

$\gamma_S = 1.15$ epsilon limite $\varepsilon_{su} = 1.0$ %.

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

3.6 OPERA DI PRESA SUL TORRENTE S. SIRO

La zona circostante l'opera di presa è caratterizzata, secondo le indagini geognostiche effettuate, da una strato di circa 2 metri di terreno che poggia su una basamento di roccia. La coltre superficiale è stata inoltre giudicata dalla "Relazione finale sulle indagini Geologico – Tecniche propedeutiche al progetto definitivo" in "condizione di versante in equilibrio limite o in squilibrio latente, che coinvolge la coltre incoerente e porzione di substrato alterato, allentato o detritizzato". La natura particolarmente fratturata della roccia e le prove di emungimento hanno inoltre evidenziato una permeabilità piuttosto elevata del substrato roccioso, che può quindi essere facilmente prosciugato attraverso drenaggi da inserire nei muri di sostegno.

Alla luce di tali considerazioni le verifiche geotecniche dei muri di sostegno sono state condotte considerando il pendio rilevato da indagine topografica e una stratigrafia composta da un ricoprimento pari a circa 2 metri che giace su roccia, mentre, per quanto riguarda le indagini sulla stabilità della briglia, è stato considerato il deposito alluvionale che caratterizza la parte superficiale dell'alveo.

3.6.1 Muri di Sponda

L'opera di presa sul torrente S. Siro prevede la realizzazione di muri di sostegno di diverse altezze fino ad un massimo di 10 metri.

Per ciascuna opera sono state condotte le verifiche geotecniche necessarie ad assicurare i coefficienti di sicurezza imposti dalla normativa vigente.

Si illustrano nel seguito i dettagli relativi alle valutazioni sulla stabilità geotecnica e la resistenza strutturale delle opere. In particolare sono stati analizzati i muri di sostegno denominati Muro A, B, C, D, E, F, G e H secondo la nomenclatura indicata nell'Elaborato OI – SS 05.

3.6.1.1 Muro A

Per la verifica del muro A, in favore di sicurezza si considera la sezione tipo A3 – A3.

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

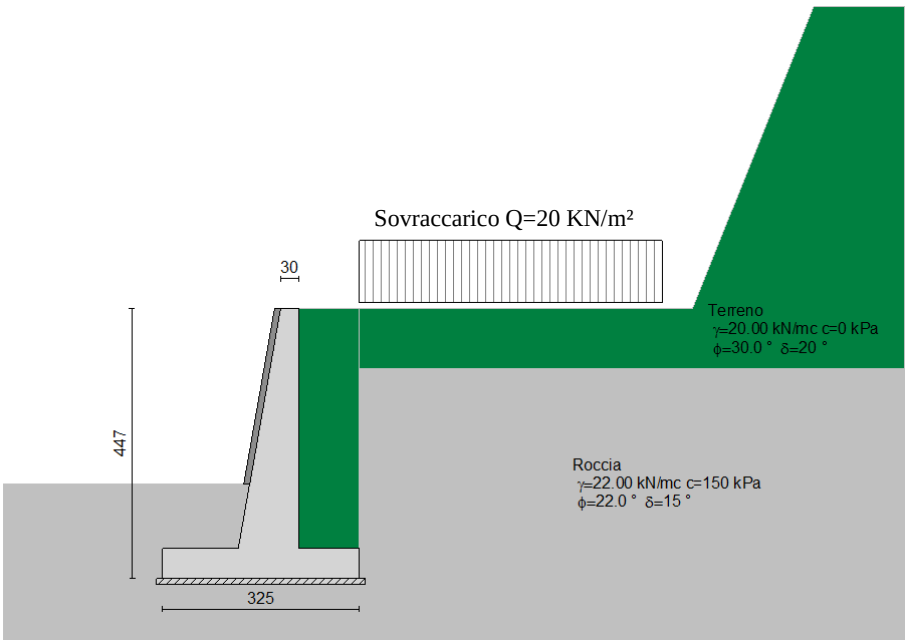


Figura 3.4 – Modello geotecnico e strutturale del Muro "A"

Si riporta di seguito la tabella riassuntiva dei coefficienti di sicurezza delle verifiche geotecniche, eseguite per il muro "A", per tutte le combinazioni di carico analizzate; in grassetto vengono indicati i valori minimi di tali coefficienti. Le verifiche risultano tutte soddisfatte, essendo i valori ottenuti superiori ai limiti imposti dalla Normativa.

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

Tabella 3.XII – Coefficienti di sicurezza per le verifiche geotecniche, muro "A"

Comb.	Tipo comb.	Sisma	FS (ribalt)	FS (scorr)	FS (qult)	FS (stab)
1	A1-M1 - [1]	--	--	116.71	41.62	--
2	A1-M1 - [1]	--	--	120.72	31.77	--
3	A1-M1 - [1]	--	--	116.67	34.75	--
4	A1-M1 - [1]	--	--	118.99	37.21	--
5	A2-M2 - [1]	--	--	97.48	**25.25**	--
6	EQU - [1]	--	26.17	--	--	--
7	STAB - [1]	--	--	--	--	10.26
8	A1-M1 - [2]	--	--	35.80	40.79	--
9	A1-M1 - [2]	--	--	35.11	46.50	--
10	A1-M1 - [2]	--	--	36.32	34.74	--
11	A1-M1 - [2]	--	--	35.63	38.69	--
12	A2-M2 - [2]	--	--	**26.93**	28.65	--
13	EQU - [2]	--	**6.93**	--	--	--
14	STAB - [2]	--	--	--	--	**7.93**
15	A1-M1 - [3]	SismaH + SismaV positivo	--	51.36	42.54	--
16	A1-M1 - [3]	SismaH + SismaV negativo	--	51.68	43.75	--
17	A2-M2 - [3]	SismaH + SismaV positivo	--	37.93	26.10	--
18	A2-M2 - [3]	SismaH + SismaV negativo	--	38.22	26.85	--
19	EQU - [3]	SismaH + SismaV positivo	17.77	--	--	--
20	EQU - [3]	SismaH + SismaV negativo	14.40	--	--	--
21	STAB - [3]	SismaH + SismaV positivo	--	--	--	9.45
22	STAB - [3]	SismaH + SismaV negativo	--	--	--	9.65
23	A1-M1 - [4]	SismaH + SismaV positivo	--	51.36	42.54	--
24	SLEQ - [1]	--	--	151.69	41.15	--
25	SLEF - [1]	--	--	60.38	43.64	--
26	SLER - [1]	--	--	50.30	44.46	--
27	SLEQ - [1]	SismaH + SismaV positivo	--	81.90	41.76	--
28	SLEQ - [1]	SismaH + SismaV negativo	--	82.32	42.27	--
29	SLEF - [1]	SismaH + SismaV positivo	--	44.50	44.29	--
30	SLEF - [1]	SismaH + SismaV negativo	--	44.83	44.82	--
31	SLER - [1]	SismaH + SismaV positivo	--	38.63	45.11	--
32	SLER - [1]	SismaH + SismaV negativo	--	38.93	45.66	--

I risultati delle analisi di stabilità globale del muro "A" vengono riassunti in ***Figura 3.5***, in cui si riporta la sezione di verifica allo stato di progetto, con la stratigrafia dei terreni interessati dall'intervento e la rappresentazione della superficie di rottura critica, con l'indicazione del valore del coefficiente di sicurezza minimo secondo il metodo di Bishop; come si può notare la verifica risulta soddisfatta essendo il coefficiente di sicurezza $C \geq 1.10$.

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

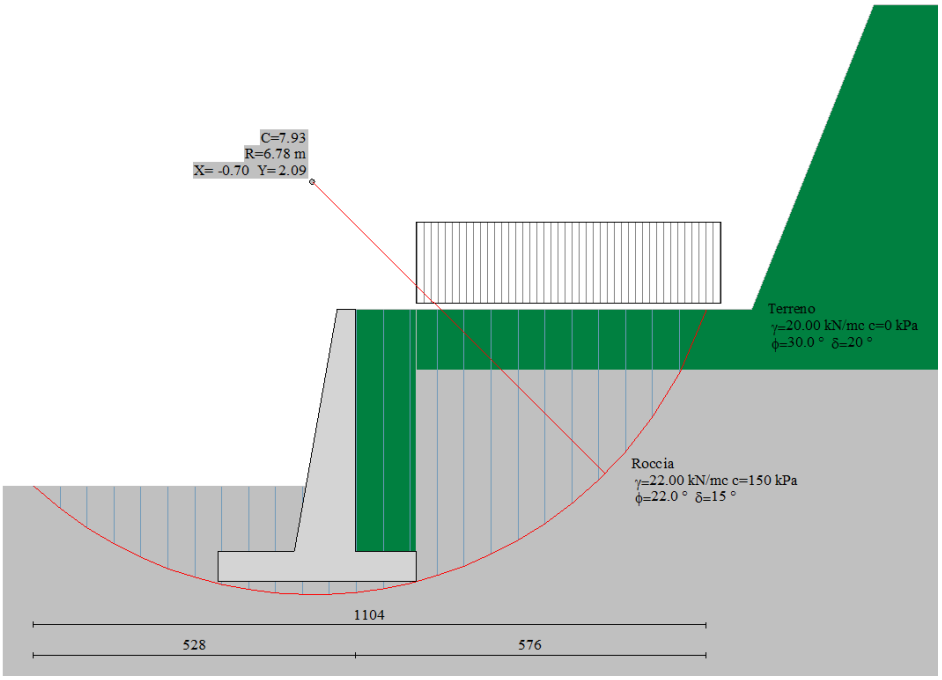


Figura 3.5 – Superficie di rottura critica con coefficiente di sicurezza minimo del Muro "A"

In Appendice 2 vengono riportati i tabulati completi delle verifiche strutturali SLU e SLE per tutte le combinazioni di carico analizzate.

3.6.1.2 Muro B

Per la verifica del muro B, in favore di sicurezza si considera la sezione tipo B – B.

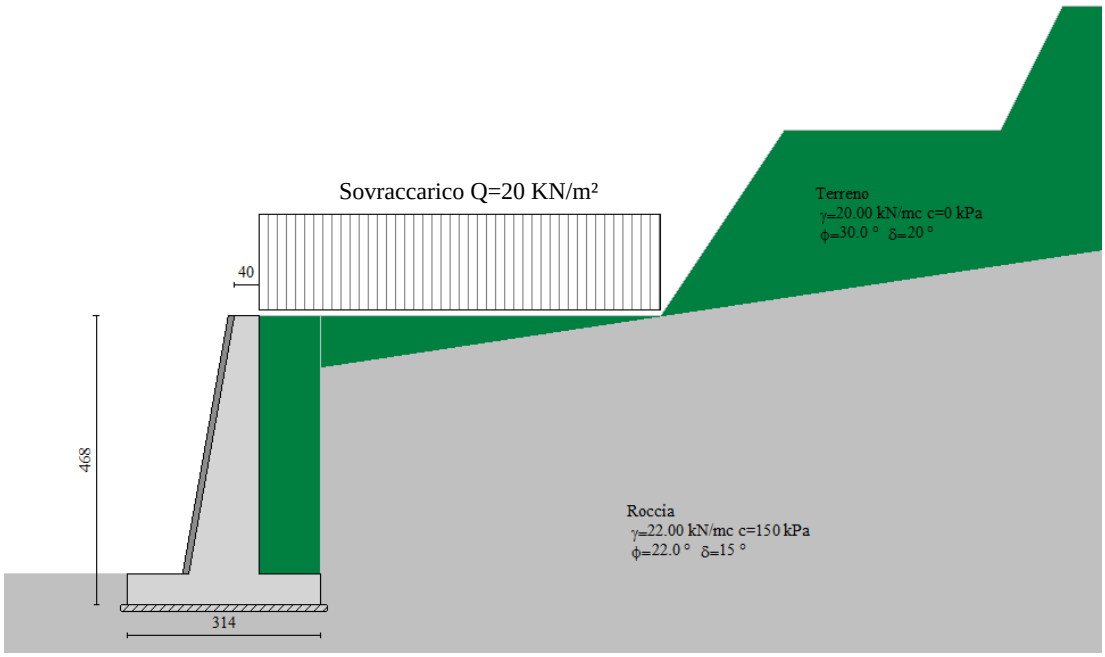


Figura 3.6 – Modello geotecnico e strutturale del Muro "B"

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

Si riporta di seguito la tabella riassuntiva dei coefficienti di sicurezza delle verifiche geotecniche, eseguite per il muro "B", per tutte le combinazioni di carico analizzate; in grassetto vengono indicati i valori minimi di tali coefficienti. Le verifiche risultano tutte soddisfatte, essendo i valori ottenuti superiori ai limiti imposti dalla Normativa.

Tabella 3.XIII – Coefficienti di sicurezza per le verifiche geotecniche, muro "B"

Comb.	Tipo comb.	Sisma	FS (ribalt)	FS (scorr)	FS (qult)	FS (stab)
1	A1-M1 - [1]	--	--	148.11	35.56	--
2	A1-M1 - [1]	--	--	154.25	27.24	--
3	A1-M1 - [1]	--	--	150.64	29.94	--
4	A1-M1 - [1]	--	--	151.72	31.67	--
5	A2-M2 - [1]	--	--	123.08	21.47	--
6	EQU - [1]	--	34.77	--	--	--
7	STAB - [1]	--	--	--	--	8.05
8	A1-M1 - [2]	--	--	41.31	28.55	--
9	A1-M1 - [2]	--	--	40.34	31.73	--
10	A1-M1 - [2]	--	--	41.98	24.95	--
11	A1-M1 - [2]	--	--	41.02	27.26	--
12	A2-M2 - [2]	--	--	**30.59**	**19.89**	--
13	EQU - [2]	--	**9.73**	--	--	--
14	STAB - [2]	--	--	--	--	**5.98**
15	A1-M1 - [3]	SismaH + SismaV positivo	--	48.46	36.54	--
16	A1-M1 - [3]	SismaH + SismaV negativo	--	48.61	37.59	--
17	A2-M2 - [3]	SismaH + SismaV positivo	--	36.36	22.24	--
18	A2-M2 - [3]	SismaH + SismaV negativo	--	36.52	22.88	--
19	EQU - [3]	SismaH + SismaV positivo	19.34	--	--	--
20	EQU - [3]	SismaH + SismaV negativo	15.38	--	--	--
21	STAB - [3]	SismaH + SismaV positivo	--	--	--	7.52
22	STAB - [3]	SismaH + SismaV negativo	--	--	--	7.69
23	A1-M1 - [4]	SismaH + SismaV positivo	--	48.46	36.54	--
24	SLEQ - [1]	--	--	192.52	35.28	--
25	SLEF - [1]	--	--	69.79	33.30	--
26	SLER - [1]	--	--	57.70	32.68	--
27	SLEQ - [1]	SismaH + SismaV positivo	--	83.79	35.84	--
28	SLEQ - [1]	SismaH + SismaV negativo	--	84.09	36.27	--
29	SLEF - [1]	SismaH + SismaV positivo	--	46.02	33.86	--
30	SLEF - [1]	SismaH + SismaV negativo	--	46.30	34.27	--
31	SLER - [1]	SismaH + SismaV positivo	--	40.09	33.25	--
32	SLER - [1]	SismaH + SismaV negativo	--	40.35	33.65	--

I risultati delle analisi di stabilità globale del muro "B" vengono riassunti in ***Figura 3.7***, in cui si riporta la sezione di verifica allo stato di progetto, con la stratigrafia dei terreni interessati dall'intervento e la rappresentazione della superficie di rottura critica, con l'indicazione del valore del coefficiente di sicurezza minimo secondo il metodo di Bishop; come si può notare la verifica risulta soddisfatta essendo il coefficiente di sicurezza $C \geq 1.10$.

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

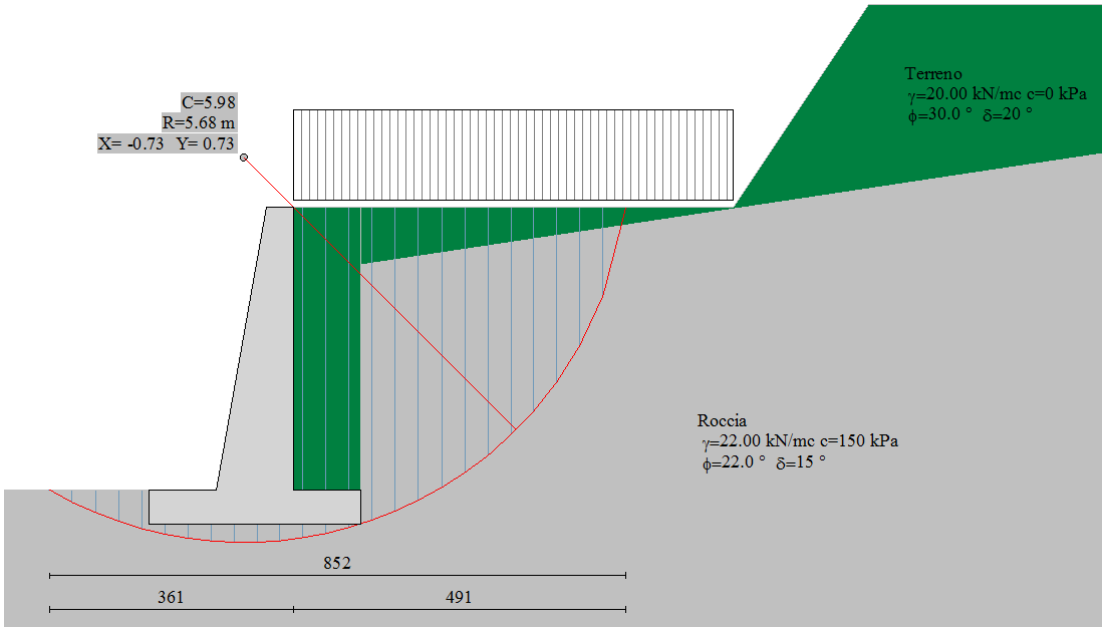


Figura 3.7 – Superficie di rottura critica con coefficiente di sicurezza minimo del Muro "B"

In Appendice 3 vengono riportati i tabulati completi delle verifiche strutturali SLU e SLE per tutte le combinazioni di carico analizzate

3.6.1.3 Muro C

Per la verifica del muro C, in favore di sicurezza si considera la sezione tipo C1 – C1.

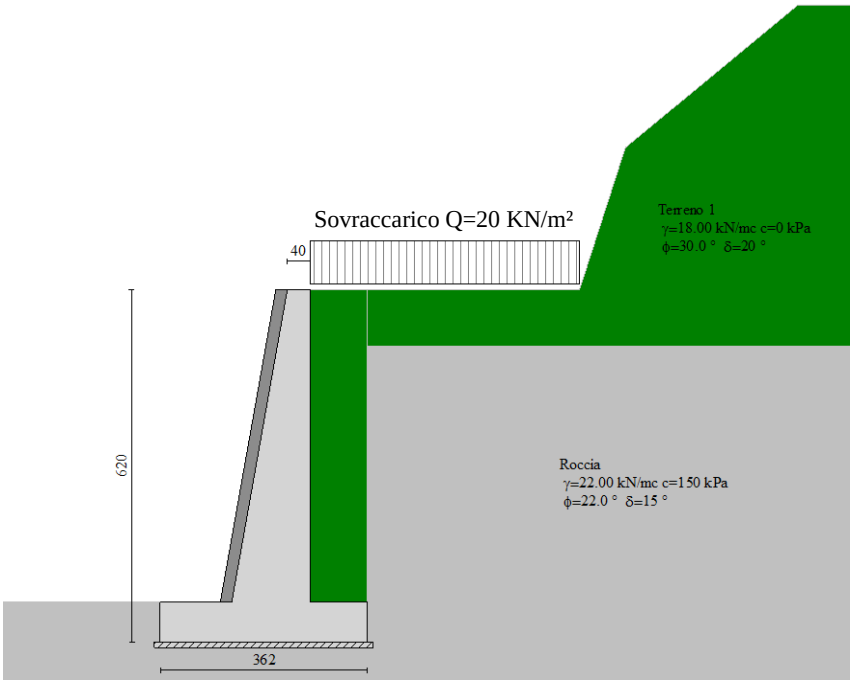


Figura 3.8 – Modello geotecnico e strutturale del Muro "C"

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

Si riporta di seguito la tabella riassuntiva dei coefficienti di sicurezza delle verifiche geotecniche, eseguite per il muro "C", per tutte le combinazioni di carico analizzate; in grassetto vengono indicati i valori minimi di tali coefficienti. Le verifiche risultano tutte soddisfatte, essendo i valori ottenuti superiori ai limiti imposti dalla Normativa.

Tabella 3.XIV – Coefficienti di sicurezza per le verifiche geotecniche, muro "C"

Comb.	Tipo comb.	Sisma	FS (ribalt)	FS (scorr)	FS (qult)	FS (stab)
1	A1-M1 - [1]	--	--	145.79	28.98	--
2	A1-M1 - [1]	--	--	152.85	22.31	--
3	A1-M1 - [1]	--	--	148.25	25.00	--
4	A1-M1 - [1]	--	--	150.39	25.33	--
5	A2-M2 - [1]	--	--	121.15	17.48	--
6	EQU - [1]	--	35.56	--	--	--
7	STAB - [1]	--	--	--	--	3.95
8	A1-M1 - [2]	--	--	42.00	23.97	--
9	A1-M1 - [2]	--	--	40.74	27.26	--
10	A1-M1 - [2]	--	--	42.68	21.31	--
11	A1-M1 - [2]	--	--	41.42	23.81	--
12	A2-M2 - [2]	--	--	**30.93**	**16.95**	--
13	EQU - [2]	--	**9.77**	--	--	--
14	STAB - [2]	--	--	--	--	3.85
15	A1-M1 - [3]	SismaH + SismaV positivo	--	41.79	29.94	--
16	A1-M1 - [3]	SismaH + SismaV negativo	--	41.86	30.78	--
17	A2-M2 - [3]	SismaH + SismaV positivo	--	31.60	18.20	--
18	A2-M2 - [3]	SismaH + SismaV negativo	--	31.69	18.71	--
19	EQU - [3]	SismaH + SismaV positivo	18.37	--	--	--
20	EQU - [3]	SismaH + SismaV negativo	14.83	--	--	--
21	STAB - [3]	SismaH + SismaV positivo	--	--	--	**3.77**
22	STAB - [3]	SismaH + SismaV negativo	--	--	--	3.85
23	A1-M1 - [4]	SismaH + SismaV positivo	--	41.79	29.94	--
24	SLEQ - [1]	--	--	189.50	28.74	--
25	SLEF - [1]	--	--	70.34	27.90	--
26	SLER - [1]	--	--	58.27	27.62	--
27	SLEQ - [1]	SismaH + SismaV positivo	--	74.52	29.27	--
28	SLEQ - [1]	SismaH + SismaV negativo	--	74.73	29.62	--
29	SLEF - [1]	SismaH + SismaV positivo	--	43.60	28.43	--
30	SLEF - [1]	SismaH + SismaV negativo	--	43.84	28.77	--
31	SLER - [1]	SismaH + SismaV positivo	--	38.36	28.15	--
32	SLER - [1]	SismaH + SismaV negativo	--	38.59	28.49	--

I risultati delle analisi di stabilità globale del muro "C" vengono riassunti in ***Figura 3.9***, in cui si riporta la sezione di verifica allo stato di progetto, con la stratigrafia dei terreni interessati dall'intervento e la rappresentazione della superficie di rottura critica, con l'indicazione del valore del coefficiente di sicurezza minimo secondo il metodo di Bishop; come si può notare la verifica risulta soddisfatta essendo il coefficiente di sicurezza $C \geq 1.10$.

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

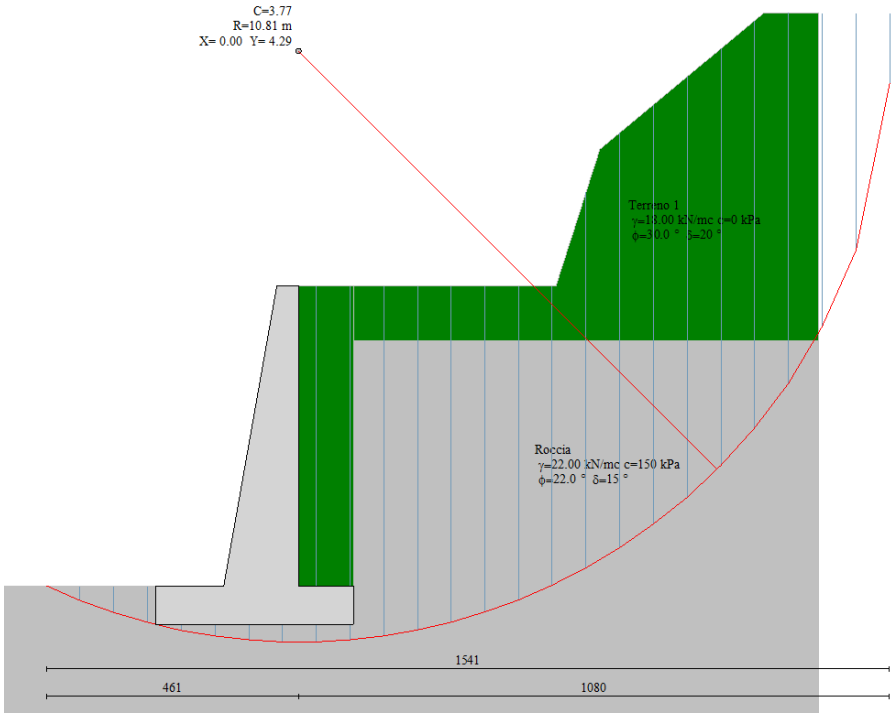


Figura 3.9 – Superficie di rottura critica con coefficiente di sicurezza minimo del Muro "C"

In Appendice 4 vengono riportati i tabulati completi delle verifiche strutturali SLU e SLE per tutte le combinazioni di carico analizzate.

3.6.1.4 Muro D

Per la verifica del muro D, in favore di sicurezza si considera la sezione tipo D2 – D2.

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

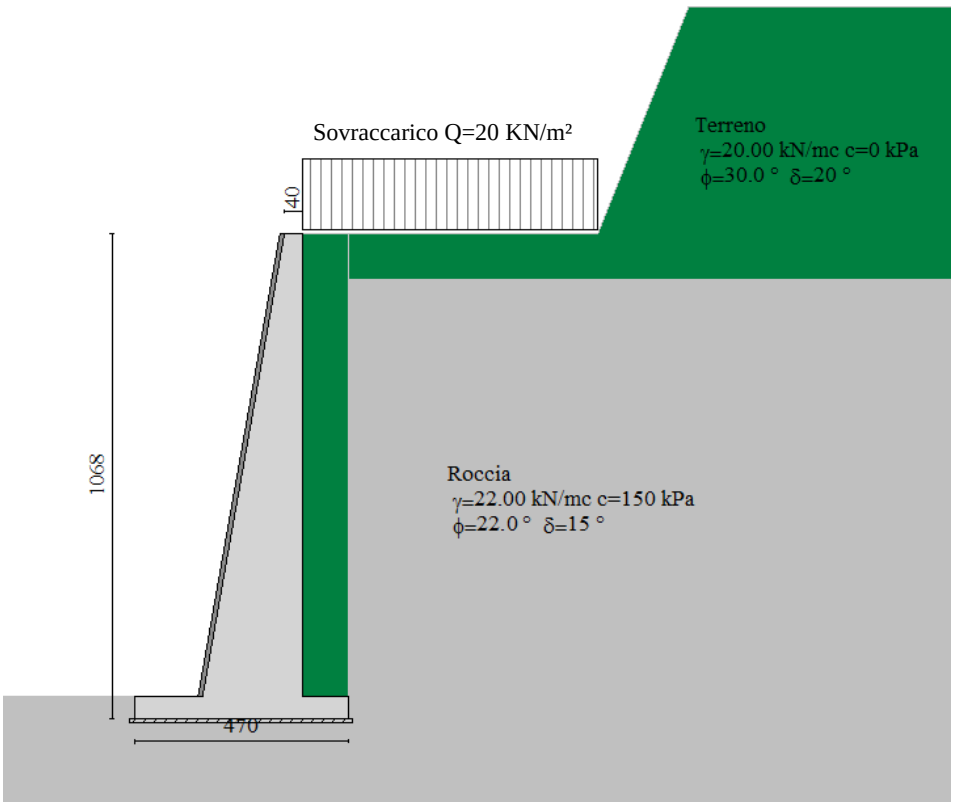


Figura 3.10 – Modello geotecnico e strutturale del Muro "D"

Si riporta di seguito la tabella riassuntiva dei coefficienti di sicurezza delle verifiche geotecniche, eseguite per il muro "D", per tutte le combinazioni di carico analizzate; in grassetto vengono indicati i valori minimi di tali coefficienti. Le verifiche risultano tutte soddisfatte, essendo i valori ottenuti superiori ai limiti imposti dalla Normativa.

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

Tabella 3.XV – Coefficienti di sicurezza per le verifiche geotecniche, muro "D"

Comb.	Tipo comb.	Sisma	FS (ribalt)	FS (scorr)	FS (qult)	FS (stab)
1	A1-M1 - [1]	--	--	155.64	17.24	--
2	A1-M1 - [1]	--	--	166.70	13.38	--
3	A1-M1 - [1]	--	--	159.44	15.68	--
4	A1-M1 - [1]	--	--	162.90	14.49	--
5	A2-M2 - [1]	--	--	129.34	10.36	--
6	EQU - [1]	--	37.80	--	--	--
7	STAB - [1]	--	--	--	--	2.60
8	A1-M1 - [2]	--	--	51.54	14.30	--
9	A1-M1 - [2]	--	--	49.27	16.45	--
10	A1-M1 - [2]	--	--	52.73	12.84	--
11	A1-M1 - [2]	--	--	50.46	14.95	--
12	A2-M2 - [2]	--	--	37.60	**10.07**	--
13	EQU - [2]	--	**11.79**	--	--	--
14	STAB - [2]	--	--	--	--	2.56
15	A1-M1 - [3]	SismaH + SismaV positivo	--	32.30	17.29	--
16	A1-M1 - [3]	SismaH + SismaV negativo	--	32.23	17.79	--
17	A2-M2 - [3]	SismaH + SismaV positivo	--	**22.80**	10.65	--
18	A2-M2 - [3]	SismaH + SismaV negativo	--	24.54	10.80	--
19	EQU - [3]	SismaH + SismaV positivo	14.90	--	--	--
20	EQU - [3]	SismaH + SismaV negativo	13.80	--	--	--
21	STAB - [3]	SismaH + SismaV positivo	--	--	--	**2.48**
22	STAB - [3]	SismaH + SismaV negativo	--	--	--	2.53
23	A1-M1 - [4]	SismaH + SismaV positivo	--	32.30	17.29	--
24	SLEQ - [1]	--	--	202.30	17.25	--
25	SLEF - [1]	--	--	83.79	16.79	--
26	SLER - [1]	--	--	70.20	16.65	--
27	SLEQ - [1]	SismaH + SismaV positivo	--	61.32	17.15	--
28	SLEQ - [1]	SismaH + SismaV negativo	--	61.37	17.35	--
29	SLEF - [1]	SismaH + SismaV positivo	--	42.19	16.75	--
30	SLEF - [1]	SismaH + SismaV negativo	--	42.32	16.95	--
31	SLER - [1]	SismaH + SismaV positivo	--	38.25	16.77	--
32	SLER - [1]	SismaH + SismaV negativo	--	38.39	16.98	--

I risultati delle analisi di stabilità globale del muro "D" vengono riassunti in ***Figura 3.11***, in cui si riporta la sezione di verifica allo stato di progetto, con la stratigrafia dei terreni interessati dall'intervento e la rappresentazione della superficie di rottura critica, con l'indicazione del valore del coefficiente di sicurezza minimo secondo il metodo di Bishop; come si può notare la verifica risulta soddisfatta essendo il coefficiente di sicurezza $C \geq 1.10$.

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

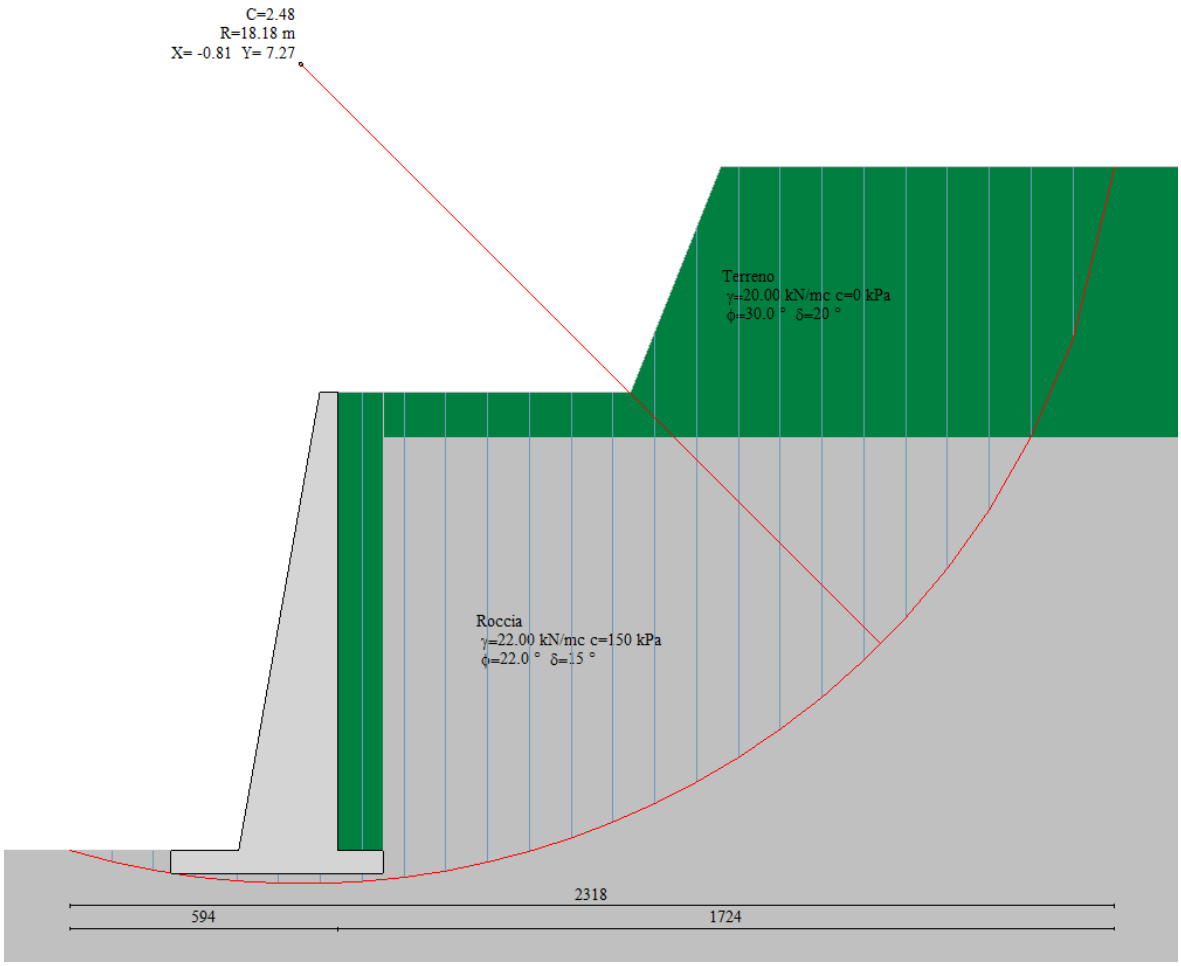


Figura 3.11 – Superficie di rottura critica con coefficiente di sicurezza minimo del Muro "D"

In Appendice 5 vengono riportati i tabulati completi delle verifiche strutturali SLU e SLE per tutte le combinazioni di carico analizzate.

3.6.1.5 Muro E

Per la verifica del muro E, in favore di sicurezza si considera la sezione tipo E1 – E1.

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

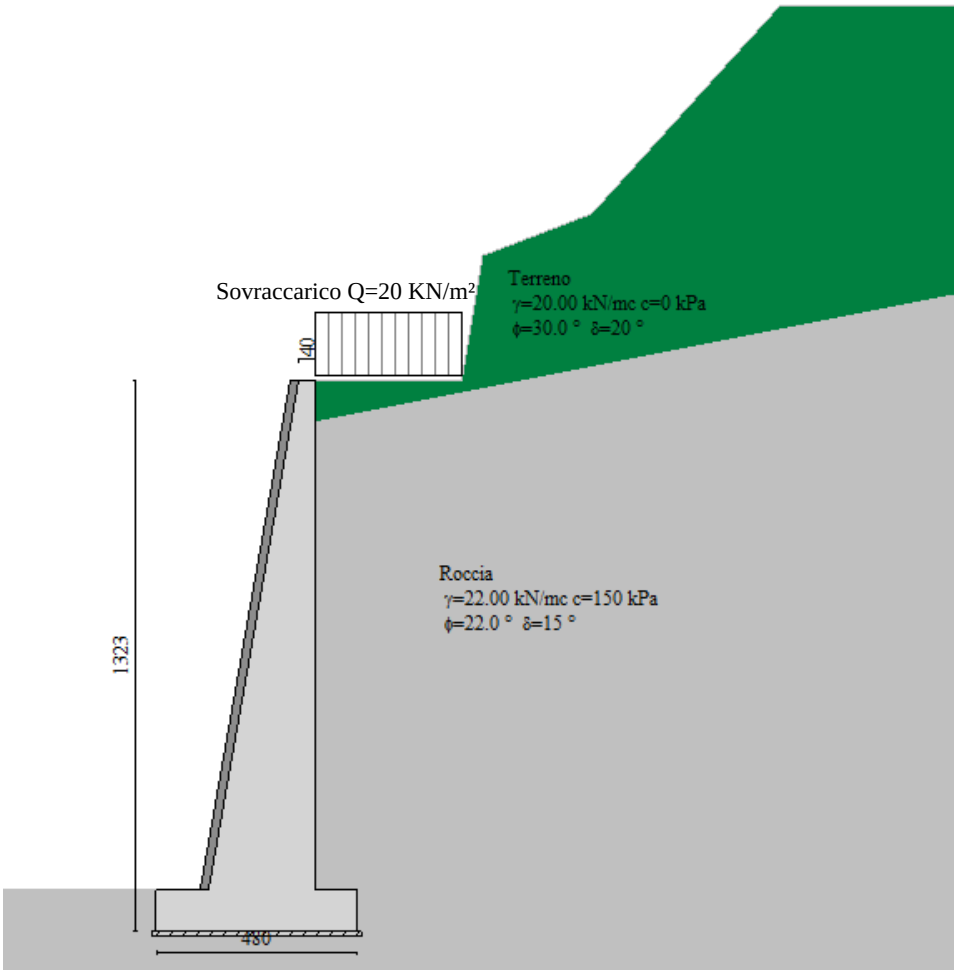


Figura 3.12 – Modello geotecnico e strutturale del Muro "E"

Si riporta di seguito la tabella riassuntiva dei coefficienti di sicurezza delle verifiche geotecniche, eseguite per il muro "E", per tutte le combinazioni di carico analizzate; in grassetto vengono indicati i valori minimi di tali coefficienti. Le verifiche risultano tutte soddisfatte, essendo i valori ottenuti superiori ai limiti imposti dalla Normativa.

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

Tabella 3.XVI – Coefficienti di sicurezza per le verifiche geotecniche, muro "E"

Comb.	Tipo comb.	Sisma	FS (ribalt)	FS (scorr)	FS (qult)	FS (stab)
1	A1-M1 - [1]	--	--	11.37	12.76	--
2	A1-M1 - [1]	--	--	12.38	9.80	--
3	A1-M1 - [1]	--	--	11.69	11.32	--
4	A1-M1 - [1]	--	--	12.06	11.07	--
5	A2-M2 - [1]	--	--	7.68	**7.81**	--
6	EQU - [1]	--	9.26	--	--	--
7	STAB - [1]	--	--	--	--	2.05
8	A1-M1 - [2]	--	--	10.68	11.09	--
9	A1-M1 - [2]	--	--	10.08	12.81	--
10	A1-M1 - [2]	--	--	10.97	9.84	--
11	A1-M1 - [2]	--	--	10.37	11.14	--
12	A2-M2 - [2]	--	--	6.85	7.94	--
13	EQU - [2]	--	**6.74**	--	--	--
14	STAB - [2]	--	--	--	--	2.05
15	A1-M1 - [3]	SismaH + SismaV positivo	--	27.58	13.56	--
16	A1-M1 - [3]	SismaH + SismaV negativo	--	27.42	13.96	--
17	A2-M2 - [3]	SismaH + SismaV positivo	--	**4.23**	8.54	--
18	A2-M2 - [3]	SismaH + SismaV negativo	--	4.96	8.71	--
19	EQU - [3]	SismaH + SismaV positivo	9.28	--	--	--
20	EQU - [3]	SismaH + SismaV negativo	9.05	--	--	--
21	STAB - [3]	SismaH + SismaV positivo	--	--	--	**1.97**
22	STAB - [3]	SismaH + SismaV negativo	--	--	--	2.01
23	A1-M1 - [4]	SismaH + SismaV positivo	--	27.58	13.56	--
24	SLEQ - [1]	--	--	328.96	12.57	--
25	SLEF - [1]	--	--	120.46	12.61	--
26	SLER - [1]	--	--	99.58	12.62	--
27	SLEQ - [1]	SismaH + SismaV positivo	--	56.95	13.01	--
28	SLEQ - [1]	SismaH + SismaV negativo	--	56.87	13.17	--
29	SLEF - [1]	SismaH + SismaV positivo	--	43.24	13.05	--
30	SLEF - [1]	SismaH + SismaV negativo	--	43.27	13.21	--
31	SLER - [1]	SismaH + SismaV positivo	--	40.05	13.06	--
32	SLER - [1]	SismaH + SismaV negativo	--	40.09	13.22	--

I risultati delle analisi di stabilità globale del muro "E" vengono riassunti in ***Figura 3.13***, in cui si riporta la sezione di verifica allo stato di progetto, con la stratigrafia dei terreni interessati dall'intervento e la rappresentazione della superficie di rottura critica, con l'indicazione del valore del coefficiente di sicurezza minimo secondo il metodo di Bishop; come si può notare la verifica risulta soddisfatta essendo il coefficiente di sicurezza $C \geq 1.10$.

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

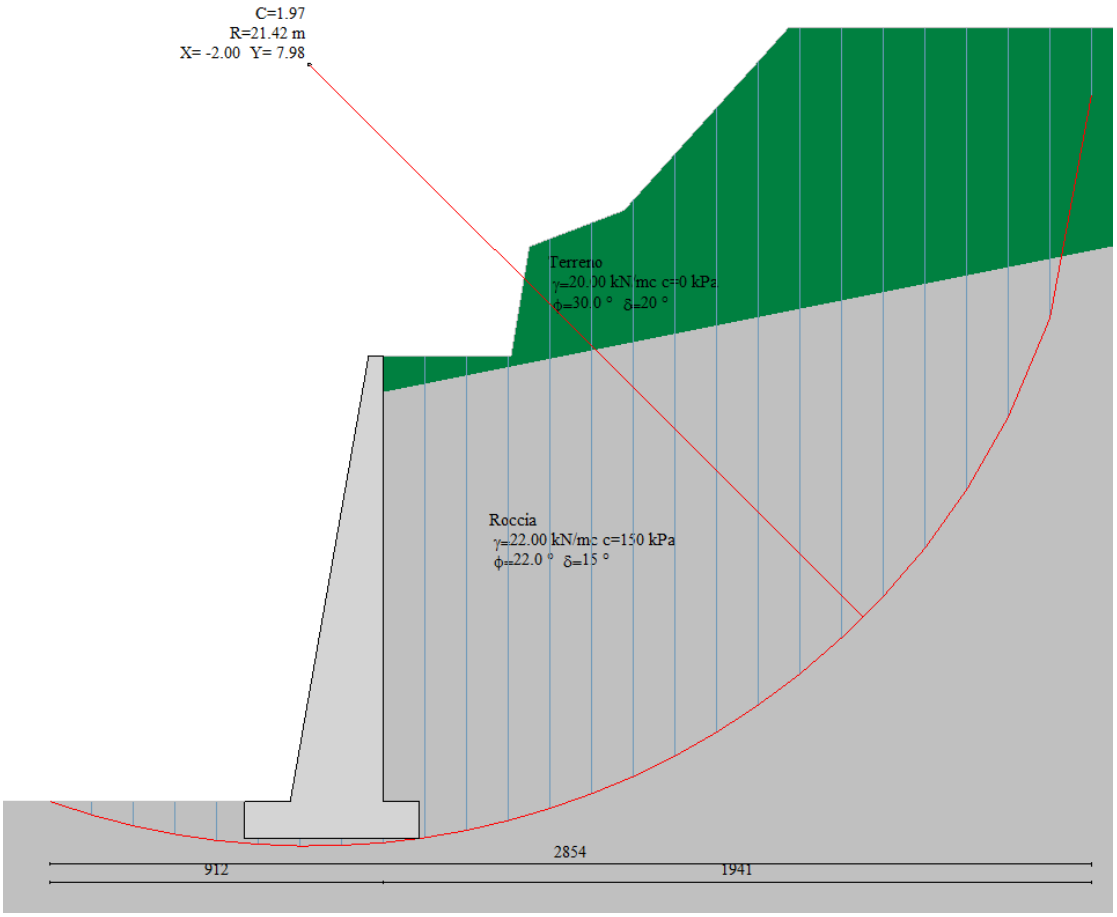


Figura 3.13 – Superficie di rottura critica con coefficiente di sicurezza minimo del Muro "E"

In Appendice 6 vengono riportati i tabulati completi delle verifiche strutturali SLU e SLE per tutte le combinazioni di carico analizzate.

3.6.1.6 Muro F

Per la verifica del muro F, in favore di sicurezza si considera la sezione tipo F4 – F4.

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

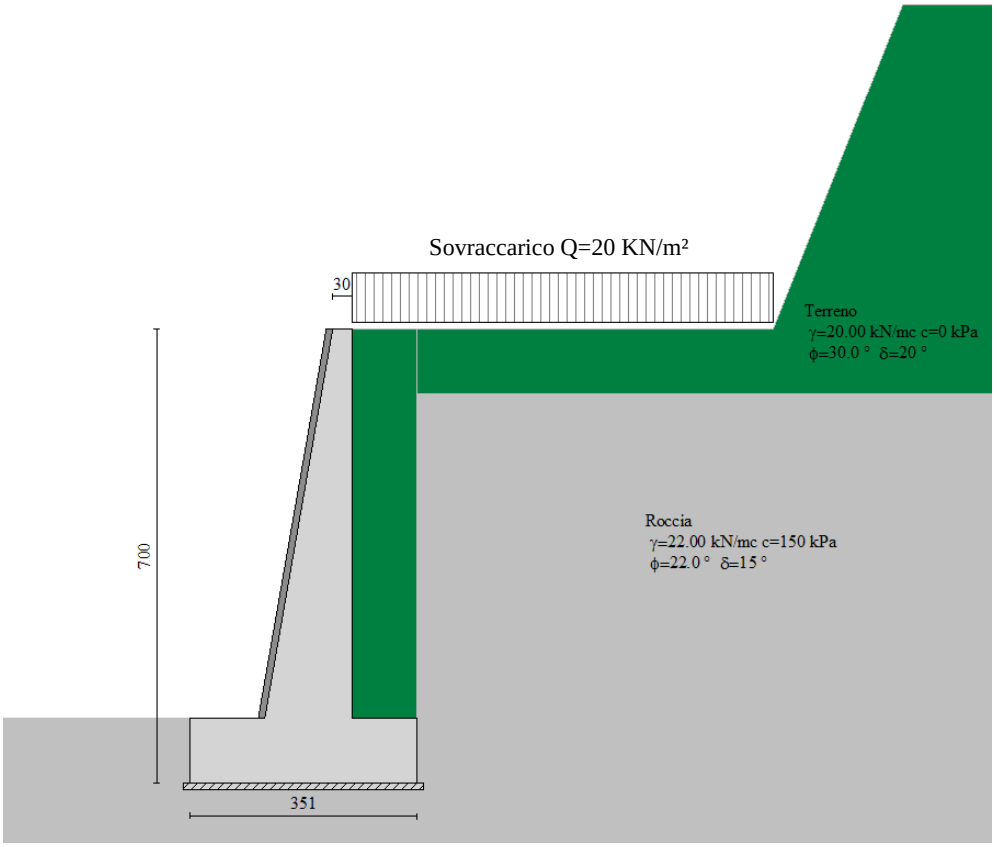


Figura 3.14 – Modello geotecnico e strutturale del Muro "F"

Si riporta di seguito la tabella riassuntiva dei coefficienti di sicurezza delle verifiche geotecniche, eseguite per il muro "F", per tutte le combinazioni di carico analizzate; in grassetto vengono indicati i valori minimi di tali coefficienti. Le verifiche risultano tutte soddisfatte, essendo i valori ottenuti superiori ai limiti imposti dalla Normativa.

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

Tabella 3.XVII – Coefficienti di sicurezza per le verifiche geotecniche, muro "F"

Comb.	Tipo comb.	Sisma	FS (ribalt)	FS (scorr)	FS (qult)	FS (stab)
1	A1-M1 - [1]	--	--	128.58	25.40	--
2	A1-M1 - [1]	--	--	135.87	19.43	--
3	A1-M1 - [1]	--	--	131.22	21.69	--
4	A1-M1 - [1]	--	--	133.24	22.26	--
5	A2-M2 - [1]	--	--	106.85	15.35	--
6	EQU - [1]	--	30.04	--	--	--
7	STAB - [1]	--	--	--	--	3.85
8	A1-M1 - [2]	--	--	40.34	21.50	--
9	A1-M1 - [2]	--	--	38.96	24.49	--
10	A1-M1 - [2]	--	--	41.12	18.93	--
11	A1-M1 - [2]	--	--	39.74	21.15	--
12	A2-M2 - [2]	--	--	29.65	**15.23**	--
13	EQU - [2]	--	**8.86**	--	--	--
14	STAB - [2]	--	--	--	--	3.70
15	A1-M1 - [3]	SismaH + SismaV positivo	--	37.14	26.38	--
16	A1-M1 - [3]	SismaH + SismaV negativo	--	37.17	27.15	--
17	A2-M2 - [3]	SismaH + SismaV positivo	--	**28.08**	16.10	--
18	A2-M2 - [3]	SismaH + SismaV negativo	--	28.13	16.56	--
19	EQU - [3]	SismaH + SismaV positivo	15.97	--	--	--
20	EQU - [3]	SismaH + SismaV negativo	13.16	--	--	--
21	STAB - [3]	SismaH + SismaV positivo	--	--	--	**3.66**
22	STAB - [3]	SismaH + SismaV negativo	--	--	--	3.74
23	A1-M1 - [4]	SismaH + SismaV positivo	--	37.14	26.38	--
24	SLEQ - [1]	--	--	167.13	25.15	--
25	SLEF - [1]	--	--	66.53	24.73	--
26	SLER - [1]	--	--	55.52	24.58	--
27	SLEQ - [1]	SismaH + SismaV positivo	--	66.11	25.70	--
28	SLEQ - [1]	SismaH + SismaV negativo	--	66.27	26.01	--
29	SLEF - [1]	SismaH + SismaV positivo	--	40.41	25.28	--
30	SLEF - [1]	SismaH + SismaV negativo	--	40.61	25.59	--
31	SLER - [1]	SismaH + SismaV positivo	--	35.83	25.14	--
32	SLER - [1]	SismaH + SismaV negativo	--	36.02	25.44	--

I risultati delle analisi di stabilità globale del muro "F" vengono riassunti in ***Figura 3.15***, in cui si riporta la sezione di verifica allo stato di progetto, con la stratigrafia dei terreni interessati dall'intervento e la rappresentazione della superficie di rottura critica, con l'indicazione del valore del coefficiente di sicurezza minimo secondo il metodo di Bishop; come si può notare la verifica risulta soddisfatta essendo il coefficiente di sicurezza $C \geq 1.10$.

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

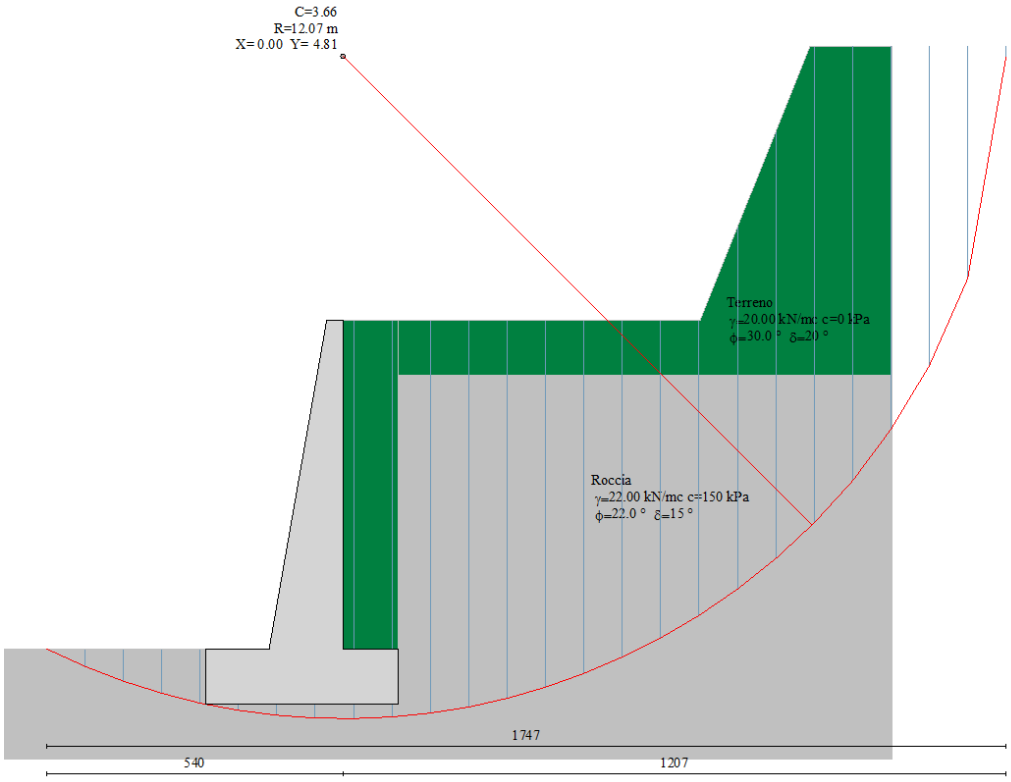


Figura 3.15 – Superficie di rottura critica con coefficiente di sicurezza minimo del Muro "F"

In Appendice 7 vengono riportati i tabulati completi delle verifiche strutturali SLU e SLE per tutte le combinazioni di carico analizzate.

3.6.1.7 Muro G

Per la verifica del muro G, in favore di sicurezza si considera la sezione tipo G3 – G3.

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

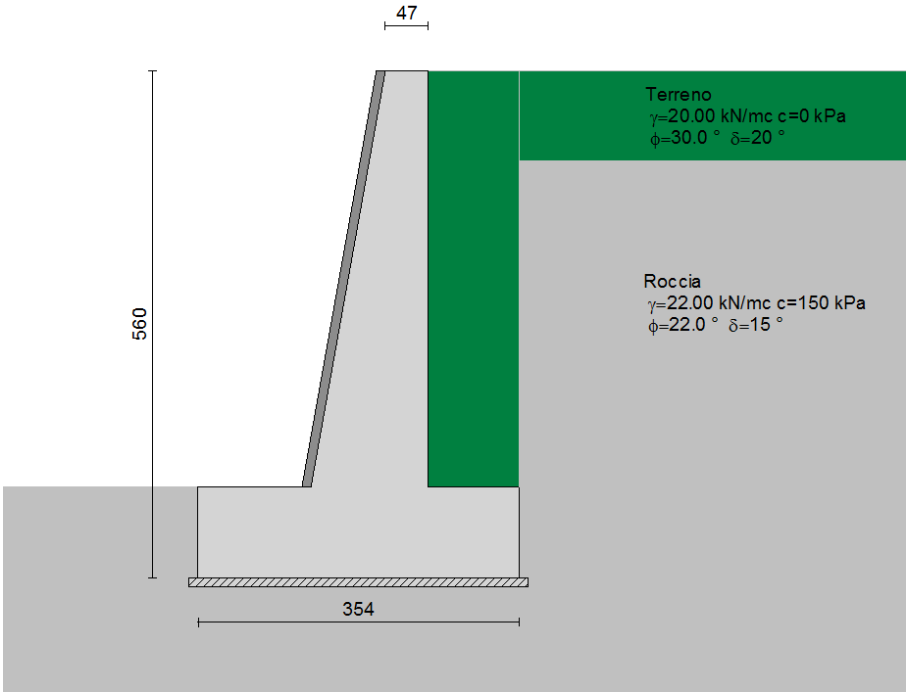


Figura 3.16 – Modello geotecnico e strutturale del Muro "G"

Si riporta di seguito la tabella riassuntiva dei coefficienti di sicurezza delle verifiche geotecniche, eseguite per il muro "G", per tutte le combinazioni di carico analizzate; in grassetto vengono indicati i valori minimi di tali coefficienti. Le verifiche risultano tutte soddisfatte, essendo i valori ottenuti superiori ai limiti imposti dalla Normativa.

Tabella 3.XVIII – Coefficienti di sicurezza per le verifiche geotecniche, muro "G"

Comb.	Tipo comb.	Sisma	FS (ribalt)	FS (scorr)	FS (qult)	FS (stab)
1	A1-M1 - [1]	--	--	129.26	31.04	--
2	A1-M1 - [1]	--	--	135.64	23.78	--
3	A1-M1 - [1]	--	--	131.35	26.85	--
4	A1-M1 - [1]	--	--	133.56	26.91	--
5	A2-M2 - [1]	--	--	107.42	**18.76**	--
6	EQU - [1]	--	33.19	--	--	--
7	STAB - [1]	--	--	--	--	7.33
8	A1-M1 - [2]	SismaH + SismaV positivo	--	41.38	31.88	--
9	A1-M1 - [2]	SismaH + SismaV negativo	--	41.47	32.79	--
10	A2-M2 - [2]	SismaH + SismaV positivo	--	**31.10**	19.42	--
11	A2-M2 - [2]	SismaH + SismaV negativo	--	31.20	19.98	--
12	EQU - [2]	SismaH + SismaV negativo	**14.93**	--	--	--
13	EQU - [2]	SismaH + SismaV positivo	18.64	--	--	--
14	STAB - [2]	SismaH + SismaV positivo	--	--	--	**6.93**
15	STAB - [2]	SismaH + SismaV negativo	--	--	--	7.09
16	SLEQ - [1]	--	--	168.01	30.79	--
17	SLEF - [1]	--	--	168.01	30.79	--
18	SLER - [1]	--	--	168.01	30.79	--
19	SLEQ - [1]	SismaH + SismaV positivo	--	71.93	31.27	--
20	SLEQ - [1]	SismaH + SismaV negativo	--	72.16	31.65	--
21	SLEF - [1]	SismaH + SismaV positivo	--	71.93	31.27	--
22	SLEF - [1]	SismaH + SismaV negativo	--	72.16	31.65	--
23	SLER - [1]	SismaH + SismaV positivo	--	71.93	31.27	--
24	SLER - [1]	SismaH + SismaV negativo	--	72.16	31.65	--

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

I risultati delle analisi di stabilità globale del muro "G" vengono riassunti in ***Figura 3.17***, in cui si riporta la sezione di verifica allo stato di progetto, con la stratigrafia dei terreni interessati dall'intervento e la rappresentazione della superficie di rottura critica, con l'indicazione del valore del coefficiente di sicurezza minimo secondo il metodo di Bishop; come si può notare la verifica risulta soddisfatta essendo il coefficiente di sicurezza $C \geq 1.10$.

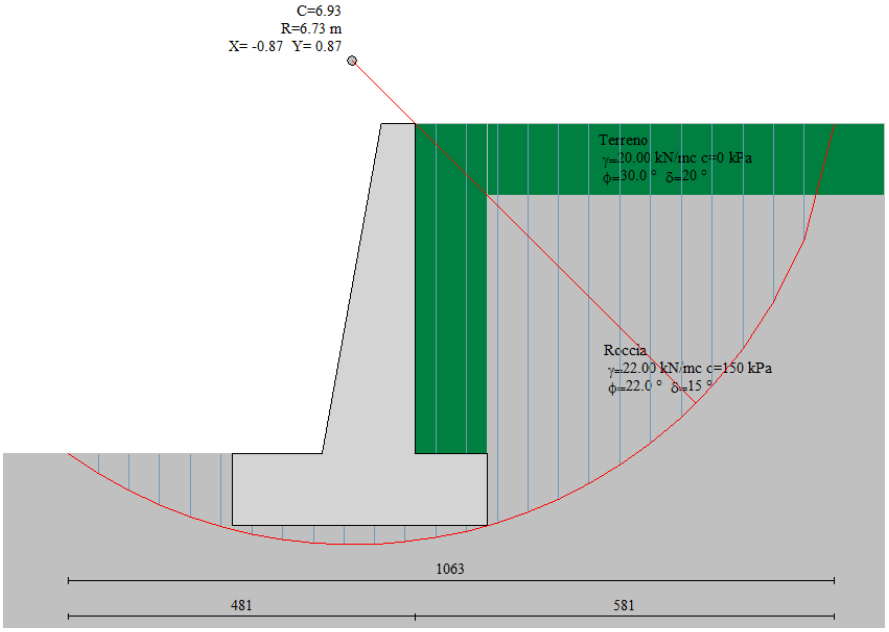


Figura 3.17 – Superficie di rottura critica con coefficiente di sicurezza minimo del Muro "G"

In Appendice 8 vengono riportati i tabulati completi delle verifiche strutturali SLU e SLE per tutte le combinazioni di carico analizzate.

3.6.1.8 Muro H

Per la verifica del muro H, in favore di sicurezza si considera la sezione tipo H1 – H1.

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

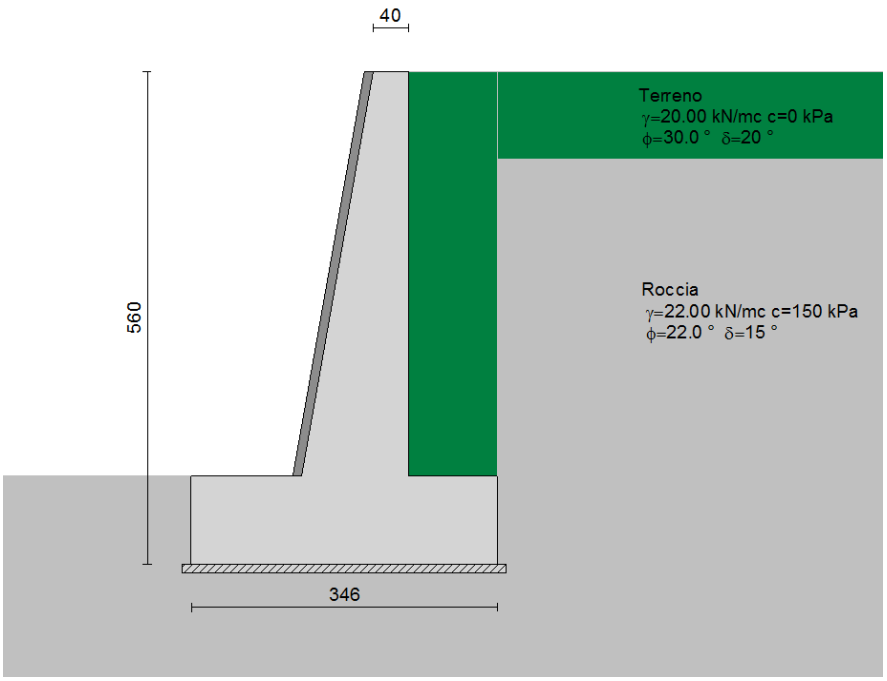


Figura 3.18 – Modello geotecnico e strutturale del Muro "H"

Si riporta di seguito la tabella riassuntiva dei coefficienti di sicurezza delle verifiche geotecniche, eseguite per il muro "H", per tutte le combinazioni di carico analizzate; in grassetto vengono indicati i valori minimi di tali coefficienti. Le verifiche risultano tutte soddisfatte, essendo i valori ottenuti superiori ai limiti imposti dalla Normativa.

Tabella 3.XIX – Coefficienti di sicurezza per le verifiche geotecniche, muro "H"

Comb.	Tipo comb.	Sisma	FS (ribalt)	FS (scorr)	FS (qult)	FS (stab)
1	A1-M1 - [1]	--	--	126.01	31.34	--
2	A1-M1 - [1]	--	--	132.15	24.00	--
3	A1-M1 - [1]	--	--	128.10	26.99	--
4	A1-M1 - [1]	--	--	130.06	27.27	--
5	A2-M2 - [1]	--	--	104.71	**18.94**	--
6	EQU - [1]	--	31.36	--	--	--
7	STAB - [1]	--	--	--	--	7.32
8	A1-M1 - [2]	SismaH + SismaV positivo	--	41.46	32.20	--
9	A1-M1 - [2]	SismaH + SismaV negativo	--	41.56	33.12	--
10	A2-M2 - [2]	SismaH + SismaV positivo	--	**31.10**	19.64	--
11	A2-M2 - [2]	SismaH + SismaV negativo	--	31.22	20.20	--
12	EQU - [2]	SismaH + SismaV negativo	**14.53**	--	--	--
13	EQU - [2]	SismaH + SismaV positivo	18.01	--	--	--
14	STAB - [2]	SismaH + SismaV positivo	--	--	--	**6.92**
15	STAB - [2]	SismaH + SismaV negativo	--	--	--	7.08
16	SLEQ - [1]	--	--	163.79	31.06	--
17	SLEF - [1]	--	--	163.79	31.06	--
18	SLER - [1]	--	--	163.79	31.06	--
19	SLEQ - [1]	SismaH + SismaV positivo	--	71.59	31.57	--
20	SLEQ - [1]	SismaH + SismaV negativo	--	71.82	31.95	--
21	SLEF - [1]	SismaH + SismaV positivo	--	71.59	31.57	--
22	SLEF - [1]	SismaH + SismaV negativo	--	71.82	31.95	--
23	SLER - [1]	SismaH + SismaV positivo	--	71.59	31.57	--
24	SLER - [1]	SismaH + SismaV negativo	--	71.82	31.95	--

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

I risultati delle analisi di stabilità globale del muro "H" vengono riassunti in ***Figura 3.19***, in cui si riporta la sezione di verifica allo stato di progetto, con la stratigrafia dei terreni interessati dall'intervento e la rappresentazione della superficie di rottura critica, con l'indicazione del valore del coefficiente di sicurezza minimo secondo il metodo di Bishop; come si può notare la verifica risulta soddisfatta essendo il coefficiente di sicurezza $C \geq 1.10$.

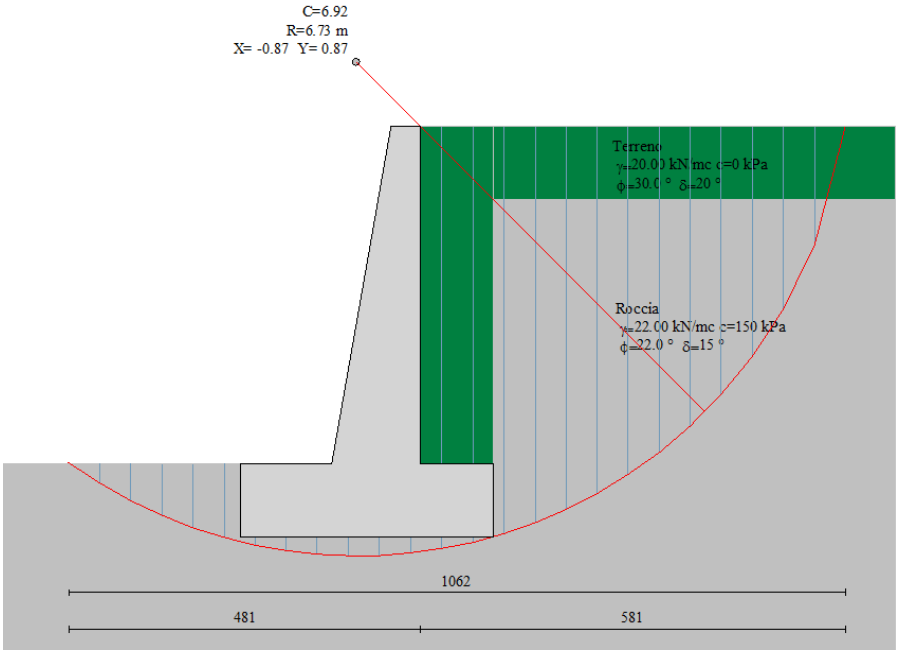


Figura 3.19 – Superficie di rottura critica con coefficiente di sicurezza minimo del Muro "H"

In Appendice 9 vengono riportati i tabulati completi delle verifiche strutturali SLU e SLE per tutte le combinazioni di carico analizzate.

3.6.2 Briglia per la Trattenuta dei Materiali Galleggianti

L'opera descritta nel Paragrafo 2.1.2 è dimensionata staticamente a favore di sicurezza considerando la briglia completamente interrita fino alla quota della gaveta, e conteggiando per il terreno a monte la sola spinta della terra (al limite saturo) senza quella idrostatica dell'acqua. Le ampie aperture tra gli elementi d'acciaio fungono infatti un'azione drenante, mentre nelle superfici dei muri d'ala sono previsti dreni veri e propri.

Mentre infatti con deflussi normali il materiale solido transita attraverso le aperture senza difficoltà, per piene notevoli e pur in presenza di un paramento inclinato verso valle, non può escludersi che l'eventuale materiale grossolano e galleggiante trasportato, spinto contro la briglia, possa rimanere impigliato nelle aperture e concorrere, per l'ostruzione che crea, a trattenere il materiale di maggiore pezzatura ed infine anche quello minuto.

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

La portata duecentennale di 61.5 m³/s produce una lama sull'opera interrata con quota a 36.17 m s.l.m., mentre subito a valle della briglia la lama ha quota 33.13 m s.l.m.

Le verifiche statiche della briglia sono quindi svolte in conformità a quelle di un muro di sostegno a gravità. Le forze sollecitanti la struttura sono: il peso proprio, le spinte sul paramento di monte e le sottopressioni lungo la linea di contatto calcestruzzo-terreno di fondazione e l'aggiunta delle azioni sismiche (Da Deppo et al., 2004).

3.6.2.1 Parametri di Calcolo

Si assume che il terreno di fondazione ed il materiale depositato a monte del paramento abbia le seguenti caratteristiche:

Peso di volume γ	20.00 [kN/m³]
Peso di volume saturo γ_{sat}	23.00 [kN/m³]
Angolo di attrito interno ϕ	32.00 [°]
Angolo di attrito terra-muro δ	21.33 [°]

Coesione *c* nulla
Adesione terra muro nulla
Porosità n 0.30

Le dimensione dell'opera e le quote di progetto della falda sono indicati nell'elaborato OI-SS03: "Opera di Presa sul Torrente S. Siro - Planimetria e Sezioni della Briglia per la Trattenuta del Materiale Flottante".

Le analisi svolte nelle diverse verifiche richieste sono state le seguenti:

Calcolo della spinta	metodo di Mononobe-Okabe
Calcolo del carico limite	metodo di Terzaghi
Calcolo della stabilità globale	metodo di Bishop

Calcolo delle forze orizzontali in condizioni di spinta attiva

Si riportano di seguito i valori minimi dei coefficienti di sicurezza previsti dalla normativa:

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	> 1.00
Coefficiente di sicurezza a scorrimento	> 1.00
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	> 1.00
Coefficiente di sicurezza a stabilità globale	> 1.10

3.6.2.2 Verifiche geotecniche

Per la briglia filtrante le verifiche sono svolte innanzitutto in corrispondenza alla sezione trasversale di mezzeria che taglia le barre rompitratta comprese tra i due speroni centrali; questa è la sezione maggiormente sollecitata.

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

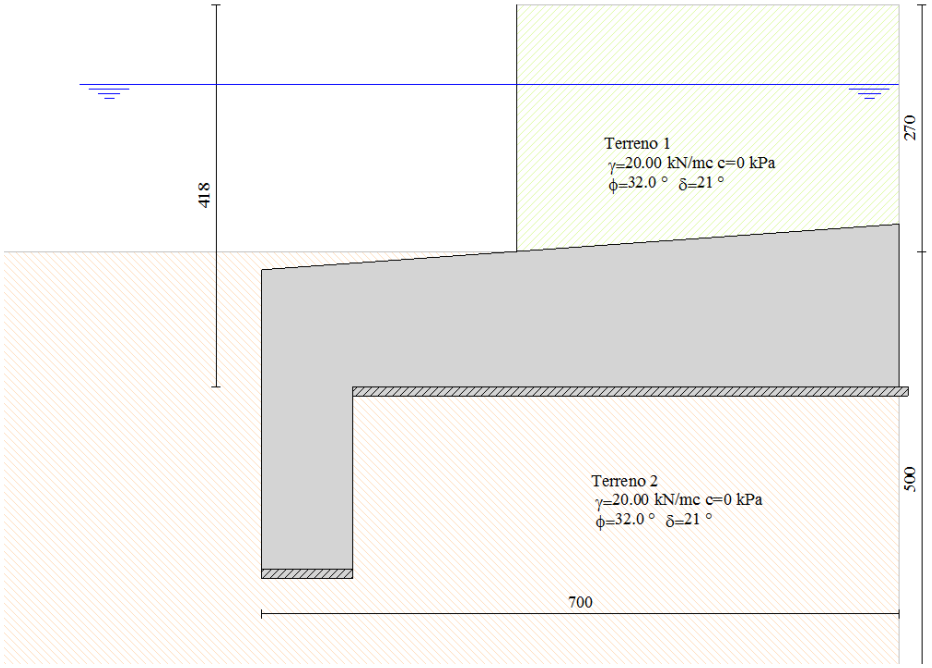


Figura 3.20 – Modello geotecnico e strutturale della sezione di mezzeria della briglia

Si riporta di seguito la tabella riassuntiva dei coefficienti di sicurezza delle verifiche geotecniche per tutte le combinazioni di carico analizzate; in grassetto vengono indicati i valori minimi di tali coefficienti. Le verifiche risultano tutte soddisfatte, essendo i valori ottenuti superiori ai limiti imposti dalla Normativa.

Tabella 3.XX – Coefficienti di sicurezza per le verifiche geotecniche, sezione di mezzeria della briglia di trattenuta dei materiali galleggianti

Comb.	Tipo comb.	Sisma	FS (ribalt)	FS (scorr)	FS (qult)	FS (stab)
1	A1-M1 - [1]	--	--	2.15	25.54	--
2	A1-M1 - [1]	--	--	2.84	18.86	--
3	A1-M1 - [1]	--	--	2.42	21.45	--
4	A1-M1 - [1]	--	--	2.57	21.87	--
5	A2-M2 - [1]	--	--	2.29	10.67	--
6	EQU - [1]	--	**2.45**	--	--	--
7	STAB - [1]	--	--	--	--	2.42
8	A1-M1 - [2]	SismaH + SismaV positivo	--	2.64	24.11	--
9	A1-M1 - [2]	SismaH + SismaV negativo	--	2.61	25.07	--
10	A2-M2 - [2]	SismaH + SismaV positivo	--	1.76	**10.65**	--
11	A2-M2 - [2]	SismaH + SismaV negativo	--	**1.74**	11.08	--
12	EQU - [2]	SismaH + SismaV negativo	2.67	--	--	--
13	EQU - [2]	SismaH + SismaV positivo	2.79	--	--	--
14	STAB - [2]	SismaH + SismaV positivo	--	--	--	2.12
15	STAB - [2]	SismaH + SismaV negativo	--	--	--	**2.06**
16	SLEQ - [1]	--	--	3.62	24.18	--
17	SLEF - [1]	--	--	3.62	24.18	--
18	SLER - [1]	--	--	3.62	24.18	--
19	SLEQ - [1]	SismaH + SismaV positivo	--	3.12	24.15	--
20	SLEQ - [1]	SismaH + SismaV negativo	--	3.11	24.56	--
21	SLEF - [1]	SismaH + SismaV positivo	--	3.12	24.15	--
22	SLEF - [1]	SismaH + SismaV negativo	--	3.11	24.56	--
23	SLER - [1]	SismaH + SismaV positivo	--	3.12	24.15	--
24	SLER - [1]	SismaH + SismaV negativo	--	3.11	24.56	--

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

Si riportano poi per completezza i valori delle verifiche svolte in corrispondenza della sezione trasversale all'altezza degli speroni di sostegno.

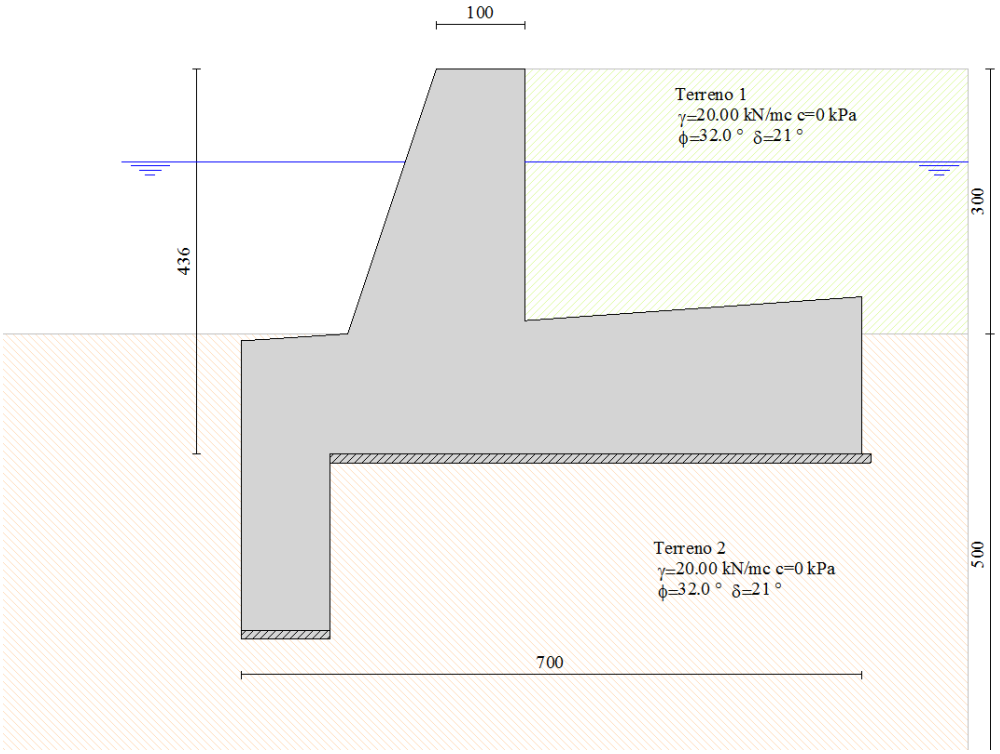


Figura 3.21 – Modello geotecnico e strutturale della sezione della briglia in corrispondenza degli speroni di sostegno

Si riporta di seguito la tabella riassuntiva dei coefficienti di sicurezza delle verifiche geotecniche per tutte le combinazioni di carico analizzate; in grassetto vengono indicati i valori minimi di tali coefficienti. Le verifiche risultano tutte soddisfatte, essendo i valori ottenuti superiori ai limiti imposti dalla Normativa.

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

Tabella 3.XXI – Coefficienti di sicurezza per le verifiche geotecniche, sezione della briglia in corrispondenza degli speroni di sostegno

Comb.	Tipo comb.	Sisma	FS (ribalt)	FS (scorr)	FS (qult)	FS (stab)
1	A1-M1 - [1]	--	--	2.28	23.61	--
2	A1-M1 - [1]	--	--	3.07	17.12	--
3	A1-M1 - [1]	--	--	2.54	20.00	--
4	A1-M1 - [1]	--	--	2.81	19.61	--
5	A2-M2 - [1]	--	--	2.43	9.67	--
6	EQU - [1]	--	**2.52**	--	--	--
7	STAB - [1]	--	--	--	--	2.22
8	A1-M1 - [2]	SismaH + SismaV positivo	--	2.75	22.01	--
9	A1-M1 - [2]	SismaH + SismaV negativo	--	2.71	22.88	--
10	A2-M2 - [2]	SismaH + SismaV positivo	--	1.84	**9.66**	--
11	A2-M2 - [2]	SismaH + SismaV negativo	--	**1.81**	10.05	--
12	EQU - [2]	SismaH + SismaV negativo	2.75	--	--	--
13	EQU - [2]	SismaH + SismaV positivo	2.88	--	--	--
14	STAB - [2]	SismaH + SismaV positivo	--	--	--	1.97
15	STAB - [2]	SismaH + SismaV negativo	--	--	--	**1.93**
16	SLEQ - [1]	--	--	3.84	22.05	--
17	SLEF - [1]	--	--	3.84	22.05	--
18	SLER - [1]	--	--	3.84	22.05	--
19	SLEQ - [1]	SismaH + SismaV positivo	--	3.28	22.04	--
20	SLEQ - [1]	SismaH + SismaV negativo	--	3.26	22.41	--
21	SLEF - [1]	SismaH + SismaV positivo	--	3.28	22.04	--
22	SLEF - [1]	SismaH + SismaV negativo	--	3.26	22.41	--
23	SLER - [1]	SismaH + SismaV positivo	--	3.28	22.04	--
24	SLER - [1]	SismaH + SismaV negativo	--	3.26	22.41	--

Infine le verifiche relative alla briglia sono state svolte anche per la sezione del muro d'ala che presenta un'altezza massima pari a 6.20 m.

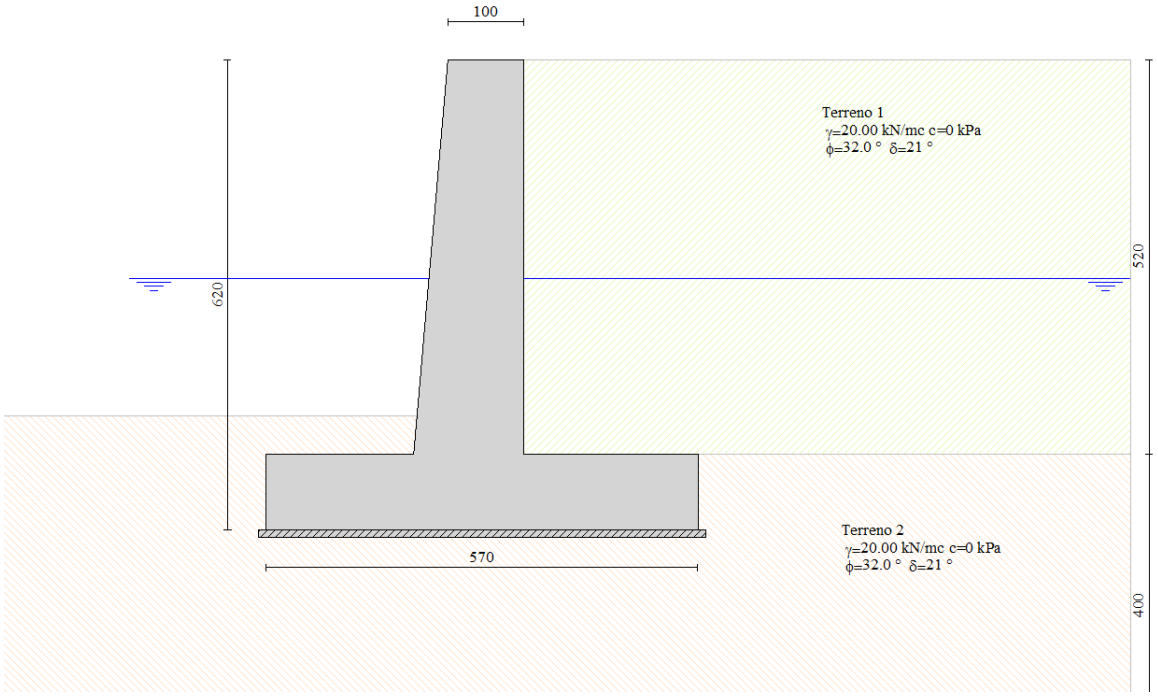


Figura 3.22 – Modello geotecnico e strutturale della sezione del muro d'ala della briglia

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

Si riporta di seguito la tabella riassuntiva dei coefficienti di sicurezza delle verifiche geotecniche per tutte le combinazioni di carico analizzate; in grassetto vengono indicati i valori minimi di tali coefficienti. Le verifiche risultano tutte soddisfatte, essendo i valori ottenuti superiori ai limiti imposti dalla Normativa.

Tabella 3.XXII – Coefficienti di sicurezza per le verifiche geotecniche, sezione del muro d'ala della briglia

Comb.	Tipo comb.	Sisma	FS (ribalt)	FS (scorr)	FS (qult)	FS (stab)
1	A1-M1 - [1]	--	--	1.31	17.93	--
2	A1-M1 - [1]	--	--	1.74	12.60	--
3	A1-M1 - [1]	--	--	1.51	14.30	--
4	A1-M1 - [1]	--	--	1.55	15.28	--
5	A2-M2 - [1]	--	--	1.29	**7.50**	--
6	EQU - [1]	--	**2.27**	--	--	--
7	STAB - [1]	--	--	--	--	1.55
8	A1-M1 - [2]	SismaH + SismaV positivo	--	1.67	16.47	--
9	A1-M1 - [2]	SismaH + SismaV negativo	--	1.66	17.09	--
10	A2-M2 - [2]	SismaH + SismaV positivo	--	1.09	7.65	--
11	A2-M2 - [2]	SismaH + SismaV negativo	--	**1.08**	7.94	--
12	EQU - [2]	SismaH + SismaV negativo	2.46	--	--	--
13	EQU - [2]	SismaH + SismaV positivo	2.55	--	--	--
14	STAB - [2]	SismaH + SismaV positivo	--	--	--	1.44
15	STAB - [2]	SismaH + SismaV negativo	--	--	--	**1.41**
16	SLEQ - [1]	--	--	2.04	16.16	--
17	SLEF - [1]	--	--	2.04	16.16	--
18	SLER - [1]	--	--	2.04	16.16	--
19	SLEQ - [1]	SismaH + SismaV positivo	--	1.87	16.30	--
20	SLEQ - [1]	SismaH + SismaV negativo	--	1.86	16.56	--
21	SLEF - [1]	SismaH + SismaV positivo	--	1.87	16.30	--
22	SLEF - [1]	SismaH + SismaV negativo	--	1.86	16.56	--
23	SLER - [1]	SismaH + SismaV positivo	--	1.87	16.30	--
24	SLER - [1]	SismaH + SismaV negativo	--	1.86	16.56	--

3.6.2.3 Verifica a Sifonamento

Il sifonamento viene verificato nelle due situazioni di briglia a deflusso libero e di completa saturazione del terreno a monte (intasamento completo h = 2.40 m). Il coefficiente di sicurezza viene calcolato con la formula empirica di *Bligh-Lane*, e considerando la fondazione di lunghezza pari a 7.00 m e altezza variabile tra 1.32 e 0.80 m, e un'altezza del taglione pari a 1.20 m.

Per la briglia libera risulta:

$$F = \frac{\Sigma L_o / 3 + \Sigma L_v}{h} = \frac{7{,}0/3 + 3{,}78 + 2{,}00 * 2 + 2{,}68}{0{,}56} = 22.85$$

Per la briglia interrita risulta:

$$F = \frac{\Sigma L_o / 3 + \Sigma L_v}{h} = \frac{7{,}0/3 + 3{,}78 + 2{,}00 * 2 + 2{,}68 + 2.4}{3.04} = 5.00$$

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

Valori accettabili, anche nel caso più gravoso di briglia interrata, per i terreni di deposito alluvionale in alveo.

3.6.3 Verifica Barre di Ritenuta del Materiale Galleggiante

Al fine di determinare la geometria che desse le minori perdite di carico possibili e contemporaneamente la maggiore sicurezza strutturale è stata eseguito il dimensionamento di massima delle barre di acciaio che dovranno trattenere il materiale flottante. Tale verifica ha considerato come condizione più gravosa quella in cui la briglia sia completamente ostruita dal materiale ed essa debba sostenere il peso della dell'acqua che si invasa a monte dell'opera.

La spinta che le barre verticali dovranno sostenere in tale situazione è data dalla spinta idrostatica di 4.6 m di colonna d'acqua (96 kN per ogni metro di larghezza della struttura) applicata a 1.53 cm da terra e della spinta attiva del materiale trasportato (circa 4 kN per ogni metro di larghezza della struttura) applicata a 0.8 m da terra. La spinta totale di 350 kN per 3.5 m lineari di ciascuna apertura viene ripartito in 116.67 kN per barra applicati ad una quota di 1.49 metri da terra. Tale sollecitazione, nell'ipotesi cautelativa di trave appoggiata, imprime su ciascuna sbarra un momento flettente massimo di 1218 DaNm.

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

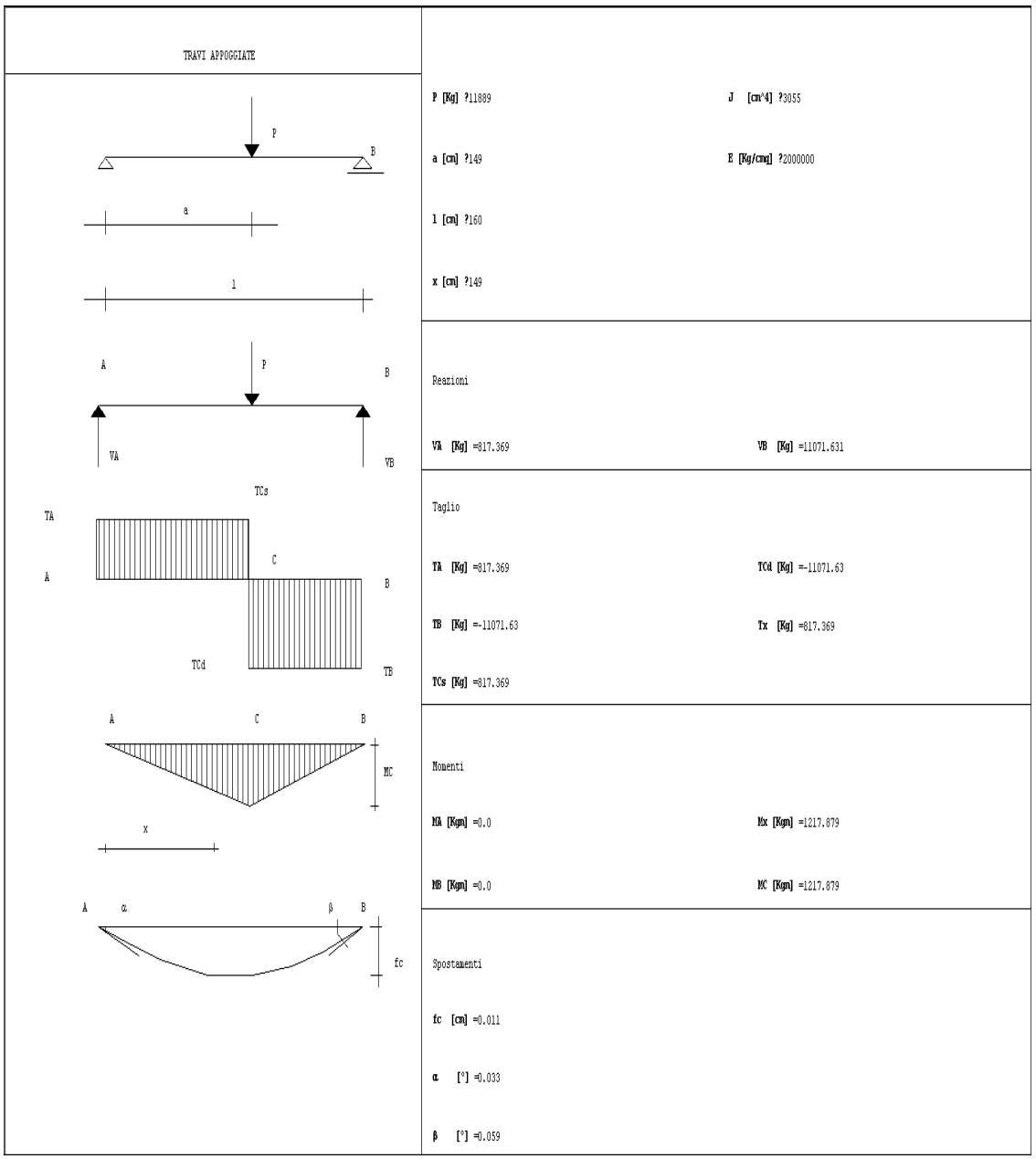


Figura 3.23 – Dettagli della verifica delle travi verticali di trattenuta del materiale

La verifica della sezione delle travi è stata quindi condotta attraverso la nota formula:

$$\sigma_{MAX} = \frac{M_{MAX}}{W_X}$$

dove M_{Max} è il momento massimo flettente, σ_{MAX} è la tensione corrispondente e Wx è il modulo di resistenza caratteristico della sezione analizzata nel piano di flessione ortogonale all'asse X. Dall'applicazione della formula risulta che un profilo senza saldatura a sezione quadrata (W_X) è soggetta ad una tensione massima di 400 DaN

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

per cm^2, ampiamente inferiore alla tensione massima ammissibile per gli acciai Fe 510 pari a 2400 DaN/cm^2.

3.7 OPERA DI PRESA SUL TORRENTE MAGISTRATO

Per caratterizzare i terreni nella zona adiacente all'opera sul torrente Magistrato è stato ipotizzato che la natura geotecnica del terreno sia assimilabile a quella del terreno di ricoprimento dei pendii attorno all'opera di presa del torrente San Siro caratterizzati da un γ pari a 20 kN/m^3 φ pari a 30° e coesione pari a 10 kPa.

3.7.1 Muri di Sponda

La zona in cui sorge lo sfioro del fosso Magistrato è caratterizzata da modeste pendenze e dalla presenza di substrato roccioso in sinistra idrografica a partire da una profondità di 4.4 m sotto la superficie e in destra a partire da una profondità di circa 2.70 sotto la superficie.

L'allargamento del fondo alveo del fosso Magistrato, che ha la funzione di diminuire la velocità della corrente, implica la necessità costruire dei muri di sostegno delle pareti. Tali pareti avranno un'altezza pari a circa 6.5 m e una lunghezza pari a 70 m.

Analogamente a quanto esposto per le strutture di sostegno relative all'opera di presa sul torrente San Siro illustriamo nel seguito i dettagli relativi alle valutazioni sulla stabilità geotecnica e la resistenza strutturale delle opere. In particolare sono stati analizzati i muri di sostegno denominati Muro A, B, C e D secondo la nomenclatura indicata nell'Elaborato OI – MA05.

3.7.1.1 Muro A

Per la verifica del muro A, in favore di sicurezza si considera la sezione tipo A2-A2.

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

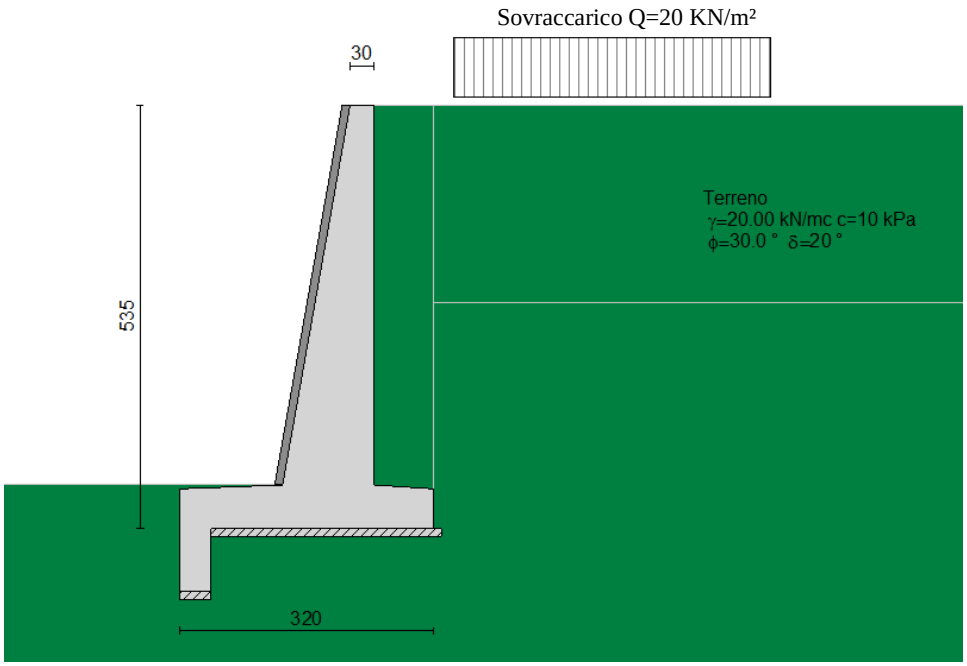


Figura 3.24 – Modello geotecnico e strutturale del Muro "A"

Si riporta di seguito la tabella riassuntiva dei coefficienti di sicurezza delle verifiche geotecniche, eseguite per il muro "A", per tutte le combinazioni di carico analizzate; in grassetto vengono indicati i valori minimi di tali coefficienti. Le verifiche risultano tutte soddisfatte, essendo i valori ottenuti superiori ai limiti imposti dalla Normativa.

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

Tabella 3.XXIII – Coefficienti di sicurezza per le verifiche geotecniche, muro "A"

Comb.	Tipo comb.	Sisma	FS (ribalt)	FS (scorr)	FS (qult)	FS (stab)
1	A1-M1 - [1]	--	--	2.42	13.26	--
2	A1-M1 - [1]	--	--	2.81	10.10	--
3	A1-M1 - [1]	--	--	2.55	11.45	--
4	A1-M1 - [1]	--	--	2.68	11.45	--
5	A2-M2 - [1]	--	--	1.90	**6.57**	--
6	EQU - [1]	--	5.13	--	--	--
7	STAB - [1]	--	--	--	--	1.65
8	A1-M1 - [2]	--	--	1.67	12.83	--
9	A1-M1 - [2]	--	--	1.51	15.13	--
10	A1-M1 - [2]	--	--	1.75	11.34	--
11	A1-M1 - [2]	--	--	1.60	13.11	--
12	A2-M2 - [2]	--	--	**1.14**	7.28	--
13	EQU - [2]	--	**2.53**	--	--	--
14	STAB - [2]	--	--	--	--	**1.43**
15	A1-M1 - [3]	SismaH + SismaV positivo	--	2.97	13.09	--
16	A1-M1 - [3]	SismaH + SismaV negativo	--	3.05	13.44	--
17	A2-M2 - [3]	SismaH + SismaV positivo	--	1.60	6.80	--
18	A2-M2 - [3]	SismaH + SismaV negativo	--	1.63	6.98	--
19	EQU - [3]	SismaH + SismaV positivo	5.33	--	--	--
20	EQU - [3]	SismaH + SismaV negativo	5.11	--	--	--
21	STAB - [3]	SismaH + SismaV positivo	--	--	--	1.58
22	STAB - [3]	SismaH + SismaV negativo	--	--	--	1.59
23	A1-M1 - [4]	SismaH + SismaV positivo	--	2.97	13.09	--
24	SLEQ - [1]	--	--	3.81	12.63	--
25	SLEF - [1]	--	--	2.64	13.44	--
26	SLER - [1]	--	--	2.38	13.77	--
27	SLEQ - [1]	SismaH + SismaV positivo	--	3.39	12.83	--
28	SLEQ - [1]	SismaH + SismaV negativo	--	3.44	12.98	--
29	SLEF - [1]	SismaH + SismaV positivo	--	2.41	13.65	--
30	SLEF - [1]	SismaH + SismaV negativo	--	2.44	13.80	--
31	SLER - [1]	SismaH + SismaV positivo	--	2.18	13.99	--
32	SLER - [1]	SismaH + SismaV negativo	--	2.21	14.14	--

I risultati delle analisi di stabilità globale del muro "A" vengono riassunti in ***Figura 3.25***, in cui si riporta la sezione di verifica allo stato di progetto, con la stratigrafia dei terreni interessati dall'intervento e la rappresentazione della superficie di rottura critica, con l'indicazione del valore del coefficiente di sicurezza minimo secondo il metodo di Bishop; come si può notare la verifica risulta soddisfatta essendo il coefficiente di sicurezza $C \geq 1.10$.

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

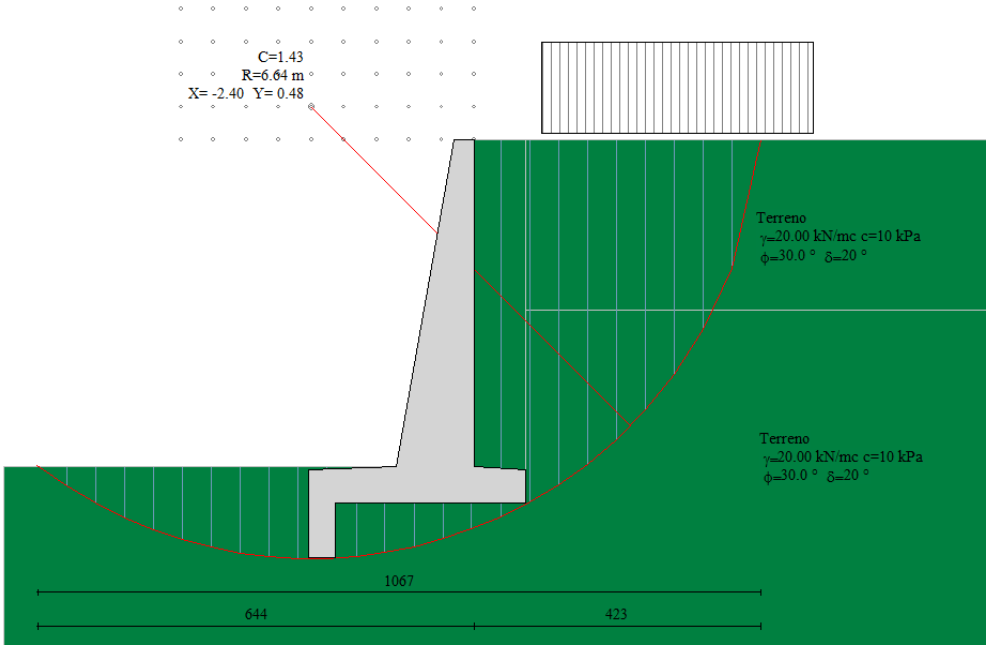


Figura 3.25 – Superficie di rottura critica con coefficiente di sicurezza minimo del Muro "A"

In Appendice 11 vengono riportati i tabulati completi delle verifiche strutturali SLU e SLE per tutte le combinazioni di carico analizzate.

3.7.1.2 Muro B

Per la verifica del muro B, in favore di sicurezza si considera la sezione tipo B1-B1.

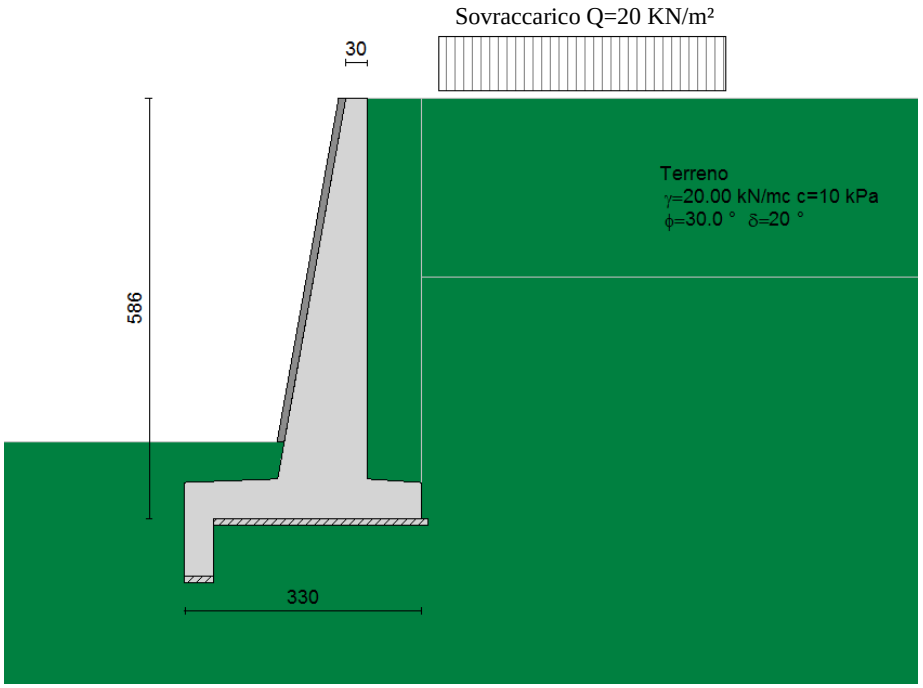


Figura 3.26 – Modello geotecnico e strutturale del Muro "B"

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

Si riporta di seguito la tabella riassuntiva dei coefficienti di sicurezza delle verifiche geotecniche, eseguite per il muro "B", per tutte le combinazioni di carico analizzate; in grassetto vengono indicati i valori minimi di tali coefficienti. Le verifiche risultano tutte soddisfatte, essendo i valori ottenuti superiori ai limiti imposti dalla Normativa.

Tabella 3.XXIV – Coefficienti di sicurezza per le verifiche geotecniche, muro "B"

Comb.	Tipo comb.	Sisma	FS (ribalt)	FS (scorr)	FS (qult)	FS (stab)
1	A1-M1 - [1]	--	--	2.32	15.10	--
2	A1-M1 - [1]	--	--	2.66	11.42	--
3	A1-M1 - [1]	--	--	2.44	13.06	--
4	A1-M1 - [1]	--	--	2.55	12.94	--
5	A2-M2 - [1]	--	--	1.83	**7.69**	--
6	EQU - [1]	--	4.26	--	--	--
7	STAB - [1]	--	--	--	--	1.83
8	A1-M1 - [2]	--	--	1.67	14.61	--
9	A1-M1 - [2]	--	--	1.52	16.68	--
10	A1-M1 - [2]	--	--	1.74	12.93	--
11	A1-M1 - [2]	--	--	1.60	15.06	--
12	A2-M2 - [2]	--	--	**1.16**	7.83	--
13	EQU - [2]	--	**2.26**	--	--	--
14	STAB - [2]	--	--	--	--	**1.58**
15	A1-M1 - [3]	SismaH + SismaV positivo	--	2.85	14.79	--
16	A1-M1 - [3]	SismaH + SismaV negativo	--	2.92	15.19	--
17	A2-M2 - [3]	SismaH + SismaV positivo	--	1.56	7.98	--
18	A2-M2 - [3]	SismaH + SismaV negativo	--	1.59	8.19	--
19	EQU - [3]	SismaH + SismaV positivo	4.49	--	--	--
20	EQU - [3]	SismaH + SismaV negativo	4.35	--	--	--
21	STAB - [3]	SismaH + SismaV positivo	--	--	--	1.75
22	STAB - [3]	SismaH + SismaV negativo	--	--	--	1.76
23	A1-M1 - [4]	SismaH + SismaV positivo	--	2.85	14.79	--
24	SLEQ - [1]	--	--	3.56	14.23	--
25	SLEF - [1]	--	--	2.58	15.26	--
26	SLER - [1]	--	--	2.34	15.67	--
27	SLEQ - [1]	SismaH + SismaV positivo	--	3.21	14.48	--
28	SLEQ - [1]	SismaH + SismaV negativo	--	3.25	14.64	--
29	SLEF - [1]	SismaH + SismaV positivo	--	2.37	15.52	--
30	SLEF - [1]	SismaH + SismaV negativo	--	2.40	15.69	--
31	SLER - [1]	SismaH + SismaV positivo	--	2.16	15.93	--
32	SLER - [1]	SismaH + SismaV negativo	--	2.19	16.10	--

I risultati delle analisi di stabilità globale del muro "B" vengono riassunti in ***Figura 3.27***, in cui si riporta la sezione di verifica allo stato di progetto, con la stratigrafia dei terreni interessati dall'intervento e la rappresentazione della superficie di rottura critica, con l'indicazione del valore del coefficiente di sicurezza minimo secondo il metodo di Bishop; come si può notare la verifica risulta soddisfatta essendo il coefficiente di sicurezza $C \geq 1.10$.

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

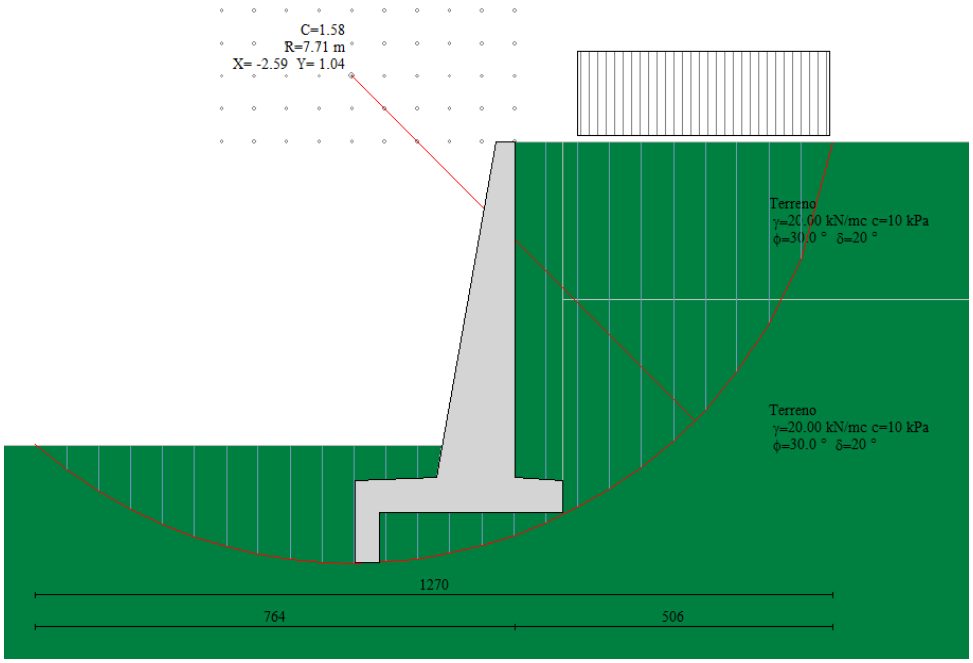


Figura 3.27 – Superficie di rottura critica con coefficiente di sicurezza minimo del Muro "B"

In Appendice 12 vengono riportati i tabulati completi delle verifiche strutturali SLU e SLE per tutte le combinazioni di carico analizzate.

3.7.1.3 Muro C

Per la verifica del muro C, in favore di sicurezza si considera la sezione tipo C3-C3.

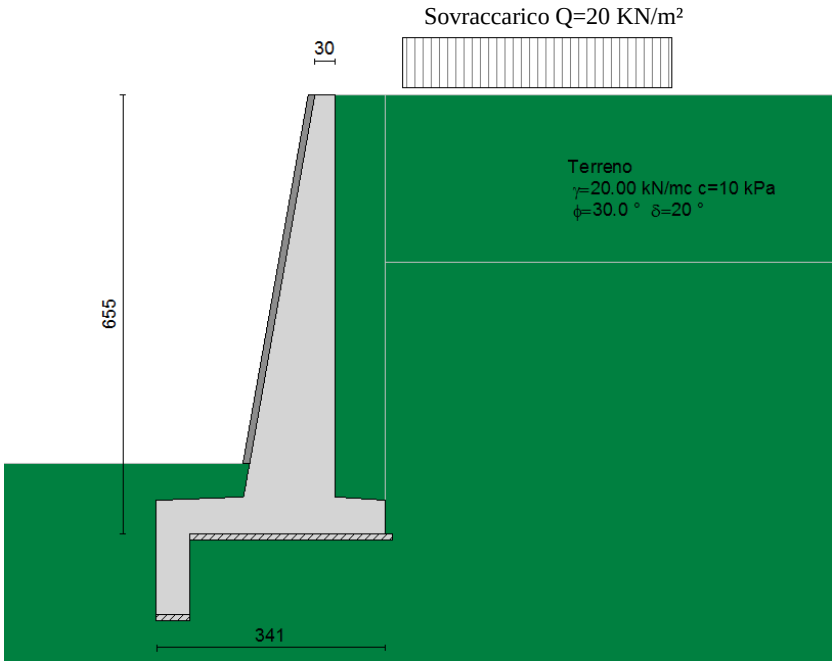


Figura 3.28 – Modello geotecnico e strutturale del Muro "C"

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

Si riporta di seguito la tabella riassuntiva dei coefficienti di sicurezza delle verifiche geotecniche, eseguite per il muro "C", per tutte le combinazioni di carico analizzate; in grassetto vengono indicati i valori minimi di tali coefficienti. Le verifiche risultano tutte soddisfatte, essendo i valori ottenuti superiori ai limiti imposti dalla Normativa.

Tabella 3.XXV – Coefficienti di sicurezza per le verifiche geotecniche, muro "C"

Comb.	Tipo comb.	Sisma	FS (ribalt)	FS (scorr)	FS (qult)	FS (stab)
1	A1-M1 - [1]	--	--	2.17	14.40	--
2	A1-M1 - [1]	--	--	2.48	10.83	--
3	A1-M1 - [1]	--	--	2.27	12.51	--
4	A1-M1 - [1]	--	--	2.38	12.23	--
5	A2-M2 - [1]	--	--	1.72	7.35	--
6	EQU - [1]	--	3.45	--	--	--
7	STAB - [1]	--	--	--	--	1.81
8	A1-M1 - [2]	--	--	1.64	12.04	--
9	A1-M1 - [2]	--	--	1.50	13.53	--
10	A1-M1 - [2]	--	--	1.71	11.92	--
11	A1-M1 - [2]	--	--	1.57	13.44	--
12	A2-M2 - [2]	--	--	**1.16**	**6.29**	--
13	EQU - [2]	--	**1.97**	--	--	--
14	STAB - [2]	--	--	--	--	**1.61**
15	A1-M1 - [3]	SismaH + SismaV positivo	--	2.66	14.00	--
16	A1-M1 - [3]	SismaH + SismaV negativo	--	2.72	14.38	--
17	A2-M2 - [3]	SismaH + SismaV positivo	--	1.49	7.62	--
18	A2-M2 - [3]	SismaH + SismaV negativo	--	1.52	7.82	--
19	EQU - [3]	SismaH + SismaV positivo	3.67	--	--	--
20	EQU - [3]	SismaH + SismaV negativo	3.58	--	--	--
21	STAB - [3]	SismaH + SismaV positivo	--	--	--	1.72
22	STAB - [3]	SismaH + SismaV negativo	--	--	--	1.73
23	A1-M1 - [4]	SismaH + SismaV positivo	--	2.66	14.00	--
24	SLEQ - [1]	--	--	3.25	13.47	--
25	SLEF - [1]	--	--	2.46	14.49	--
26	SLER - [1]	--	--	2.26	14.88	--
27	SLEQ - [1]	SismaH + SismaV positivo	--	2.96	13.71	--
28	SLEQ - [1]	SismaH + SismaV negativo	--	3.00	13.86	--
29	SLEF - [1]	SismaH + SismaV positivo	--	2.27	14.73	--
30	SLEF - [1]	SismaH + SismaV negativo	--	2.30	14.89	--
31	SLER - [1]	SismaH + SismaV positivo	--	2.10	15.12	--
32	SLER - [1]	SismaH + SismaV negativo	--	2.12	15.29	--

I risultati delle analisi di stabilità globale del muro "C" vengono riassunti in ***Figura 3.29***, in cui si riporta la sezione di verifica allo stato di progetto, con la stratigrafia dei terreni interessati dall'intervento e la rappresentazione della superficie di rottura critica, con l'indicazione del valore del coefficiente di sicurezza minimo secondo il metodo di Bishop; come si può notare la verifica risulta soddisfatta essendo il coefficiente di sicurezza $C \geq 1.10$.

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

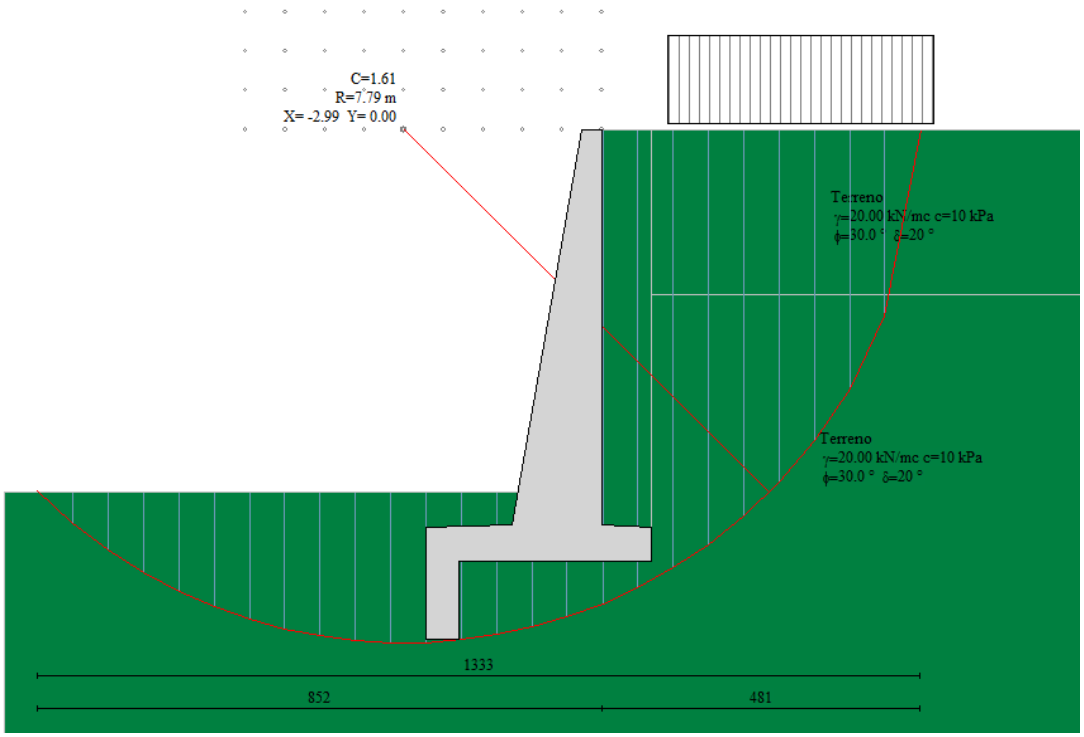


Figura 3.29 – Superficie di rottura critica con coefficiente di sicurezza minimo del Muro "C"

In Appendice 13 vengono riportati i tabulati completi delle verifiche strutturali SLU e SLE per tutte le combinazioni di carico analizzate.

3.7.1.4 Muro D

Per la verifica del muro D, in favore di sicurezza si considera la sezione tipo D1-D1.

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

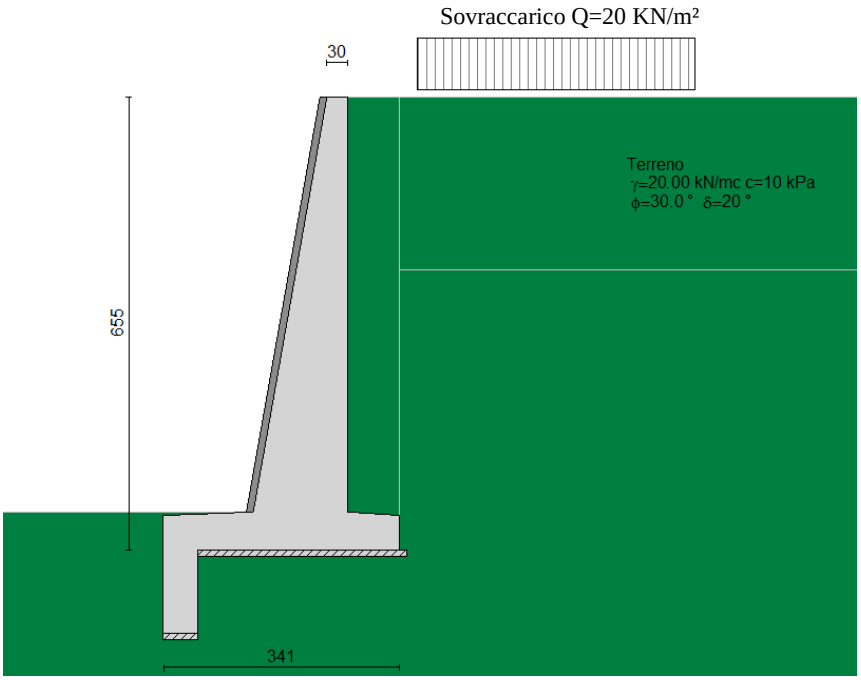


Figura 3.30 – Modello geotecnico e strutturale del Muro "D"

Si riporta di seguito la tabella riassuntiva dei coefficienti di sicurezza delle verifiche geotecniche, eseguite per il muro "D", per tutte le combinazioni di carico analizzate; in grassetto vengono indicati i valori minimi di tali coefficienti. Le verifiche risultano tutte soddisfatte, essendo i valori ottenuti superiori ai limiti imposti dalla Normativa.

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

Tabella 3.XXVI – Coefficienti di sicurezza per le verifiche geotecniche, muro "D"

Comb.	Tipo comb.	Sisma	FS (ribalt)	FS (scorr)	FS (qult)	FS (stab)
1	A1-M1 - [1]	--	--	1.96	12.21	--
2	A1-M1 - [1]	--	--	2.27	9.19	--
3	A1-M1 - [1]	--	--	2.06	10.61	--
4	A1-M1 - [1]	--	--	2.17	10.37	--
5	A2-M2 - [1]	--	--	1.55	6.07	--
6	EQU - [1]	--	3.46	--	--	--
7	STAB - [1]	--	--	--	--	1.57
8	A1-M1 - [2]	--	--	1.50	10.21	--
9	A1-M1 - [2]	--	--	1.36	11.48	--
10	A1-M1 - [2]	--	--	1.57	10.12	--
11	A1-M1 - [2]	--	--	1.43	11.40	--
12	A2-M2 - [2]	--	--	**1.04**	**5.20**	--
13	EQU - [2]	--	**1.97**	--	--	--
14	STAB - [2]	--	--	--	--	**1.41**
15	A1-M1 - [3]	SismaH + SismaV positivo	--	2.40	11.88	--
16	A1-M1 - [3]	SismaH + SismaV negativo	--	2.45	12.19	--
17	A2-M2 - [3]	SismaH + SismaV positivo	--	1.34	6.30	--
18	A2-M2 - [3]	SismaH + SismaV negativo	--	1.36	6.46	--
19	EQU - [3]	SismaH + SismaV positivo	3.68	--	--	--
20	EQU - [3]	SismaH + SismaV negativo	3.59	--	--	--
21	STAB - [3]	SismaH + SismaV positivo	--	--	--	1.50
22	STAB - [3]	SismaH + SismaV negativo	--	--	--	1.51
23	A1-M1 - [4]	SismaH + SismaV positivo	--	2.40	11.88	--
24	SLEQ - [1]	--	--	2.93	11.42	--
25	SLEF - [1]	--	--	2.22	12.28	--
26	SLER - [1]	--	--	2.04	12.61	--
27	SLEQ - [1]	SismaH + SismaV positivo	--	2.67	11.63	--
28	SLEQ - [1]	SismaH + SismaV negativo	--	2.70	11.76	--
29	SLEF - [1]	SismaH + SismaV positivo	--	2.05	12.49	--
30	SLEF - [1]	SismaH + SismaV negativo	--	2.07	12.63	--
31	SLER - [1]	SismaH + SismaV positivo	--	1.90	12.82	--
32	SLER - [1]	SismaH + SismaV negativo	--	1.92	12.96	--

I risultati delle analisi di stabilità globale del muro "D" vengono riassunti in ***Figura 3.31***, in cui si riporta la sezione di verifica allo stato di progetto, con la stratigrafia dei terreni interessati dall'intervento e la rappresentazione della superficie di rottura critica, con l'indicazione del valore del coefficiente di sicurezza minimo secondo il metodo di Bishop; come si può notare la verifica risulta soddisfatta essendo il coefficiente di sicurezza $C \geq 1.10$.

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

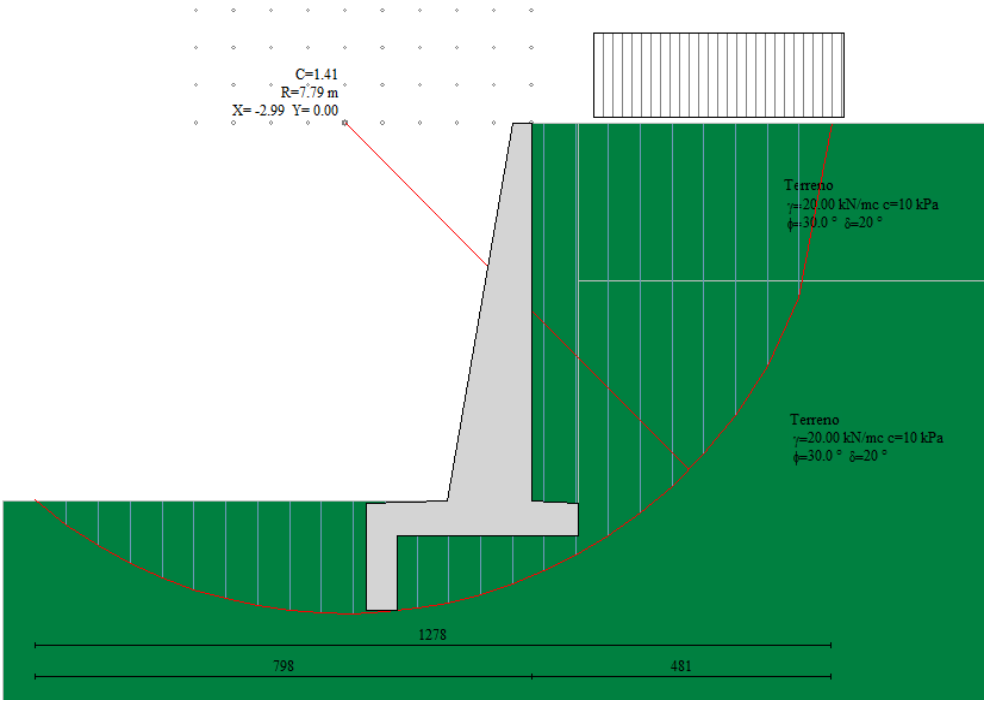


Figura 3.31 – Superficie di rottura critica con coefficiente di sicurezza minimo del Muro "D"

In Appendice 14 vengono riportati i tabulati completi delle verifiche strutturali SLU e SLE per tutte le combinazioni di carico analizzate.

3.7.2 Briglia per la Trattenuta dei Materiali Galleggianti

In analogia a quanto già descritto nella briglia filtrante sul torrente S. Siro, l'opera descritta nel Paragrafo 2.2.3 è dimensionata staticamente a favore di sicurezza considerando la briglia completamente riempita fino alla quota della gaveta, e conteggiando per il terreno a monte la sola spinta della terra (al limite saturo) senza quella idrostatica dell'acqua dato che le ampie aperture tra gli elementi d'acciaio fungono da dreni. Valgono infatti per le due opere considerazioni di natura analoga ed anche in questo caso le verifiche statiche della briglia sono svolte in conformità a quelle di un muro di sostegno a gravità.

La portata duecentennale di 16.6 m³/s produce una lama sull'opera interrata con quota a 35.21 m s.l.m., mentre subito a valle della briglia la lama ha quota 31.31 m s.l.m.

Le verifiche statiche della briglia sono quindi svolte in conformità a quelle di un muro di sostegno a gravità. Le forze sollecitanti la struttura sono: il peso proprio, le spinte sul paramento di monte e le sottopressioni lungo la linea di contatto calcestruzzo-terreno di fondazione e l'aggiunta delle azioni sismiche (Da Deppo et al., 2004).

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

3.7.2.1 Parametri di Calcolo

Si assume che il terreno di fondazione ed il materiale depositato a monte del paramento abbia le seguenti caratteristiche:

Peso di volume γ	20.00 [kN/m³]
Peso di volume saturo γ_{sat}	23.00 [kN/m³]
Angolo di attrito interno ϕ	32.00 [°]
Angolo di attrito terra-muro δ	21.33 [°]

Coesione *c* nulla
Adesione terra muro nulla
Porosità n 0.30

Le dimensione dell'opera e le quote di progetto della falda sono indicati nella ***Figura 3.2***.

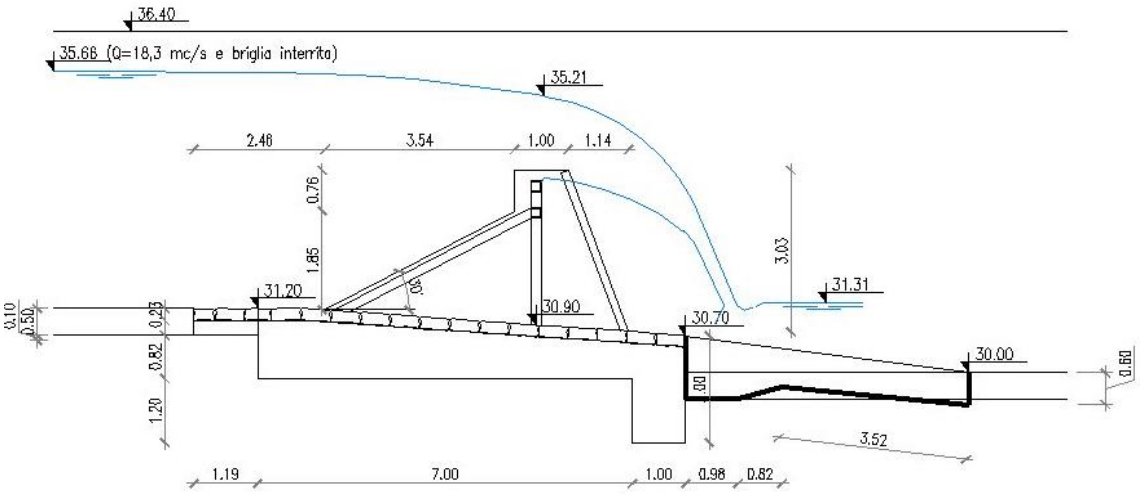


Figura 3.2 - Sezione longitudinale della briglia flottante sul torrente Magistrato

Le analisi svolte nelle diverse verifiche richieste sono state le seguenti:

Calcolo della spinta	metodo di Mononobe-Okabe
Calcolo del carico limite	metodo di Terzaghi
Calcolo della stabilità globale	metodo di Bishop

Calcolo delle forze orizzontali in condizioni di spinta attiva

Si riportano di seguito i valori minimi dei coefficienti di sicurezza previsti dalla normativa:

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	> 1.00
Coefficiente di sicurezza a scorrimento	> 1.00
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	> 1.00
Coefficiente di sicurezza a stabilità globale	> 1.10

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

3.7.2.2 Verifiche geotecniche

Per la briglia filtrante le verifiche sono svolte in corrispondenza alla sezione trasversale di mezzeria che taglia le barre rompitratta comprese tra i due muri d'ala; questa è la sezione maggiormente sollecitata.

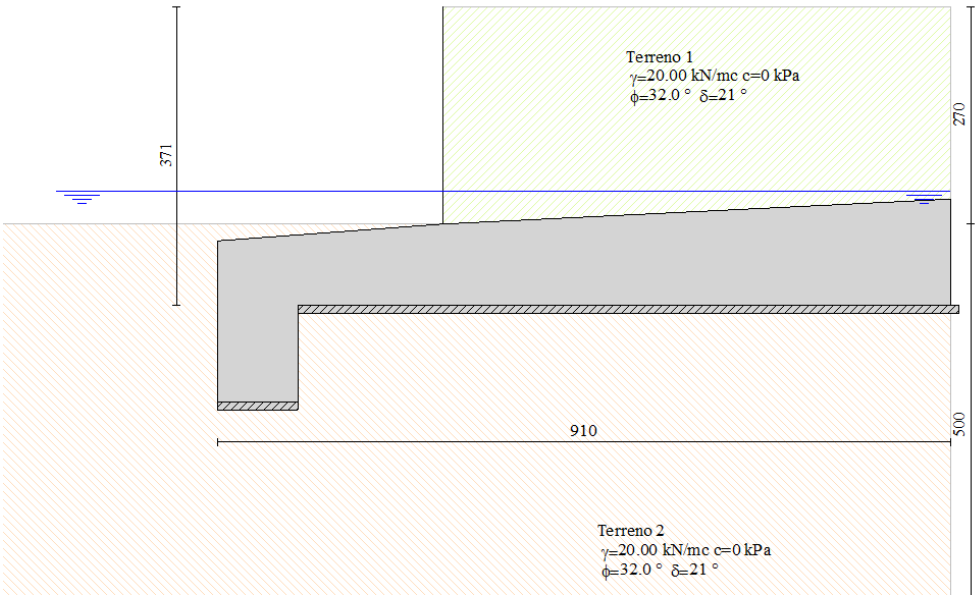


Figura 3.32 – Modello geotecnico e strutturale della sezione di mezzeria della briglia

Si riporta di seguito la tabella riassuntiva dei coefficienti di sicurezza delle verifiche geotecniche per tutte le combinazioni di carico analizzate; in grassetto vengono indicati i valori minimi di tali coefficienti. Le verifiche risultano tutte soddisfatte, essendo i valori ottenuti superiori ai limiti imposti dalla Normativa.

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

Tabella 3.XXVII – Coefficienti di sicurezza per le verifiche geotecniche, sezione di mezzeria della briglia di trattenuta dei materiali galleggianti

Comb.	Tipo comb.	Sisma	FS (ribalt)	FS (scorr)	FS (qult)	FS (stab)
1	A1-M1 - [1]	--	--	3.74	24.64	--
2	A1-M1 - [1]	--	--	4.81	19.28	--
3	A1-M1 - [1]	--	--	4.31	20.92	--
4	A1-M1 - [1]	--	--	4.24	22.38	--
5	A2-M2 - [1]	--	--	3.23	10.56	--
6	EQU - [1]	--	**4.99**	--	--	--
7	STAB - [1]	--	--	--	--	2.43
8	A1-M1 - [2]	SismaH + SismaV positivo	--	3.49	24.95	--
9	A1-M1 - [2]	SismaH + SismaV negativo	--	3.45	25.77	--
10	A2-M2 - [2]	SismaH + SismaV positivo	--	2.35	**10.51**	--
11	A2-M2 - [2]	SismaH + SismaV negativo	--	**2.32**	10.86	--
12	EQU - [2]	SismaH + SismaV negativo	5.18	--	--	--
13	EQU - [2]	SismaH + SismaV positivo	5.62	--	--	--
14	STAB - [2]	SismaH + SismaV positivo	--	--	--	2.18
15	STAB - [2]	SismaH + SismaV negativo	--	--	--	**2.14**
16	SLEQ - [1]	--	--	5.11	25.07	--
17	SLEF - [1]	--	--	5.11	25.07	--
18	SLER - [1]	--	--	5.11	25.07	--
19	SLEQ - [1]	SismaH + SismaV positivo	--	4.25	25.02	--
20	SLEQ - [1]	SismaH + SismaV negativo	--	4.24	25.37	--
21	SLEF - [1]	SismaH + SismaV positivo	--	4.25	25.02	--
22	SLEF - [1]	SismaH + SismaV negativo	--	4.24	25.37	--
23	SLER - [1]	SismaH + SismaV positivo	--	4.25	25.02	--
24	SLER - [1]	SismaH + SismaV negativo	--	4.24	25.37	--

3.7.2.3 Verifica a Sifonamento

Il sifonamento viene verificato nelle due situazioni di briglia a deflusso libero e di completa saturazione del terreno a monte (intasamento completo h = 2.40 m). Il coefficiente di sicurezza viene calcolato con la formula empirica di *Bligh-Lane*, e considerando la fondazione di lunghezza pari a 9.20 m e altezza variabile tra 1.32 e 0.80 m, e un'altezza del taglione pari a 1.20 m.

Per la briglia libera risulta:

$$F = \frac{\Sigma L_o / 3 + \Sigma L_v}{h} = \frac{9.2/3 + 1.32 + 1.20 * 2 + 0.8}{1.34} = 5.66$$

Per la briglia interrita risulta:

$$F = \frac{\Sigma L_o / 3 + \Sigma L_v}{h} = \frac{9.2/3 + 1.32 + 1.20 * 2 + 0.8 + 2.4}{3.9} = 2.56$$

Valori accettabili per i terreni di deposito alluvionale in alveo, considerando anche che, a monte, la fondazione dell'opera di spessore 1.32 m è collegata al solettone d'alveo in calcestruzzo di spessore 0.50 tramite giunto water stop che garantisce un ulteriore allungamento del percorso critico dell'acqua di filtrazione.

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

3.7.3 Verifica Barre di Ritenuta del Materiale Galleggiante

Analogamente a quanto illustrato nel paragrafo 3.6.3 anche per la briglia di ritenuta del materiale galleggiante in progetto sul torrente Magistrato è stata verificata la tensione sopportabile dalle barre verticali di acciaio nell'ipotesi di completo intasamento della struttura.

Anche in questo caso la spinta che le barre dovranno sostenere sarà generata dalla pressione idrostatica di una colonna d'acqua di altezza pari a circa 4 m e dalla spinta attiva del terreno. Tali componenti concorrono a formare una forza di 14105 DaN applicata a 1.28 m dal fondo per ciascuna trave. Tali condizioni imprimono un momento flettente massimo di 2285 DaNm che genera nella sezione una tensione massima $\sigma_{MAX} = \frac{M_{MAX}}{W_x}$ pari a 1110 DaN/cm^2, anch'essa inferiore alla tensione ammissibile per l'acciaio Fe 510 di 2400 DaN/cm^2.

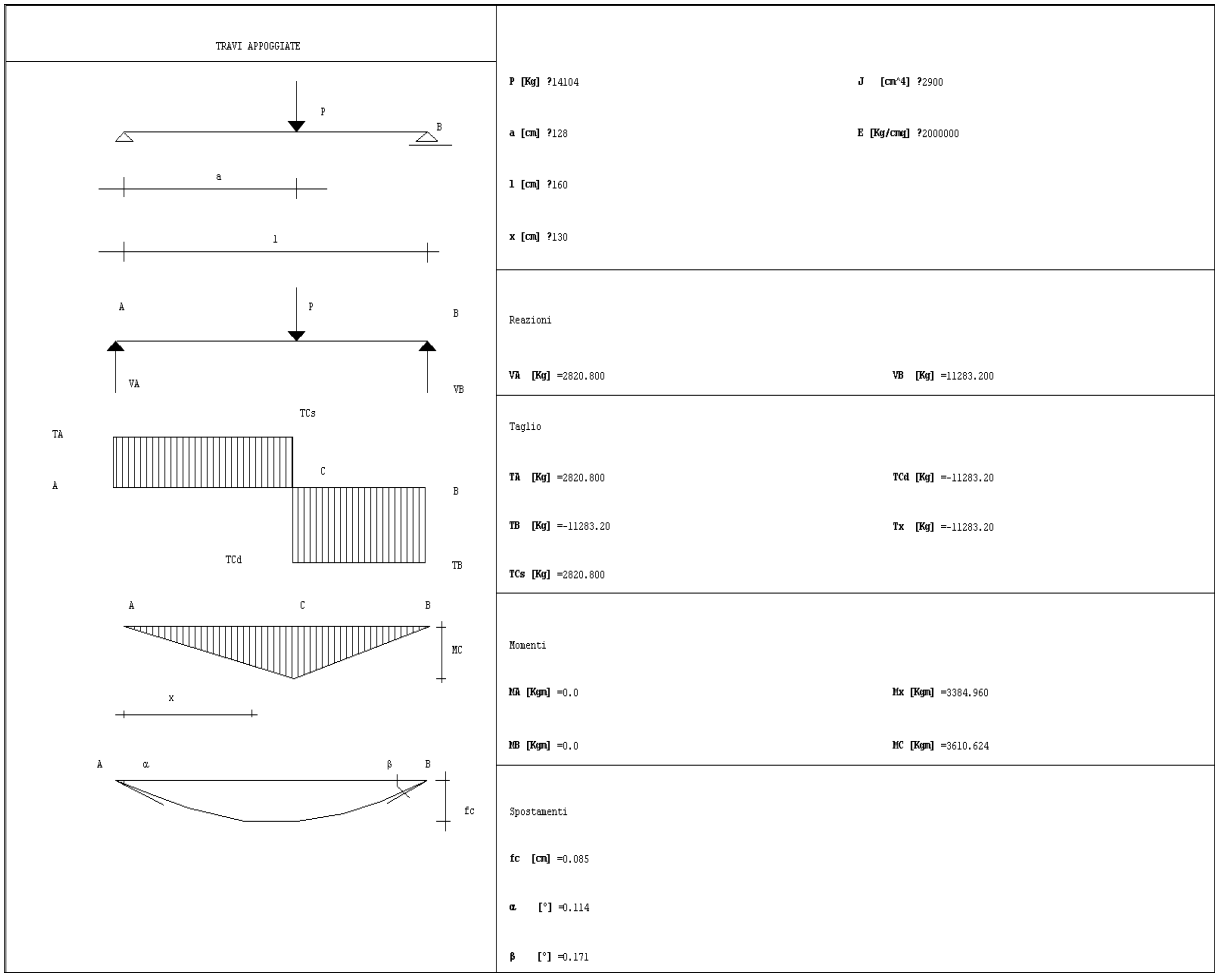


Figura 3.33 – Dettagli della verifica delle travi verticali di trattenuta del materiale

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

RIFERIMENTI

De Marchi, 1934, Saggio di teoria sul funzionamento degli stramazzi laterali (o sfioratori longitudinali). L'energia elettrica, Vol XI, novembre 1934.

Paoletti, Mozzo, Piacentino, Rossetti, Pelle, 2000, Interventi di Sistemazione Idraulica del torrente San Siro – Progetto Preliminare.

Comune di Santa Margherita Ligure, 2001, Studio di Impatto Ambientale dell'Ampliamente del Depuratore di Punta Pedale.

Da Deppo, Datei, Salandin, 2004, Sistemazione dei corsi d'Acqua, Libreria Cortina, Padova.

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

APPENDICE 1 DICHIARAZIONI SECONDO N.T.C. 2008 (§ 10.2)

Analisi e verifiche svolte con l'ausilio di codici di calcolo

Il sottoscritto, in qualità di calcolatore delle opere in progetto, dichiara quanto segue.

Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Titolo	MAX - Analisi e calcolo muri di sostegno
Versione	10.10
Produttore	Aztec Informatica srl, Casole Bruzio (CS)
Utente	BETA STUDIO S.R.L.
Licenza	AIU01733C

Tipo di analisi svolta

L'analisi strutturale e le verifiche sono condotte con l'ausilio di un codice di calcolo automatico. La verifica della sicurezza degli elementi strutturali è stata valutata con i metodi della scienza delle costruzioni.

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

- Calcolo della spinta del terreno;

- Verifica a ribaltamento;

- Verifica a scorrimento del muro sul piano di posa;

- Verifica della stabilità complesso fondazione terreno (carico limite);

- Verifica della stabilità globale;

- Calcolo delle sollecitazioni sia del muro che della fondazione, progetto delle armature e relative verifiche dei materiali;

- Calcolo della portanza assiale e trasversale dei pali. Progetto e verifica delle armature dei pali inseriti.

L'analisi strutturale sotto le azioni sismiche è condotta con il metodo dell'analisi statica equivalente secondo le disposizioni del capitolo 7 del DM 14/01/2008.

BETA Studio s.r.l.
via Guido Rossa 29/A
35020 Ponte S.Nicolò (PD) ITALIA
info@betastudio.it
www.betastudio.it

La verifica delle sezioni degli elementi strutturali è eseguita con il metodo degli Stati Limite. Le combinazioni di carico adottate sono esaustive relativamente agli scenari di carico più gravosi cui l'opera sarà soggetta.

Affidabilità dei codici di calcolo

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore del software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego. La società produttrice Aztec Informatica srl ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

Modalità di presentazione dei risultati

La relazione di calcolo strutturale presenta i dati di calcolo tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. La relazione di calcolo illustra in modo esaustivo i dati in ingresso ed i risultati delle analisi in forma tabellare.

Informazioni generali sull'elaborazione

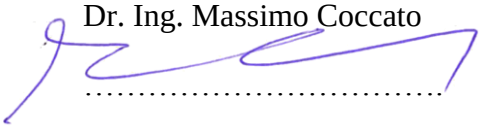
Il software prevede una serie di controlli automatici che consentono l'individuazione di errori di modellazione, di non rispetto di limitazioni geometriche e di armatura e di presenza di elementi non verificati. Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabellare, i dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale.

Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli dal sottoscritto utente del software. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali. Inoltre sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni. In base a quanto sopra, io sottoscritto asserisco che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, pertanto i risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili.

Il progettista

Dr. Ing. Massimo Coccato



……

Segue attestato di affidabilità del codice di calcolo utilizzato (§10.2 NTC 2008)

Attestato di affidabilità dei codici di calcolo implementati nei prodotti software Aztec Informatica s.r.l. in base al paragrafo 10.2 delle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14/01/2008 e successivi aggiornamenti).

In base a quanto richiesto al par. 10.2 del D.M. 14/01/2008 (Norme Tecniche per le Costruzioni) il produttore Aztec Informatica s.r.l. con sede in Corso Umberto I, 43 – 87050 Casole Bruzio (CS) – Partita IVA e Codice Fiscale 03008010781, dichiara che i pacchetti software prodotti e di seguito riportati:

- MAX (Muri di Sostegno)
- PAC (Paratie)
- SCAT (Strutture Scatolari)
- TEA (Terre Armate)
- API^{++} (Platee)
- API^{++} (Plinti)
- API^{++} Full (Platee e Plinti)
- CARL (Carico Limite e Cedimenti)
- STAP (Stabilità Pendii Terreni e Rocce)
- AZTEC ROCK (Caduta Massi)
- LAN (Liquefazione Terreni)
- AZTEC Utility
- SAX (Progetto e Verifica di Sezioni)
- CAPS (Precompresso)
- PAC 3D (Paratie 3D)

sono stati elaborati e realizzati facendo riferimento ai seguenti testi:

- BOWLES, J.E. (1988) - Foundation Analysis and Design. McGraw-Hill.
- POULOS H.G. & DAVIS E.H. (1980) - Pile Foundation Analisis and Design. John Wiley & Sons.
- TERZAGHI K. & PECK R.B. (1967) - Soil Mechanics in Engineering Practice. John Wiley & Sons.
- LANCELLOTTA R. (1987) - Geotecnica. Zanichelli, Bologna.
- LANCELLOTTA R., CALAVERA J - Fondazioni. McGraw-Hill.
- VIGGIANI C. (1996) - Fondazioni. CUEN, Napoli.
- FUNG, Y.C. (1965) - Foundations of Solid Mechanics. Prentice-Hall.
- DE SIMONE P. (1981) - Fondazioni. Liguori Editore, Napoli.
- CESTELLI GUIDI C. (1973) - Meccanica del terreno, fondazioni, opere in terra. Hoepli.
- GRECO V.R.(2001) – Spinta attiva sismica sui muri a mensola. Rivista Italiana di Geotecnica 3/2001.
- GRECO V.R. – Alcune considerazioni sulle verifiche di stabilità globale dei muri a mensola.
- BALDACCI, R (1983) - Scienza delle costruzioni. UTET, Torino.
- POZZATI P. (1983) - Teoria e tecnica delle strutture. UTET, Torino.
- GIANGRECO E. (1982) - Teoria e tecnica delle costruzioni. Liguori Editore, Napoli.
- SARÀ G. (1984) - Esercizi di teoria e tecnica delle costruzioni. Liguori Editore, Napoli.
- MIGLIACCI A. (1985) - Progetti di strutture. Masson Italia Editori.
- ZIENKIEWICZ O.C. (1977) - The Finite Element Method. McGraw-Hill.
- CASCIARO R. & CASCINI L. (1982) - Limit analysis by incremental-iterative procedure. IUTAM Int. Symp. on Granular Soils, Delft.
- CASCIARO R. & SCALZO G. (1982) - Una metodologia incrementale per l'analisi limite di continui elastoplastici. X Convegno Nazionale AIAS, Cosenza.
- CAPURSO M. (1983) - Introduzione al calcolo automatico delle strutture. Edizioni scientifiche Cremonese, Roma.
- BREBBIA, C.A. & CONNOR, J.J. (1973) - Fundament of finite element tecnique. Butterworths, Londra.
- REDDY, J.N. (1981) - Energy and variational methods in applied mechanics. John Wiley & Sons.
- REDDY, J.N. (1993) – An Introduction to the Finite Element Method - McGraw-Hill.
- TIMOSHENKO S., WOINOWSKY-KRIEGER S. – Theory of Plates and Shells – McGraw-Hill.

Dichiara, inoltre, che il suddetto software è esente da errori palesi e restituisce risultati conformi e congruenti ai dati inseriti.
Le funzioni presenti nei programmi consentono all'utente il controllo immediato di tutti i dati inseriti e dei risultati ottenuti.
Nei manuali a corredo dei software menzionati, viene fornita una dettagliata ed esauriente descrizione dei modelli teorici implementati.
Si precisa, inoltre, che l'affidabilità dei codici di calcolo trova riscontro anche nei documenti di collaudo delle opere progettate con il software Aztec.
Il software è utilizzato da oltre quindici anni da soggetti privati (liberi professionisti, studi di ingegneria. etc.) e pubblici (enti, università, scuole, etc.). Di seguito si riporta l'elenco degli enti pubblici utenti Aztec:

AMMINISTRAZIONI PROVINCIALI
AMMINISTRAZIONE PROVINCIALE DI GROSSETO
AMMINISTRAZIONE PROVINCIALE DI RIETI
AMMINISTRAZIONE PROVINCIALE DI ASCOLI PICENO
AMMINISTRAZIONE PROVINCIALE DI AVELLINO
AMMINISTRAZIONE PROVINCIALE DI BARI
AMMINISTRAZIONE PROVINCIALE DI CAMPOBASSO
AMMINISTRAZIONE PROVINCIALE DI CATANZARO
AMMINISTRAZIONE PROVINCIALE DI CHIETI
AMMINISTRAZIONE PROVINCIALE DI COSENZA
AMMINISTRAZIONE PROVINCIALE DI FIRENZE
AMMINISTRAZIONE PROVINCIALE DI MACERATA
AMMINISTRAZIONE PROVINCIALE DI PESCARA
AMMINISTRAZIONE PROVINCIALE DI POTENZA

Corso Umberto I, 43 - 87050 Casole Bruzio (CS) - Italy tel. e fax +39.0984.432617 r.a. e-mail: aztec@aztec.it - web: www.aztec.it
Partita IVA e Codice Fiscale 03008010781 Capitale Sociale Euro 60.000,00 i.v. R.E.A. Cosenza n° 204627

AMMINISTRAZIONE PROVINCIALE DI SALERNO
AMMINISTRAZIONE PROVINCIALE DI SIENA
AMMINISTRAZIONE PROVINCIALE DI TERAMO
AMMINISTRAZIONE PROVINCIALE DI VIBO VALENTIA
PROV. AUTON. DI BOLZANO-ALTO ADIGE RIPARTIZIONE 30
PROVINCIA AUTONOMA DI BOLZANO - RIPARTIZIONE 10 BOLZANO
PROVINCIA AUTONOMA DI TRENTO
PROVINCIA DEL VERBANO CUSIO OSSOLA VERBANIA FONDOTOCE
PROVINCIA DELLA SPEZIA
PROVINCIA DI ALESSANDRIA
PROVINCIA DI ANCONA
PROVINCIA DI AREZZO
PROVINCIA DI BENEVENTO
PROVINCIA DI BERGAMO
PROVINCIA DI BIELLA
PROVINCIA DI BOLOGNA
PROVINCIA DI CAMPOBASSO
PROVINCIA DI CHIETI
PROVINCIA DI COSENZA
PROVINCIA DI CROTONE
PROVINCIA DI CUNEO
PROVINCIA DI FERRARA
PROVINCIA DI FIRENZE
PROVINCIA DI FOGGIA
PROVINCIA DI FORLI'-CESENA
PROVINCIA DI FROSINONE
PROVINCIA DI IMPERIA
PROVINCIA DI ISERNIA
PROVINCIA DI LUCCA
PROVINCIA DI MACERATA
PROVINCIA DI MANTOVA
PROVINCIA DI MASSA-CARRARA
PROVINCIA DI MATERA
PROVINCIA DI MILANO
PROVINCIA DI NAPOLI
PROVINCIA DI ORISTANO
PROVINCIA DI PARMA
PROVINCIA DI PERUGIA
PROVINCIA DI PESCARA
PROVINCIA DI PISA
PROVINCIA DI PISTOIA
PROVINCIA DI PRATO
PROVINCIA DI REGGIO EMILIA
PROVINCIA DI ROMA
PROVINCIA DI SALERNO
PROVINCIA DI TERAMO
PROVINCIA DI TERNI
PROVINCIA DI TORINO
PROVINCIA DI UDINE
PROVINCIA DI VITERBO
PROVINCIA REGIONALE DI RAGUSA
PROVINCIA REGIONALE DI SIRACUSA

ANAS

ANAS – COMPARTIMENTO DI CAMPOBASSO
ANAS DIREZIONE GENERALE ROMA
ANAS DIREZIONE GENERALE - UFF. INFRASTRUTTURE ROMA
ANAS ENTE NAZIONALE PER LE STRADE COSENZA
ANAS ENTE NAZIONALE PER LE STRADE - COMPARTIMENTO LAZIO ROMA
ANAS ENTE NAZIONALE STRADE-COMPART. PER LA SICILIA CATANIA
ANAS S.P.A. ENTE NAZIONALE STRADE - COMPARTIMENTO MARCHE ANCONA
ENTE NAZIONALE PER LE STRADE-COMPARTIMENTO PUGLIA BARI
ENTE NAZIONALE PER LE STRADE-UFF. PROGETT. DI ENNA

COMUNI

COMUNE DI ALIA
COMUNE DI ANCONA
COMUNE DI ASCIANO
COMUNE DI AVELLINO
COMUNE DI BARGA
COMUNE DI BENEVENTO
COMUNE DI BERRA
COMUNE DI BERGAMO
COMUNE DI BUONALBERGO
COMUNE DI CAGLIARI
COMUNE DI CAMPOBASSO
COMUNE DI CARDITO

Corso Umberto I, 43 - 87050 Casole Bruzio (CS) - Italy tel. e fax +39.0984.432617 r.a. e-mail: aztec@aztec.it - web: www.aztec.it
Partita IVA e Codice Fiscale 03008010781 Capitale Sociale Euro 60.000,00 i.v. R.E.A. Cosenza n° 204627

COMUNE DI CARRARA
COMUNE DI CAULONIA
COMUNE DI CIRCELLO
COMUNE DI COMANO
COMUNE DI COSENZA
COMUNE DI FABRIANO
COMUNE DI FERRARA
COMUNE DI FIRENZUOLA
COMUNE DI FOLIGNO
COMUNE DI GELA
COMUNE DI GENOVA
COMUNE DI GIANO DELL'UMBRIA
COMUNE DI LUCCA
COMUNE DI MAIORI
COMUNE DI MARANO DI NAPOLI
COMUNE DI MASSAROSA
COMUNE DI MONTEFORTE IRPINO
COMUNE DI MONTEMURLO
COMUNE DI MONTENERO DI BISACCIA
COMUNE DI MONTEPRANDONE
COMUNE DI NAPOLI
COMUNE DI PALESTRINA
COMUNE DI PELLEZZANO
COMUNE DI PERUGIA
COMUNE DI PIANE CRATI
COMUNE DI PISA
COMUNE DI POGGIBONSI
COMUNE DI PONTEDERA
COMUNE DI PRATO
COMUNE DI REGGIO CALABRIA
COMUNE DI RENDE
COMUNE DI SALERNO
COMUNE DI SAN GIORGIO A CREMANO
COMUNE DI SANGINETO
COMUNE DI SCAFATI
COMUNE DI SCICLI
COMUNE DI SEGNI
COMUNE DI SENIGALLIA
COMUNE DI SERRAMAZZONI
COMUNE DI SIENA
COMUNE DI SILVI
COMUNE DI SINNAI
COMUNE DI SPOLETO
COMUNE DI TRENTO
COMUNE DI UMBERTIDE
COMUNE DI VIETRI DI POTENZA
COMUNE DI VINCI
CITTÀ DI IMPERIA

COMUNITA' MONTANE

COMUNITA' MONTANA "ASPROMONTE ORIENTALE" BOVALINO
COMUNITA' MONTANA ALTA E MEDIA VALLE DEL RENO VERGATO
COMUNITA' MONTANA APPENNINO PARMA EST LANGHIRANO
COMUNITA' MONTANA DEL GIOVO SAVONA
COMUNITA' MONTANA DEL POLLINO CASTROVILLARI
COMUNITA' MONTANA DEL SAVUTO ROGLIANO
COMUNITA' MONTANA DELLA LAGA TORRICELLA SICURA
COMUNITA' MONTANA ALTO SINNI SENISE
XV COMUNITA' MONTANA <VALLE DEL LIRI> ARCE

CONSORZI

CONS.BONIFICA PISA - UFFICIO DEI FIUMI E FOSSI PISA
CONSORZIO – AZIENDA CONSORZIALE TRASPORTI REGGIO EMILIA
CONSORZIO A.S.I. DELLA PROVINCIA DI AVELLINO
CONSORZIO ACQUEDOTTI RIUNITI DEGLI AURUNCI CASSINO
CONSORZIO BONIFICA MUZZA BASSA LODIGIANA LODI
CONSORZIO DELLA BONIFICA BENTIVOGLIO-ENZA
CONSORZIO DELLA BONIFICA PARMENSE PARMA
CONSORZIO DELLA BONIFICA PARMIGIANA MOGLIA-SECCHIA REGGIO EMILIA
CONSORZIO DELLA BONIFICA RENANA BOLOGNA
CONSORZIO DI BONIFICA 5 - GELA
CONSORZIO DI BONIFICA AGRO SARNESE NOCERINO NOCERA INFERIORE
CONSORZIO DI BONIFICA AREA FIORENTINA FIRENZE
CONSORZIO DI BONIFICA COLLINE DEL CHIANTI FIRENZE
CONSORZIO DI BONIFICA DEL MUSONE,POTENZA,CHIENTI MACERATA
CONSORZIO DI BINIFICA DEL SANNIO ALIFANO
CONSORZIO DI BONIFICA DELL'UFITA GROTTAMINARDA

Corso Umberto I, 43 - 87050 Casole Bruzio (CS) - Italy tel. e fax +39.0984.432617 r.a. e-mail: aztec@aztec.it - web: www.aztec.it
Partita IVA e Codice Fiscale 03008010781 Capitale Sociale Euro 60.000,00 i.v. R.E.A. Cosenza n° 204627

CONSORZIO DI BONIFICA DELLA PROVINCIA DI RIMINI
CONSORZIO DI BONIFICA DELLA SARDEGNA MERIDIONALE CAGLIARI
CONSORZIO DI BONIFICA DELLA VAL DI PAGLIA SUPERIORE ACQUAPENDENTE
CONSORZIO DI BONIFICA DI PAESTUM IN SINISTRA DEL SELE CAPACCIO SCALO
CONSORZIO DI BONIFICA MEDIA PIANURA BERGAMASCA BERGAMO
CONSORZIO DI BONIFICA PADULE DI FUCECCHIO
CONSORZIO DI BONIFICA TEVERE-NERA TERNI
CONSORZIO DI BONIFICA VALLI GRANDI E MEDIO VERONESE
CONSORZIO DI BONIFICA VALLO DI DIANO E TANAGRO SALA CONSILINA
CONSORZIO DI BONIFICA ZERPANO AGIGE GUA'
CONSORZIO DI BONIFICA CELLINA-MEDUNA PORDENONE
CONSORZIO DI BONIFICA GROSSETANA
CONSORZIO FORESTALE BASSA VALLE CAMONICA DARFO BOARIO TERME
CONSORZIO PER LA ZONA INDUSTRIALE DI VILLACIDRO
CONSORZIO SCILLA
CONSORZIO ZONA INDUSTRIALE E PORTO FLUVIALE PADOVA
CONSORZIO COMUNI BACINO SA/2 SALERNO

FERROVIE

FERROVIA GENOVA-CASELLA S.R.L. GENOVA
FERROVIE DELLA CALABRIA S.R.L. CATANZARO
FERROVIE DELLO STATO S.P.A. ROMA
FERROVIE DELLO STATO S.P.A. - USAT FIRENZE
FERROVIE DELLO STATO SOC. TRASPORTI E SERVIZI P.A. ANCONA
FERROVIE DELLO STATO S.P.A. REGGIO CALABRIA
RETE FERROVIARIA ITALIANA S.P.A. - GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ROMA
RETE FERROVIARIA ITALIANA S.P.A. - DIR. COMP.LE INFRASTRUTTURA TORINO
RETE FERROVIARIA ITALIANA S.P.A. - DIR. COMP.LE INFRASTRUTTURA REGGIO CALABRIA
RETE FERROVIARIA ITALIANA S.P.A. - DIR. COMP.LE INFRASTRUTTURA FOLIGNO PERUGIA
RETE FERROVIARIA ITALIANA S.P.A. - DIR. COMP.LE INFRASTRUTTURA MILANO

ISTITUTI SCOLASTICI

I.T. COMM.GEOM. E TURISMO "G. FALCONE" ACRI
IST.TEC.ST.COMMERCIALE E GEOMETRI "U.FOSCOLO" TEANO
ISTITUTO D'ISTRUZIONE SUPERIORE 'G.PAVONCELLI' CERIGNOLA
ISTITUTO STATALE DI ISTRUZ. SECONDARA "A.GIORDANO" VENAFRO
ISTITUTO SUPERIORE "M. P. VITRUVIO" CASTELLAMMARE DI STABIA
ISTITUTO TECNICO COMMERCIALE E GEOMETRI "PIMENTEL" SAN GIOVANNI IN FIORE
ISTITUTO TECNICO GEOMETRI "OSCAR D'AGOSTINO" AVELLINO
ISTITUTO TECNICO PER GEOMETRI "G. MINUTOLI" MESSINA
ISTITUTO TECNICO PER GEOMETRI "PIERLUIGI NERVI" S. MARIA CAPUA VETERE
ISTITUTO TECNICO STATALE COMMERC. E PER GEOMETRI MARIGLIANO
ISTITUTO TECNICO STATALE PER GEOMETRI COSENZA
ISTITUTO TECNICO STATALE PER GEOMETRI "F. CALVOSA" CASTROVILLARI
LICEO SCIENTIFICO STATALE "GIOTTO ULIVI" BORGO SAN LORENZO
ENTE SCUOLA EDILE DELLA PROVINCIA DI MATERA

MINISTERI

MINISTERO DEI LAVORI PUBBLICI-MAGISTRATO PER IL PO PARMA
MINISTERO INFRASTRURE E TRASPORTI - SETT. INFRASTR. MILANO
MINISTERO INFRASTRUTTURE E TRASPORTI - S.I.I.T. SICILIA E CALABRIA
MINISTERO INFRASTRUTTURE E TRASPORTI-PROVV. REG. OO.PP. CAMPANIA SALERNO
MINISTERO INFRASTRUTTURE E TRASPORTI-OPERE MARITTIME PER LA CALABRIA REGGIO CALABRIA
MINISTERO LL.PP. PROVV.REG. OO.PP. LOMBARDIA MILANO
MINISTERO RISORSE AGRICOLE AMBIENTALI E FORESTALI ROMA
PRESIDENZA DEL CONSIGLIO DEI MINISTRI - DIP. SERVIZI TECNICI NAZIONALI ROMA
PRESIDENZA DEL CONSIGLIO DEI MINISTRI - DIP. PROT. CIVILE ROMA

REGIONI

REGIONE AUTONOMA DELLA SARDEGNA - ENTE AUTONOMO DEL FLUMENDOSA CAGLIARI
REGIONE AUTONOMA FRIULI VENEZIA GIULIA - PROTEZIONE CIVILE
REGIONE BASILICATA-UFF. OO.PP. E DIFESA DEL SUOLO POTENZA
REGIONE CALABRIA - DIP. FORESTE FORESTAZIONE E PROTEZIONE CIVILE CATANZARO
REGIONE CALABRIA - UFFICIO ACQUEDOTTI CATANZARO LIDO
REGIONE CAMPANIA - A.G.C. TRASP. E VIAB.
REGIONE DELL'UMBRIA - DIREZIONE REGIONALE POLITICHE TERRITORIALI, AMB. E INFR. PERUGIA
REGIONE LAZIO - DIPARTIMENTO AMBIENTE E PROTEZIONE CIVILE ROMA
REGIONE LAZIO - AREA GENIO CIVILE VITERBO
REGIONE LAZIO - AREA DECENTRATA FROSINONE
REGIONE MARCHE-SERV.DECENT.OO.PP. E DIF.DEL SUOLO ASCOLI PICENO
REGIONE PIEMONTE-SERVIZIO OO.PP. DIFESA SUOLO CUNEO
REGIONE PIEMONTE-SERVIZIO OO.PP. DIFESA SUOLO ASTI
REGIONE SICILIANA - ASSESSORATO LAVORI PUBBLICI – UFFICIO DEL GENIO CIVILE MESSINA
REGIONE SICILIANA - GENIO CIVILE DI RAGUSA RAGUSA
REGIONE SICILIANA - DIP. PROTEZIONE CIVILE MESSINA
REGIONE TOSCANA FIRENZE
REGIONE TOSCANA-UFF.REG. PER LA TUTELA DEL TERRITORIO DI GROSSETO E SIENA
REGIONE TOSCANA-UFF.REG. PER LA TUTELA DEL TERRITORIO DI MASSA CARRARA E LUCCA

Corso Umberto I, 43 - 87050 Casole Bruzio (CS) - Italy
Partita IVA e Codice Fiscale 03008010781
tel. e fax +39.0984.432617 r.a.
Capitale Sociale Euro 60.000,00 i.v.
e-mail: aztec@aztec.it - web: www.aztec.it
R.E.A. Cosenza n° 204627

REGIONE TOSCANA-UFF.REG. PER LA TUTELA DEL TERRITORIO DI PISTOIA E PRATO
REGIONE TOSCANA-UFF.REG.PER LA TUTELA DEL TERRITORIO DI AREZZO

UNIVERSITA'
POLITECNICO DI BARI - DIP. DI INGEGNERIA CIVILE E AMBIENTALE BARI
UNIVERSITA DEGLI STUDI DI CHIETI
UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI FIRENZE
UNIVERSITA' DEGLI STUDI DEL SANNIO
UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI FIRENZE
UNIVERSITA' DEGLI STUDI MEDITERRANEA DI REGGIO CALABRIA
UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI PARMA-DIP. DI ING. CIVILE, DELL'AMB., DEL TERR. E ARCHITETTURA
UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI PISA-DIP. VIE E TRASPORTI
UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI SALERNO – DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE
UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI SASSARI - DIP. ARCHITETTURA E P.
UNIVERSITA' POLITECNICA DELLE MARCHE ANCONA
UNIVERSITÀ DI PALERMO - DIP DI INGEGNERIA STRUTTURALE E GEOTECNICA PALERMO
UNIVERSITA' DELLA CALABRIA-DIP. DIFESA DEL SUOLO ARCAVACATA DI RENDE
UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI L'AQUILA MONTELUCO DI ROIO
TECHNICAL UNIVERSITY OF CIVIL ENGINNERING – GEOTECHNICAL DEP. BUCHAREST – ROMANIA

ALTRI ENTI
A.E.M. GESTIONI CREMONA
A.L.E.R. LODI
A.S.TER.-AZIENDA SERV. TERRITORIALI COMUNE GENOVA
A.T.E.R. DELLA PROVINCIA DI TERAMO
A.T.E.R.P. (GIA' I.A.C.P.) COSENZA
ACEA ATO2 – GRUPPO ACEA ROMA
AGEA AZIENDA GAS ENERGIA AMBIENTE FERRARA
AGENZIA INTERREGIONALE PER IL FIUME PO PARMA
ASET FANO
ASP - ASTI SERVIZI PUBBLICI
ASSOCIAZIONE IRRIGAZIONE EST SESIA NOVARA
AUTORITÀ PORTUALE DI ANCONA
AUTORITÀ PORTUALE DI MESSINA
AUTORITÀ PORTUALE DI VENEZIA
AUTORITÀ DI BACINO NAZIONALE DEL FIUME ADIGE TRENTO
AUTORITÀ PORTUALE DI SAVONA
AUTOSTRADE PER L'ITALIA S.P.A. ROMA
AUTOVIE SERVIZI S.P.A. TRIESTE
AZIENDA U.S.L. 11 EMPOLI
AZIENDA U.S.L. N. 12 VERSILIA VIAREGGIO
BONIFICA ROMA
CIRCONDARIO EMPOLESE VALDELSA EMPOLI
COMMISSARIO DI GOVERNO PER L'EMERGENZA IDROGEOLOGICA NELLA REG. CAMPANIA NAPOLI
DIREZIONE GENERALE DELLA PROTEZIONE CIVILE PALMANOVA
DIREZIONE GENERALE INPS-COORD.GENERALE TECNICO EDILIZIO ROMA
ENEL GREENPOWER PISA
GE.S.A.C. GESTIONE SERVIZI AEROPORTI CAMPANI NAPOLI
GENIO CIVILE DI BELLUNO
GENIO CIVILE DI TERAMO
INAIL – DIREZIONE REGIONALE PER LA CAMPANIA NAPOLI
INAIL-DIREZIONE CENTRALE SERVIZI INFORMATIVI AUT. ROMA
ISTITUTO AUTONOMO CASE POPOLARI CAMPOBASSO
ISTITUTO AUTONOMO CASE POPOLARI DELLA PROVINCIA DI BENEVENTO
ISTITUTO AUTONOMO CASE POPOLARI DI FERMO
ISTITUTO NAZIONALE DI OCEANOGRAFIA E DI GEOFISICA SPERIMENTALE SGONICO
ISTITUTO POLIGRAFICO E ZECCA DELLO STATO ROMA
MUSEO CIVICO DI STORIA NATURALE VERONA
POSTE ITALIANE S.P.A. ROMA
SIENA CASA SIENA
SPEA INGEGNERIA EUROPEA MILANO
STATO DELLA CITTA' DEL VATICANO – GOVERNATORATO CITTA' DEL VATICANO
UMBRA ACQUE P.S. GIOVANNI

Aztec Informatica s.r.l.
Il legale rappresentante
Ing. Maurizio Martucci

Corso Umberto I, 43 - 87050 Casole Bruzio (CS) - Italy
Partita IVA e Codice Fiscale 03008010781
tel. e fax +39.0984.432617 r.a.
Capitale Sociale Euro 60.000,00 i.v.
e-mail: aztec@aztec.it - web: www.aztec.it
R.E.A. Cosenza n° 204627