0	08/2013		P. Burigo	A. Galli	Venturini
Revisione	Data	Oggetto revisione	Redatto	Verificato	Approvato

REGIONE LIGURIA PROVINCIA DI GENOVA COMUNE DI GENOVA

PROTOCOLLO D'INTESA PER GLI INTERVENTI STRUTTURALI VOLTI ALLA MITIGAZIONE DELL'EMERGENZA IDRAULICA DEL BACINO DEL TORRENTE BISAGNO, ALLA RIDEFINIZIONE URBANISTICA DEL TRATTO TERMINALE ED ALLA RIQUALIFICAZIONE AMBIENTALE DELL'ALVEO E DELLE AREE CIRCOSTANTI

COMUNE DI GENOVA

AREA TECNICA - DIREZIONE MANUTENZIONE INFRASTRUTTURE E VERDE PUBBLICO

Dirigente **Ing. Stefano PINASCO**

PROGETTISTI:

A.T.I.

TECHNITAL S.p.A. (Capogruppo mandataria)
STUDIO MAIONE INGEGNERI ASSOCIATI
SGI STUDIO GALLI INGEGNERIA S.p.A.
ARTELIA GROUP S.A.

RESPONSABILE UNICO PROCEDIMENTO **Ing. Stefano PINASCO**

Staff tecnico

TECHNITAL S.p.A. (Capogruppo mandataria)
Ing. A.Scotti - Ing. S. Venturini
STUDIO MAIONE INGEGNERI ASSOCIATI
Ing. D Cerlini - Ing. M. Ferrari
SGI STUDIO GALLI INGEGNERIA S.p.A.
Ing. A.Galli - Ing. U. Galli
ARTELIA GROUP S.A.
Mr. O. Cazaillet

Intervento/Opera

SCOLMATORE DEL TORRENTE BISAGNO IN COMUNE DI GENOVA
PRIMO LOTTO: REALIZZAZIONE DELLE OPERE PER LA MESSA IN SICUREZZA IDRAULICA DEL TORRENTE FEREGGIANO (E RIVI ROVARE E NOCE)

Elaborato

SGI STUDIO GALLI INGEGNERIA S.p.A.

Dott. Ing. Alberto Galli

Oggetto della tavola

RELAZIONI DI CALCOLO DELLE STRUTTURE
Opere di presa minori
Calcoli preliminari delle strutture

Scala: ---

Data: Agosto 2013

Progetto Definitivo

Tavola N° PD1.RC.04

Codice GULP	Codice Commessa Precedente	Revisione
12383	DSU100	0

I DISEGNI E LE INFORMAZIONI IN ESSI CONTENUTE SONO PROPRIETA' ESCLUSIVA DEL COMUNE DI GENOVA E NON POSSONO ESSERE MODIFICATI, RIPRODOTTI, RESI PUBBLICI O UTILIZZATI PER USI DIFFERENTI DA QUELLI PER CUI SONO STATI REDATTI, SALVO AUTORIZZAZIONE SCRITTA.

Opere di presa minori – Calcoli preliminari delle strutture

Indice

PREMESSA **4**

Tipologia delle opere *5*
Manufatto di presa 5
Camera di dissipazione 6
Scale di accesso 7

1. NORMATIVA DI RIFERIMENTO **9**

2. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI E PARAMETRI DI CALCOLO **10**

3. CRITERI DI VERIFICA **11**

3.1 VERIFICA DI RESISTENZA 11

4. PREDIMENSIONAMENTO E VERIFICA **14**

4.1 OPERA DI PRESA RIO FEREGGIANO 14
4.1.1 Introduzione *14*
Camera di dissipazione 17
Cameretta con scale di accesso 18
4.1.2 Opera di presa Rio Fereggiano 1° Tratto *19*
VERIFICA STRUTTURALE 20
VERIFICA SOLAIO 20
4.1.3 Opera di presa Rio Fereggiano 2° Tratto *24*
4.1.4 Opera di presa Rio Fereggiano 3° Tratto *24*
4.1.5 Cameretta con Scale d'Accesso Rio Fereggiano *26*
4.1.5.1 Opere provvisionali relative alla cameretta con Scale d'Accesso Rio Fereggiano 26
4.1.5.2 Opere definitive relative alla cameretta con Scale d'Accesso Rio Fereggiano 30
4.1.6 Pozzo a Vortice Rio Fereggiano *30*
4.1.6.1 Opere provvisionali relative al Pozzo a vortice Rio Fereggiano 31
4.1.6.2 Opere definitive relative al pozzo a vortice Rio Fereggiano 35
4.1.7 Scale d'Accesso Rio Fereggiano *36*
4.1.8 Camerone di dissipazione Rio Fereggiano *37*
4.2 OPERA DI PRESA RIO ROVARE 47
4.2.1 Introduzione *47*
Camera di dissipazione 49
Cameretta con scale di accesso 50
4.2.2 Cameretta con Scale d'Accesso Rio Rovare *51*
4.2.2.1 Opere provvisionali relative alla cameretta con scale d'accesso Rio Rovare 51
4.2.2.2 Opere definitive relative alla cameretta con scale d'accesso Rio Rovare 53
4.2.3 Opera di Presa Rio Rovare 1°Tratto *54*
4.2.3.1 Opere provvisionali relative 1° Tratto 54
4.2.3.2 Opere definitive relative alle opere di presa 1° Tratto 57
4.2.4 Opera di Presa Rio Rovare 2°Tratto *58*
4.2.4.1 Opere provvisionali relative opera di presa 2° Tratto 58
4.2.4.2 Opere definitive relative opera di presa 2° Tratto 60
4.2.5 Opera di Presa Rio Rovare 3°Tratto *61*
4.2.5.1 Opere provvisionali relative opera di presa 3° tratto 61
4.2.5.2 Opere definitive relative opera di presa 3° tratto 64

4.2.6 Opera di Presa Rio Rovare 4°Tratto *66*
4.2.6.1 Opere provvisionali relative opera di presa 4° tratto 66
4.2.6.2 Opere definitive relative opera di presa 4° tratto 66
4.2.7 Pozzo a Vortice Rio Rovare *67*
4.2.8 Scale d'Accesso Rio Rovare *68*
4.2.9 Camerone di dissipazione Rio Rovare *69*
4.3 OPERA DI PRESA RIO NOCE 79
4.3.1 Introduzione *79*
Camera di dissipazione 80
Cameretta con scale di accesso 81
4.3.2 Pozzo a Vortice Rio Noce *83*
4.3.3 Scale d'Accesso Rio Noce *84*
4.3.4 Cameretta con Scale d'Accesso Rio Noce *85*
4.3.4.1 Opere provvisionali relative alla cameretta con Scale d'Accesso Rio Noce 85
4.3.4.2 Opere definitive relative alla cameretta con Scale d'Accesso Rio Noce 88
4.3.5 Opera di Presa Rio Noce *89*
4.3.6 Pozzo a vortice e scale di accesso al camerone di dissipazione del Rio Noce *89*
4.3.7 Camerone di dissipazione Rio Noce *93*

5. APPENDICE: RISPOSTE ALLE OSSERVAZIONI RIPORTATE NELLA 'RELAZIONE SULLE OPERE GEOTECNICHE' (PROF. ING. RICCARDO BERARDI, dicembre 2006) 103

6. APPENDICE: INTEGRAZIONI AL SIA RICHIESTE DALL'UFFICIO VIA DELLA REGIONE LIGURIA (LETTERA PROT. 48(170851) DEL 15.12.2006) 106

6.1 INFLUENZA DELLE OPERE DI PRESA SUL COMPORTAMENTO STATICO DEI MANUFATTI ADIACENTI LE STESSE 107

7. ALLEGATI 117

7.1 ALLEGATO 1: RELAZIONE DI CALCOLO DELL'OPERA DI PRESA RIO FEREGGIANO 1° TRATTO 118
7.2 ALLEGATO 2: RELAZIONE DI CALCOLO DELL'OPERA DI PRESA RIO FEREGGIANO 2° TRATTO 119
7.3 ALLEGATO 3: RELAZIONE DI CALCOLO DELL'OPERA DI PRESA RIO FEREGGIANO 3° TRATTO 120
7.4 ALLEGATO 4: RELAZIONE DI CALCOLO DELLE COLONNE DI JET-GROUTING ARMATE TIRANTATE (RIO FERREGIANO) 121
7.5 ALLEGATO 5: RELAZIONE DI CALCOLO DELLA CAMERETTA CON SCALA D'ACCESSO (RIO FEREGGIANO) 122
7.6 ALLEGATO 6: RELAZIONE DI CALCOLO DELLA PARATIA TIRANTATA (RIO FERREGGIANO) 123
7.7 ALLEGATO 7: RELAZIONE DI CALCOLO DELLA SCALA D'ACCESSO (RIO FERREGGIANO) 124
7.8 ALLEGATO 8: CALCOLO DELLE PRESSIONI (RIO FERREGGIANO) 125
7.9 ALLEGATO 9:STABILITÀ DEL FRONTE DI SCAVO (RIO FERREGGIANO) 126
7.10 ALLEGATO 10: RELAZIONE DI CALCOLO DELLA PARATIA TIRANTATA A SOSTEGNO DELLO SCAVO DEL POZZO SCALE PER ISPEZIONE (T.ROVARE) 127
7.11 ALLEGATO 11: RELAZIONE DI CALCOLO DELLA CAMERETTA CON SCALE D'ACCESSO (RIO ROVARE) 128
7.12 ALLEGATO 12: RELAZIONE DI CALCOLO DELLA PARATIA TIRANTATA A SOSTEGNO DELLO SCAVO DEL POZZO A VORTICE (T.ROVARE) 129
7.13 ALLEGATO 13: RELAZIONE DI CALCOLO DELL'OPERA DI PRESA RIO ROVARE 1° TRATTO 130
7.14 ALLEGATO 14: RELAZIONE DI CALCOLO DELLA PARATIA CON PUNTONI DI CONTRASTO (T.ROVARE) 131
7.15 ALLEGATO 15: RELAZIONE DI CALCOLO DELL'OPERA DI PRESA RIO ROVARE 2° TRATTO E 4°TRATTO 132
7.16 ALLEGATO 16: RELAZIONE DI CALCOLO DELLA PARATIA TIRANTATA A SOSTEGNO DELLO SCAVO DEL POZZO DIAMETRO INT. 6.0 M (T.ROVARE) 133
7.17 ALLEGATO 17: RELAZIONE DI CALCOLO DELL'OPERA DI PRESA RIO ROVARE 3° TRATTO 134

7.18 ALLEGATO 18: RELAZIONE DI CALCOLO DEL POZZO A VORTICE (RIO ROVARE) 135
7.19 ALLEGATO 19: RELAZIONE DI CALCOLO DELLA SCALA D'ACCESSO (RIO ROVARE) 136
7.20 ALLEGATO 20: CALCOLO DELLE PRESSIONI (RIO ROVARE) 137
7.21 ALLEGATO 21: STABILITÀ DEL FRONTE DI SCAVO (RIO ROVARE) 138
7.22 ALLEGATO 22: RELAZIONE DI CALCOLO DEL POZZO A VORTICE (RIO NOCE) E RELAZIONE DI CALCOLO DELLA SCALA D'ACCESSO (RIO ROVARE) 139
7.23 ALLEGATO 23: RELAZIONE DI CALCOLO DELLA PARATIA TIRANTATA (T.NOCE) 140
7.24 ALLEGATO 24: RELAZIONE DI CALCOLO DELL'OPERA DI PRESA RIO NOCE 141
7.25 ALLEGATO 25: CALCOLO DELLA SPINA LATERALE 142
7.26 ALLEGATO 26: CALCOLO DEI MICROPALI DA 0 A 12MM 143
7.27 ALLEGATO 27: CALCOLO DEI MICROPALI DA 12 A 27MM 144
7.28 ALLEGATO 28: CALCOLO DEI MICROPALI DA 20 A 25MM 145
7.29 ALLEGATO 29: CALCOLO DELLE PRESSIONI (RIO NOCE) 146
7.30 ALLEGATO 30: STABILITÀ DEL FRONTE DI SCAVO (RIO NOCE) 147

PREMESSA

Il presente documento costituisce la Relazione di calcolo preliminare delle strutture delle opere di presa minori ricadenti nell'ambito del progetto definitivo delle opere di laminazione e controllo delle piene del torrente Bisagno e dei rii Fereggiano, Rovare e Noce secondo quanto predisposto dalla Regione Liguria, per la corretta pianificazione degli interventi di difesa e la gestione del territorio, in conformità a quanto indicato nel D.P.R. del 18.7.1995 e quanto stabilito all'art. 8 della L. R. n° 9/93, il Piano di bacino del torrente Bisagno, che è stato approvato con delibera del Comitato Provinciale n° 62 del 4.12.2001.

Sulla base del documento "Proposta di riclassificazione sismica del territorio nazionale" elaborato dal Gruppo di Lavoro costituito sulla base della risoluzione della Commissione Nazionale di Previsione e Prevenzione dei Grandi Rischi nella seduta del 23 aprile 1997 e riportato nell'Ordinanza n. 3274 della Presidenza del Consiglio dei Ministri, il comune di Genova è stato classificato in zona sismica di 4° categoria (nella precedente classificazione il comune di Genova non ricadeva in zona sismica).

Relativamente ai metodi di calcolo si precisa quanto segue. Premesso che:

A. il D.Lgs. 163/2006 (Codice dei contratti pubblici relativi a lavori, servizi e forniture in attuazione delle direttive 2004/17/CE e 2004/18/CE), ex legge Merloni, prevede per la progettazione "definitiva" calcoli preliminari di strutture ed impianti;

B. il Comune di Genova è classificato ricadente in zona 4 pertanto con grado di sismicità tale da determinare azioni dinamiche non rilevanti rispetto alle azioni statiche;

C. la normativa vigente D.M. 14/01/2008 al paragrafo § 2.7 scrive: *"...per le costruzioni di tipo 1 e 2 e classe d'uso I e II, limitatamente ai siti ricadenti in zona 4, è ammesso il Metodo di verifica alle tensioni ammissibili..."*;

le verifiche sia delle opere provvisionali che delle opere definitive sono state eseguite secondo il Metodo delle Tensioni Ammissibili.

Nelle fasi di progettazione successive, almeno per le strutture definitive, si approfondiranno e adegueranno le calcolazioni utilizzando il Metodo degli Stati Limite.

Le altre normative richiamate nelle relazioni di calcolo allegate ed eseguite utilizzando il software di calcolo ProSap sono solamente richiamate come possibili normative utilizzabili dal programma stesso.

Tipologia delle opere

Manufatto di presa

La tipologia adottata per le tre opere di presa in oggetto è quella delle luci e delle soglie che sono governate dalle classiche leggi dell'idraulica.

Per quanto riguarda invece il collegamento con la galleria di derivazione viene utilizzato un pozzo, in accordo con quanto previsto in fase di progettazione preliminare. Questo tipo di manufatto è stato utilizzato per superare i notevoli dislivelli tra la quota del corso d'acqua e la galleria di progetto garantendo al contempo efficienza idraulica e dissipazione dell'energia.

Il comportamento idraulico di tale tipo di struttura è governato dalla configurazione della zona di imbocco, che definisce la natura della corrente del pozzo. Nella struttura con camera di imbocco a vortice l'acqua aderisce alle pareti e scorre verso il basso assumendo la conformazione di un getto anulare, per via del momento angolare impresso alla corrente dalla struttura vorticosa d'imbocco, mentre al centro del pozzo si sviluppa una zona aerata all'interno della quale la pressione è pressoché quella atmosferica.

Sul fondo della struttura si è previsto di realizzare una vasca atta di dissipare energia e rilasciare l'aria eventualmente trascinata dalla corrente, onde evitare che questa possa liberarsi repentinamente danneggiando le strutture. L'opera è perciò costituita essenzialmente da un canale di imbocco al vortice, da una camera a vortice da cui parte il pozzo e da un canale di sbocco delle acque.

Si sottolinea in questa sede che i manufatti sono stati pensati in modo tale che possa essere prevista la chiusura dell'opera di presa, convogliando tutta la portata in arrivo negli alvei attuali; questo allo scopo di favorire le attività di manutenzione delle opere in

progetto. Viceversa tutti i deflussi possono essere inviati temporaneamente nella galleria in progetto per la manutenzione del tratto di valle del corso d'acqua.

Tutti i manufatti di partizione delle portate, sono stati studiati in modo tale da far confluire in alveo quanto più possibile dell'eventuale trasporto solido nella corrente, in corrispondenza di portate ordinarie, sebbene le analisi granulometriche condotte sui rii minori abbiano comunque verificato che nessuno di questi torrenti è in grado di trasportare a valle materiale aventi dimensioni significative.

Camera di dissipazione

Per quanto riguarda la camera di sbocco delle acque alla base del pozzo, questa è stata pensata in modo tale che si formi al suo interno un cuscino d'acqua che permetta la dissipazione dell'energia della corrente in caduta dal pozzo, prima che questa entri nella galleria di collegamento allo scolmatore in progetto.

Allo scopo è stato previsto un gradino, posto alla quota di partenza della galleria di collegamento, che permette di creare un cuscino d'acqua di profondità almeno pari a 0.1 volte l'altezza di caduta della corrente.

La camera è stata progettata di lunghezza almeno pari a 4 volte il diametro del pozzo (Hager, 1985) e di forma policentrica, al fine di una sua più facile realizzazione.

Il diametro di tale camera è stato dimensionato in modo tale che la distanza tra il cielo della camera e il fondo della galleria di collegamento all'imbocco risultasse almeno pari a circa 2 volte il diametro del pozzo (Hager, 1985).

Durante la fase terminale della presente progettazione definitiva, a valle delle opere su modello fisico, il diametro della camera è stato aumentato al fine di realizzare sul cielo della camera stessa un camminamento e garantire un franco idraulico di almeno 2 m da tale camminamento.

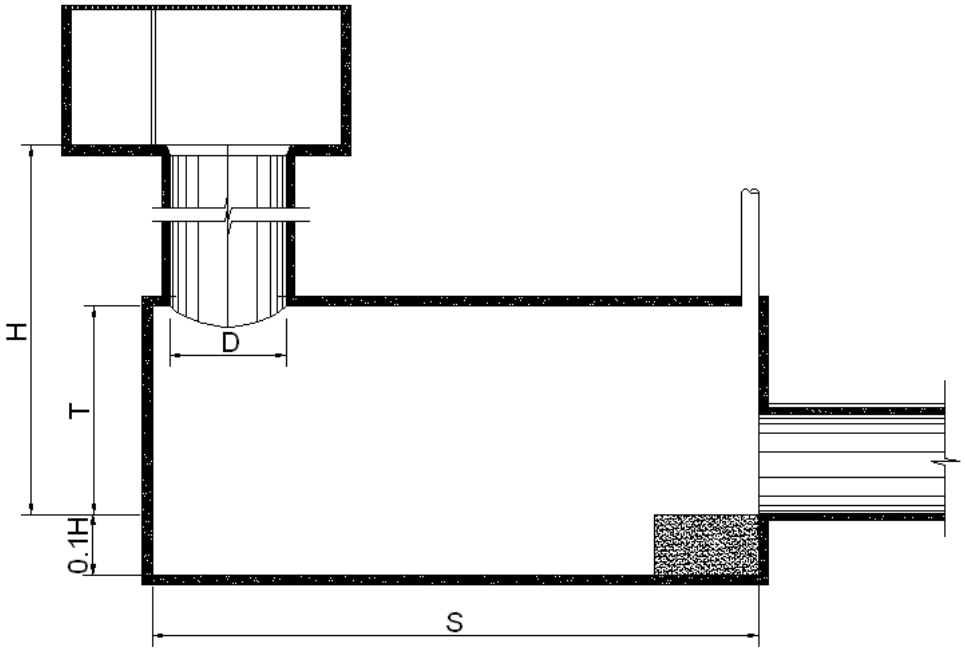


Fig. 0.1: Geometria della camera di dissipazione (da Hager,1985)

Come si illustrerà di seguito la fuoriuscita dell'aria trascinata dalla corrente in caduta dal pozzo sarà garantita mediante la realizzazione delle scale di servizio allo scopo realizzate in grigliato, mentre l'areazione dell'imbocco della galleria di collegamento sarà permesso dalla posa di un tubo in acciaio □1200 in prossimità dell'imbocco stesso.

Scale di accesso

Ogni manufatto di presa è dotato di una scala di servizio elicoidale necessaria a permettere l'accesso in condizioni di sicurezza al manufatto e lo svolgimento di operazioni di ispezione e manutenzione.

Tali pozzi d'accesso verranno realizzati a pianta circolare, con diametro netto interno di 2.5 m. All'interno del pozzo verrà posizionata una scala elicoidale costituita da un palo centrale di diametro 0.5 m e da gradini in grigliato di acciaio di larghezza pari a 1.00 m,. a maglia 15x76 mm fissati al palo centrale mediante bullonatura . Ad ogni "giro" completo è prevista la realizzazione di un pianerottolo.

L'accesso alla scala di servizio avverrà attraverso una cameretta interrata dotata di chiusino circolare in ghisa e scaletta alla marinara o, nel manufatto sul torrente Fereggiano, di cancello d'accesso .

La scala terminerà sulla soletta ricavata sul cielo della camera di dissipazione.

La scala sarà inoltre ancorata alla platea della cameretta di accesso da cui parte la scala e fissata mediante travi IPE 180 alle pareti del pozzo.

Dal camminamento realizzato sul cielo della galleria, si accederà ad una scala realizzata in c.a e ricavata nel prolungamento della camera di dissipazione, in adiacenza all'imbocco della galleria. Tale scala di servizio avrà una larghezza di 1 m.

Ai piedi della scala, attraverso una paratoia a scorrimento orizzontale in acciaio inox di dimensioni nette 1x1.9 m, si accederà alla camera di dissipazione.

Tutte le scale di servizio saranno dotate di parapetto metallico e i pavimenti in calcestruzzo o in c.a. della cameretta e dei camminamenti saranno trattati con resina bicomponenete poliuretanica antiscivolo.

In fase di esercizio dell'opera, il pozzo di accesso verrà utilizzato anche per la ventilazione del manufatto; a tale scopo la soletta ricavata sul cielo della camera di dissipazione, così come le camerette di accesso alla scala si servizio, saranno dotate di chiusure permeabili all'aria (grigliato) per la fuoriuscita dell'aria trascinata dalla corrente in caduta nel pozzo .

1. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Si riporta nel seguito l'elenco dei riferimenti normativi:

- D.M. 14 Gennaio 2008: Norme tecniche per le costruzioni G.U. n.29 del 4.02.2008;
- Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti approvata dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni" - Gazzetta Ufficiale del 26.02.2009 n. 47, supplemento ordinario n. 27.
- Legge 5 novembre 1971 n. 1086 - *Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica*;
- 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 e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione*;
- D.M. 14 febbraio 1992 - *Norme Tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale, precompresso e per le strutture metalliche*;
- D.M. 09 gennaio 1996 - *Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale, precompresso e per le strutture metalliche*;
- D.M. 16 gennaio 1996 - *Norme tecniche relative ai "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi*";
- Circolare Ministero Lavori Pubblici 24 giugno 1993 n. 37406/STC - *Legge 5 novembre 1971 n. 1086. Istruzioni relative alle norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche, di cui al decreto ministeriale 14 febbraio 1992*;
- Circolare Ministero Lavori Pubblici 15 Ottobre 1996 n. 252 - *Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche" di cui al decreto ministeriale 9 gennaio 1996;*
- D.P.R. 10 settembre 1990, n.285 – *Regolamento di polizia mortuaria;*
- Circolare Ministero Sanità 24 giugno 1993 n.24 – *Regolamento di polizia mortuaria, approvato con D.P.R. 10 settembre 1990, 285: Circolare esplicativa.*

2. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI E PARAMETRI DI CALCOLO

Le caratteristiche dei materiali impiegati sono le seguenti:

- Calcestruzzo R_{ck} = 40 N/mm²;
- Calcestruzzo R_{ck} = 45 N/mm²;
- Calcestruzzo per opere provvisionali R_{ck} = 30 N/mm²;
- Acciaio per armatura tipo FeB 44 K;
- Acciaio per carpenteria tipo Fe 430, Fe 510.

Si è inoltre utilizzato il parametro di calcolo peso di volume del cemento armato:
γ_{ca} = 25 kN/m³.

Si è inoltre utilizzato il parametro di calcolo peso di volume dell'acciaio:
γ_{a} = 78,5 kN/m³.

3. CRITERI DI VERIFICA

3.1 Verifica di resistenza

La verifica di resistenza delle sezioni viene condotta col metodo delle tensioni ammissibili, cumulando le azioni secondo la combinazione più sfavorevole ai fini di ciascuna di esse.

Le tensioni del conglomerato compresso e dell'armatura sono calcolate prescindendo dal contributo a trazione del conglomerato, assumendo come area della sezione resistente quella corrispondente al conglomerato compresso ed alle aree metalliche tese e compresse, affette dal coefficiente convenzionale di omogeneizzazione *n = 15*.

Il calcolo delle sezioni resistenti viene eseguito con i metodi della Scienza delle Costruzioni, basati sull'ipotesi dell'elasticità lineare dei materiali.
La tensione ammissibile nel calcestruzzo viene definita con riferimento alla resistenza caratteristica a 28 giorni R_{ck}, secondo l'espressione seguente:

- per calcestruzzo R_{ck} = 45 MPa

$$\overline{\sigma}_c = 6 + \frac{R_{ck} - 15}{4} = 6 + \frac{45 - 15}{4} = 13.50 \text{ N/mm}^2$$

- per calcestruzzo R_{ck} = 40 MPa

$$\overline{\sigma}_c = 6 + \frac{R_{ck} - 15}{4} = 6 + \frac{40 - 15}{4} = 12.25 \text{ N/mm}^2$$

- per calcestruzzo R_{ck} = 30 Mpa

$$\overline{\sigma}_c = 6 + \frac{R_{ck} - 15}{4} = 6 + \frac{30 - 15}{4} = 9.75 \text{ N/mm}^2$$

Il valore limite della tensione tangenziale al di sotto del quale non è richiesta la verifica delle armature al taglio è pari a:

- per calcestruzzo R_{ck} = 45 Mpa

$$\overline{\tau}_{c0} = 0.4 + \frac{R_{ck} - 15}{75} = 0.4 + \frac{45 - 15}{75} = 0.80 \text{ N/mm}^2$$

- per calcestruzzo R_{ck} = 40 Mpa

$$\bar{\tau}_{c0} = 0.4 + \frac{R_{ck} - 15}{75} = 0.4 + \frac{40 - 15}{75} = 0.73 \text{ N/mm}^2$$

- per calcestruzzo R_{ck} = 30 Mpa

$$\bar{\tau}_{c0} = 0.4 + \frac{R_{ck} - 15}{75} = 0.4 + \frac{30 - 15}{75} = 0.60 \text{ N/mm}^2$$

Ad ogni modo la massima tensione tangenziale per solo taglio non deve superare il valore:

- per calcestruzzo R_{ck} = 45 Mpa

$$\bar{\tau}_{c1} = 1.4 + \frac{R_{ck} - 15}{35} = 1.4 + \frac{45 - 15}{35} = 2.26 \text{ N/mm}^2$$

- per calcestruzzo R_{ck} = 40 Mpa

$$\bar{\tau}_{c1} = 1.4 + \frac{R_{ck} - 15}{35} = 1.4 + \frac{40 - 15}{35} = 2.11 \text{ N/mm}^2$$

- per calcestruzzo R_{ck} = 30 Mpa

$$\bar{\tau}_{c1} = 1.4 + \frac{R_{ck} - 15}{35} = 1.4 + \frac{30 - 15}{35} = 1.83 \text{ N/mm}^2$$

Per le barre in acciaio dell'armatura (tipo Fe B 44 k ad aderenza migliorata) la tensione ammissibile è pari a:

$$\bar{\sigma}_s = 255 \text{ N/mm}^2$$

Per l' acciaio tipo Fe 430 la tensione ammissibile è pari a:

$$\bar{\sigma}_s = 190 \text{ N/mm}^2$$

La tensione ammissibile a taglio è pari a :

$$\bar{\tau}_{adm} = \frac{\sigma_{adm}}{\sqrt{3}} = \frac{190.00}{\sqrt{3}} = 110{,}00 \text{ N/mm}^2$$

Per l'acciaio da carpenteria tipo Fe510 la tensione ammissibile è pari a:

$$\overline{\sigma}_s = 240 \text{ N/mm}^2$$

4. PREDIMENSIONAMENTO E VERIFICA

4.1 Opera di Presa Rio Fereggiano

4.1.1 Introduzione

L'opera di presa in progetto è stata pensata in modo che la portata ordinaria defluisca in adiacenza alla sponda destra attraverso una luce di dimensione 1.9x1.9 m e parzializzata a 1.9x1.0 m da una paratoia manuale, a scorrimento verticale in acciaio zincato a caldo.

Il fondo della luce è posto a quota 50.90 m s.l.m..

Tale portata, pari a 10 m^3/s per un evento con tempo di ritorno pari a 200 anni, sarà convogliata in un canale in c.a. a sezione rettangolare di larghezza pari a 1.9 m, con pendenza del fondo pari a 0.04.

La paratoia sarà movimentabile posizionandosi sul grigliato pedonale in acciaio collocato sul canale in c.a.. Al fine di evitare cadute il grigliato sarà protetto da un parapetto metallico.

La paratoia, da mantenere fissa durante gli eventi, potrà nel tempo essere utilizzato oltre che per le fasi di manutenzione anche per modificare le portate che proseguono verso valle.

La paratoia sarà posizionata immediatamente a valle del muro in c.a. sul quale è stata ricavata la luce di fondo. Il muro in c.a. nel tratto di monte verrà protetto con un angolare in acciaio inox, al fine di evitare l'ammaloramento degli spigoli.

Tale muro, che si prolunga verso monte in destra idraulica, raggiungerà l'estradosso della copertura esistente.

Questo al fine di proteggere le abitazioni situate in destra idraulica in presenza di eventi di piena con tempo di ritorno superiori a quello di progetto.

L'ultimo metro di tale struttura sarà realizzato in muratura e sarà posizionato un giunto bentonitico tra la nuova struttura e quella esistente.

Quando la portata Q_i (=5 m^3/s) verrà superata, l'eccesso di portata sarà convogliato mediante uno sfioro nel canale di alimentazione del pozzo a vortice.

La soglia di imbocco della derivazione alla galleria in progetto, posizionata appena a monte della fine della copertura stradale di Via Pinetti e dimensionata secondo le leggi classiche dell'idraulica, consente di derivare la portata Q_s pari a 80 m^3/s, nel caso di un evento duecentennale.
Tale soglia verrà rivestita con una piastra in acciaio inox risvoltato per 50 cm, il cui scopo è quello di proteggerla da urti con materiale trasportato dalla corrente.
La sua conformazione, inclinata rispetto al corso d'acqua, è stata pensata in modo tale da far confluire, in corrispondenza di portate ordinarie, la maggior parte del trasporto solido verso valle lungo il Fereggiano cioè attraverso la luce di fondo precedentemente descritta.
A tal riguardo, dalle indagini condotte, è emerso che il torrente Fereggiano è in grado di trasportare a valle materiale avente dimensioni massime che possono arrivare a 90 - 100 mm, ed è comunque poco probabile che possa giungere a saturazione perché le zone di apporto non sembrano ben sviluppate, anche a causa dell'intensa edificazione dei versanti adiacenti il corso d'acqua.
Si rimanda alla relazione dedicata per la descrizione delle prove condotte sul modello fisico, atte a valutare il reale impatto del materiale solido trasportato dalla corrente sul funzionamento dell'opera.
Si sottolinea comunque in questa sede che le prove eseguite hanno mostrato che, per portate ordinarie, il materiale solido viene recapitato in alveo mentre all'aumentare della portata parte del materiale finisce nel pozzo e quindi nella camera di dissipazione, senza però alterare il funzionamento del manufatto di presa.

Il canale di imbocco al pozzo, realizzato in c.a., di larghezza 4.0 m, ha una lunghezza pari a 20 m e inclinazione del fondo pari a 0.0023.
La sezione del canale è stata dimensionata in modo tale che riesca a contenere la portata di progetto con un franco di almeno 1 m rispetto alle strutture esistenti e di progetto.

Il manufatto così pensato è in grado di scaricare portate anche superiori alla portata di progetto. Tuttavia nel caso in cui il pozzo si otturasse o non fosse in grado di smaltire la portata di progetto si è pensato di far sfiorare la portata in eccesso lungo una soglia ricavata sulla parete destra della camera del vortice, e di farla proseguire in alveo.

La geometria di tale soglia è stata definita in seguito alla realizzazione del modello fisico; in particolare la sagoma dello sfioro è stata fatta coincidere con il profilo idrico della corrente corrispondente ad un evento duecentennale, in modo tale che lo sfioro in alveo del deflusso in eccesso inizi al raggiungimento di tale portata.
Tale soglia è stata inoltre allungata rispetto alla versione della Fase 2, al fine di permettere lo sfioro di una quantità maggiore di portata, ed aumentare così il valore della portata 'limite' di funzionamento a pelo libero del manufatto.
E' previsto di rivestire la soglia sfiorante con una piastra in acciaio inox.

La manutenzione dell'opera di presa sarà possibile mediante il posizionamento di n. 6 panconi, di altezza pari a 1.08 m ciascuno, nel canale di imbocco al vortice; tutta la portata in arrivo sarà quindi convogliata nel canale rettangolare in destra idraulica e quindi nell'alveo.
Al contrario, in caso di necessità, tutta la portata potrà essere convogliata nella galleria in progetto chiudendo la paratoia di accesso al corso d'acqua.

Il pozzo a vortice di diametro pari a 5.8 m, ubicato in sinistra rispetto al canale di imbocco al vortice, permette alla corrente in arrivo di superare un dislivello di 31 m. Tale pozzo, come i pozzi previsti nelle altre opere di presa e i pozzi di accesso tranne per il Rio Noce, sarà realizzato mediante l'impiego di una testa fresante.
L'imbocco del pozzo sarà rivestito con una piastra in acciaio inox, mentre le pareti del pozzo saranno realizzate in c.a. autocompattante.

Il canale di imbocco al vortice e la camera del vortice sono state coperte rispettivamente con un grigliato carrabile e con una soletta carrabile in c.a, il cui intradosso è posto alla quota 56.00 m s.l.m.. Tale copertura è dotata di di una apertura 3x3 m per permettere l'accesso ai piccoli mezzi nel pozzo, anch'essa ricoperta da una griglia carrabile.
Al fine di evitare cadute dall'alto la copertura sarà dotata di parapetto metallico.

Per consentire l'ingresso dei mezzi ai luoghi in cui è ubicato il manufatto di presa saranno realizzate due piste di servizio, la prima collega il piano stradale a quota 58.70 m s.l.m. al piano di copertura del manufatto a quota 56.60 m s.l.m.(pend. 0.17); tale pista avrà una larghezza minima di 3 m e una lunghezza di circa 12 m.

La seconda, che dalla copertura del manufatto porta al fondo dell'alveo, avrà una pendenza media pari a 0.23. Tale pista avrà lunghezza pari a 35 m e larghezza pari a 2.5 m.
Quest'ultima pista sarà sostenuta da un muro di altezza variabile e spessore 0.5 m, mentre l'altra si appoggerà alla struttura del manufatto. La prima pista consentirà l'accesso ad un piazzale posto a quota 56.60 m s.l.m..
Entrambe le piste e il piazzale saranno rivestite con una pavimentazione in autobloccanti drenanti in calcestruzzo inerbiti.
Le piste saranno datate di parapetto metallico.

A valle del canale in c.a. che recapita le acque in alveo, sarà realizzato un nuovo muro in destra idraulica a sostegno di quello esistente realizzato in pietrame che è risultato instabile.

Inoltre è previsto un sistema di raccolta delle acque di drenaggio della strada che attualmente vengono recapitate in alveo.
In particolare gli scarichi presenti attualmente sul muro in destra idraulica saranno raccolti da una canaletta in calcestruzzo realizzata in adiacenza al canale in c.a.. Tale canaletta di pendenza pari a 0.04 recapiterà le acque raccolte, in una tubazione in pvc 200 posizionato dietro il muro in c.a. che viene realizzato a sostegno del muro esistente.
Inoltre, al fine di drenare le acque convogliate in alveo da tubi di drenaggio che attraversano il muro in pietrame, saranno posizionati due tubi drenanti in HDPE microfessurati prerivestiti con calza di geotessile cucita. In questo tratto l'intercapedine tra il muro in progetto e quello esistente sarà riempita con materiale drenante monogranulare avvolto in geotessile.

Camera di dissipazione

La corrente in caduta dal pozzo verrà recapitata nella camera di dissipazione.
La geometria di tale camera è stata pensata in modo tale che si formi al suo interno un cuscino d'acqua che permetta la dissipazione dell'energia della corrente in caduta dal pozzo, prima che questa entri nella galleria di collegamento allo scolmatore in progetto. Allo scopo è stato previsto un gradino, posto alla quota di partenza della galleria di collegamento, che permette di creare un cuscino d'acqua di profondità almeno pari a 0.1 volte l'altezza di caduta della corrente.

Come illustrato nella relazione idraulica, tale camera è stata progettata di lunghezza netta almeno pari a 4 volte il diametro del pozzo (Hager, 1985) e di forma policentrica, al fine di una sua più facile realizzazione; il diametro di tale camera è stato dimensionato in modo tale che la distanza tra il cielo della camera e il fondo della galleria di collegamento all'imbocco risultasse almeno pari a circa 2 volte il diametro del pozzo (Hager, 1985).

Inoltre al fine di permettere l'accesso alla camera da parte degli addetti alla manutenzione si è deciso di ricavare sul cielo della camera un camminamento. Per tale ragione il diametro della camera è divenuto 15.80 m, garantendo così un franco idraulico almeno pari a 2 metri rispetto il camminamento.

Il pavimento del camminamento è stato rivestito con resina antiscivolo.

Sul pavimento di tale passerella è stato posizionato un grigliato in acciaio antisdrucciolo di dimensioni 4x1 m che permette il passaggio dell'aria trascinata dalla corrente in caduta nel pozzo.

Mediante il sistema di scale descritto al par. 0 è così possibile raggiungere il piano posto alla quota di imbocco della galleria di collegamento.

Tale piano, di lunghezza pari a 5.2 m sarà ottenuto mediante riempimento con calcestruzzo di secondo getto.

Le parti più sollecitate dalla corrente, quali l'imbocco della galleria e ed il gradino che permette la formazione del cuscino d'acqua, saranno rivestiti con piastre e angolari in acciaio inox.

Per consentire l'accesso al fondo della camera di dissipazione è stata collocata una scaletta a pioli in acciaio inox.

Cameretta con scale di accesso

Come precedentemente descritto, il manufatto sarà dotato di scale di servizio per l'accesso dalla superficie alla camera di dissipazione.

L'accesso alla scala di servizio avverrà attraverso una cameretta interrata, posta al di sotto di via Ginestrato, di dimensioni interne 4.7 m x 5.0 m x 2.0 m.

La scavo di tale camera sarà realizzato dal piano stradale, previo consolidamento delle pareti dello scavo.

La camera sarà dotata di cancello in acciaio zincato a caldo dal piazzale a quota 56.60 m s.l.m.. Tale scelta è stata dettata dalla necessità di permettere il transito di aria dalla camera dissipazione e all'imbocco della galleria di collegamento dell'opera di presa alla galleria principale.

Al fine di accedere alla camera sarà inoltre posizionata una passerella in grigliato antisdrucciolo che permetterà di collegare la camera alla copertura del manufatto.
All'interno della camera sarà posizionato il quadro elettrico.
La cameretta sarà infine dotata di una botola di dimensione netta 3x3 con chiusini modulari in ghisa, posta al di sopra della scala, che permetterà le eventuali operazioni di manutenzione straordinaria.
Il manufatto sarà dotato di scale di accesso al pozzo che partono dalla cameretta di accesso e terminano sulla soletta ricavata sul cielo della camera di dissipazione delle acque; per la descrizione delle scale di accesso si rimanda al par. 0.
Nel caso del torrente Fereggiano le scale partono da quota 56.78 m s.l.m. ed arrivano alla soletta della camera di dissipazione posta a quota 29.06 m s.l.m..

4.1.2 Opera di presa Rio Fereggiano 1° Tratto

Si tratta della realizzazione di una struttura a forma di parallelepipedo divisa in due canali da una paratia (h=8,00m) per lo scolo della acque del Rio Fereggiano in Cls Rck 40 con una apertura, che permette il collegamento tra i due flussi, sorretta da pilastri 30x50cm. Il canale più grande è delimitato da due pareti con spessore di 50cm mentre sul bordo del canale più piccolo, la paratia è di spessore 30cm e h=7,00m. Il muro di sostegno del canale più grande (h=9,50m) è collegato a quattro rostri di spessore 50cm, lunghezza 2,50m e h=8.00m di contenimento mentre una copertura con travi secondarie IPE360 e principali HEB300 con grigliato garantisce il passaggio di un camion da 30t.
Gli elementi di fondazione di spessore 60cm si considerano poggianti su suolo elastico alla Winkler e costituito da molle aventi $K_w = 10$ daN/cm^3 .

Per ulteriori dettagli circa le caratteristiche della struttura si rimanda agli elaborati grafici di progetto.

Per la definizione delle condizioni di carico di progetto si sono considerati :

- Carichi accidentali:
  (carico agente su una ruota posteriore di un camion da 30t) $\cong$ 11250 daN
- Carichi accidentali:

(carico agente su una ruota anteriore di un camion da 30t) ≅ 3750 daN

- Carichi accidentali:

  Spinta attiva sulle pareti del carico distribuito di un camion da 30t

- Carichi accidentali:

  Spinta dell'acqua sulla Paratia h=6,50m

- Carichi permanenti:

  (grigliato) = 100 daN/m^2

- Carichi permanenti:

  Spinta attiva del Terreno (γ=1900daN/m^3 h =7.00-9.50m φ = 34° K_0=0.44)

- Carichi permanenti:

  (peso travi principali HEB300) ≅ 117 daN/m

- Carichi permanenti:

  (peso travi secondarie IPE360) ≅ 57 daN/m

Verifica Strutturale

Per la verifica dell'opera escluso il solaio si rimanda all'Allegato 1 dove la struttura è stata calcolata attraverso l'utilizzo del software Pro-SAP che si avvale del programma di calcolo ALGOR SUPERSAP.
In tutti i casi si sono considerate le situzioni più sfavorevoli,condizione questa a favore di sicurezza.
Per quanto riguarda il solaio di copertura del 1° tratto il calcolo, per semplicità, è stato svolto a mano. Si prevede una pavimentazione in grigliato poggiata su delle travi secondarie IPE 360 ad interasse di 1m, sorrette dai muri in Cls, ove presenti, e da dei profilati HEB 300 nelle zone in cui la paratia si interrompe per permettere lo scorrimento dell'acqua.

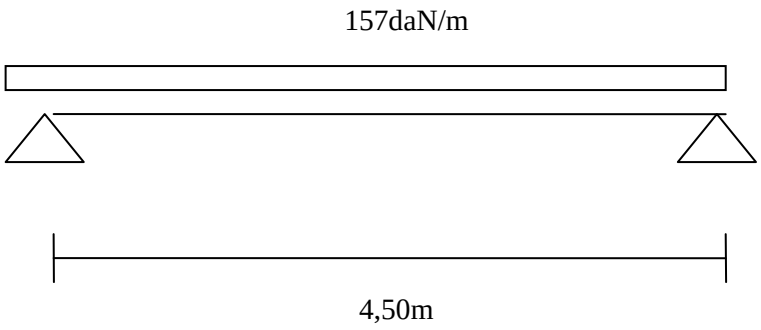
Verifica Solaio

Travi Secondarie

Interasse 1.00m

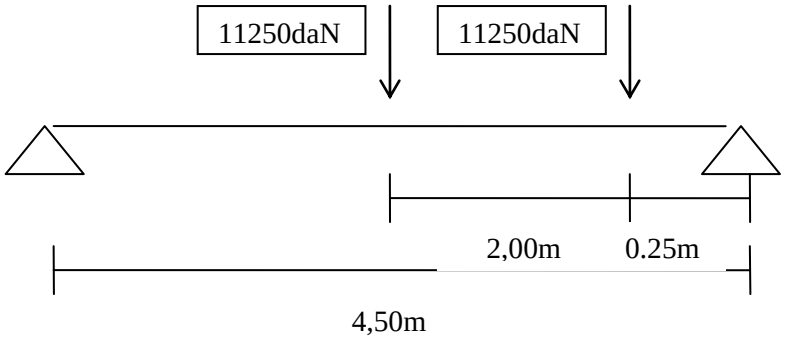
Permanenti

p = 100daN/mq x 1,00 + 57daN/m = 157daN/m



$M_p = pl^2 / 8 = 400daNm$

Accidentali



$M_a = 14000daNm$

$M_{tot} = 14400daNm$

Ho un profilato IPE 360 $J=16270cm^4$ $W=904cm^3$ $S_{anima} = 26.8\ cm^2$

$\sigma = M/W = 159.29\ N/mm^2 \leq \sigma_{adm}$

Freccia massima

$F_{max} = l / 500 = 9.00\ mm$

$F = (5/384) \times (pl^4 / EJ) = 0.33mm$

$F = (1/48) \times (Fl^3 / EJ) = 0.63mm$

$F_{Tot} = 0.96mm \leq F_{max}$

Taglio

$T_p = pl / 2 = 355daN$

$T_{a1} = 11250\ daN$

$T_{a2} = pb / l = 11250x2.50 / 4.50 = 6250daN$

$T_{Tot} = 18000\ daN$

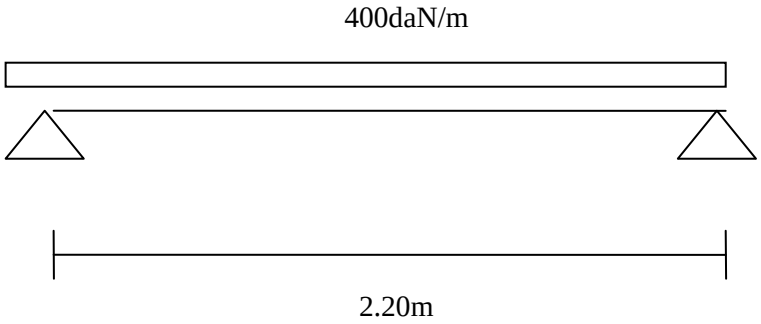
$\tau = 1.5\ T/A_{anima} = 1007.46\ daN/cm^2 = 100.75\ N/mm^2 \leq \tau_{adm}$

Travi Principali

Interasse 4.50m

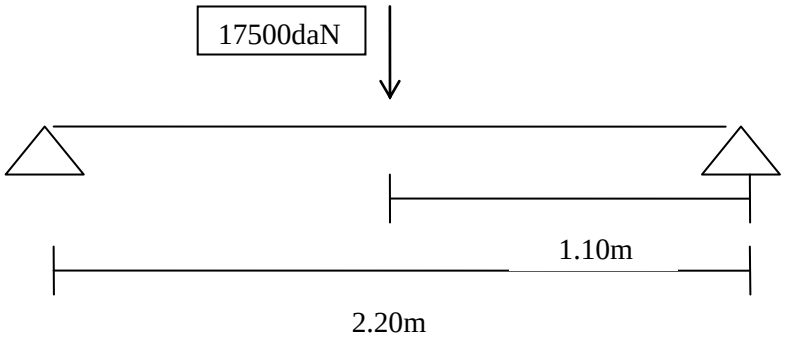
Permanenti

p = 100daN/mq x 4,50 / 2 + 57daN/m + 117daN/m= 400daN/m



$M_p = pl^2 / 8 = 245daNm$

Accidentali



M_a = pl / 2 = 9625daNm

M_{tot} = 9870daNm

Ho un profilato HEB 300 J=25170cm^4 W=1678cm^3 S_{anima} = 28.8 cm^2

$\sigma = M/W = 58.82\ N/mm^2 \leq \sigma_{adm}$

Freccia massima

$F_{max} = l / 500 = 4.40$ mm

$F = (5/384) \times (pl^4 / EJ) = 0.03$mm

$F = (1/48) \times (Fl^3 / EJ) = 0.22$mm

$F_{Tot} = 0.25mm \leq F_{max}$

Taglio

$T_p = pl / 2 = 440$daN

$T_a = 17500$ daN

$T_{Tot} = 18000$ daN

$\tau = 1.5\ T/A_{anima} = 937.5\ daN/cm^2 = 93.75\ N/mm^2 \leq \tau_{adm}$

4.1.3 Opera di presa Rio Fereggiano 2° Tratto

Si tratta della realizzazione dell'opera terminale del canale di raccolta del Rio Fereggiano. L'Opera ha un adamento curvilineo con muri di sostegno di spessore 30cm in Cls Rck 40 con altezze che variano dai 2,50m ai 9,50m. Nel punto più alto della parete esterna in curva sono collegati 3 rostri con spessore 50cm lunghezza 2,50m e h= 3,70m di sostegno al muro.
Gli elementi di fondazione di spessore 60cm si considerano poggianti su suolo elastico alla Winkler e costituito da molle aventi K_w = 10 daN/cm^3 .

Per ulteriori dettagli circa le caratteristiche della struttura si rimanda agli elaborati grafici di progetto.

Per la definizione delle condizioni di carico di progetto si sono considerati :

- Carichi accidentali:
  Spinta attiva sulle pareti del carico distribuito di un camion da 30t
- Carichi permanenti:
  Spinta attiva del Terreno (γ=1900daN/m^3 h =2,50-9.50m φ = 34° K_0=0.44)

Per la verifica strutturale si rimanda all'Allegato 2, dove la struttura è stata calcolata attraverso l'utilizzo del software Pro-SAP che si avvale del programma di calcolo ALGOR SUPERSAP.
In tutti i casi si sono considerate le situzioni più sfavorevoli,condizione questa a favore di sicu-raezza.

4.1.4 Opera di presa Rio Fereggiano 3° Tratto

Si tratta della realizzazione di un camerone a forma di chiocciola per consentire un corretto ingresso delle acque nel pozzo a vortice. Nella struttura sono presenti due canali, uno d'ingresso vero e prorio al pozzo e un altro per il deflusso delle acque in condizioni normali. I due canali sono collegati tra loro tramite alcune aperture nella paratia divisoria. Si prevede di utilizzare un Cls Rck 40 per la struttura, pareti di spessore 50cm per la chiocciola (h=8,00m) e 30cm per la paratia di sostegno del terreno (h=7,00m), solaio da 50cm più uno strato

d'impermeabilizzazione da 10cm. Le aperture nella paratia sono sorrette da pilastri 50x50cm e da 80x50cm. Per l'ispezione del camerone è stato previsto sul solaio un foro 3x3 m con grigliato e si è considerato il carico di un camion da 30t sull'intero solaio.

Per ulteriori dettagli circa le caratteristiche della struttura si rimanda agli elaborati grafici di progetto.

Per la definizione delle condizioni di carico di progetto si sono considerati :

- Carichi accidentali:
  (carico agente su una ruota posteriore di un camion da 30t) ≅ 11250 daN
- Carichi accidentali:
  (carico agente su una ruota anteriore di un camion da 30t) ≅ 3750 daN
- Carichi accidentali:
  Spinta attiva carico camion sulle pareti di 30t
- Carichi accidentali:
  Spinta dell'acqua sulla Paratia h=6,50m
- Carichi permanenti:
  (grigliato) = 100 daN/m^2
- Carichi permanenti:
  Spinta attiva del Terreno 1900daN/m^3 h =7.00-8.00m φ = 34°
- Carichi permanenti:
  Impermeabilizzazione = 300 daN/mq

Per la verifica strutturale si rimanda all'Allegato 3 dove la struttura è stata calcolata attraverso l'utilizzo del software Pro-SAP che si avvale del programma di calcolo AGOR SUPERSAP.
In tutti i casi si sono considerate le situzioni più sfavorevoli,condizione questa a favore di sicuraezza.

N.B. Nel Modello strutturale alcuni punti singolari che non risultano essere verificati sono dovuti alla schematizzazione di calcolo.

4.1.5 Cameretta con Scale d'Accesso Rio Fereggiano

4.1.5.1 Opere provvisionali relative alla cameretta con Scale d'Accesso Rio Fereggiano

Si è prevista la realizzazione di una paratia armata di jet – grouting tirantata per fornire, durante le fasi costruttive, un sostegno di adeguata rigidezza a monte dello sbancamento.

Le colonne armate saranno realizzate con:

- jet grouting ϕ 800 (L= 15.0 m, interasse 0.6 m) armati con tubi ϕ 139.7x10.0 di acciaio Fe 510;
- cordolo di sommità in c.a.;
- tiranti di tipo provvisorio in triplice fila;
- traversi costituiti con profili HEA 180 in acciaio Fe 430.

Per ulteriori dettagli circa le caratteristiche della serie di colonne di jet-grouting tirantate si rimanda agli elaborati grafici progettuali.

La scelta circa il tipo di intervento da realizzare è stata effettuata con l'obiettivo di minimizzare gli spostamenti a tergo dello scavo.

In allegato alla presente relazione vengono riportati i tabulati di calcolo della serie di colonne di jet-grouting tirantate (allegato 4) ottenuti avvalendosi del software CDB della STS di Bologna. Le verifiche delle colonne di jet-grouting e dei tiranti vengono riportate, di seguito, in questo paragrafo. Si precisa come le analisi siano state effettuate considerando una striscia di paratia larga 1m.

Per quanto riguarda le caratteristiche geotecniche del terreno ci si è basati sui dati ricavati dalle indagini in sito ed in laboratorio (per i dettagli si rimanda alla relazione geotecnica).

In particolare si sono considerati:

- Per il terreno di riporto:
  - γ= 1900 daN/m^3;
  - c=0;
  - ϕ= 34°;
  - Dr= 50% mediam.add.;
  - E= 40 MPa.
- Per il terreno flysch di M.te Antola:

- γ= 2500 daN/m^3;
- c=0,2 MPa;
- ϕ= 45°;
- E= 1000 MPa.

Per i dettagli circa la stratigrafia considerata nella sezione, in cui si è verificata l'analisi, sono riportati nei tabulati di calcolo allegato alla presente relazione.
Nel calcolo, oltre alle spinte del terreno, si è considerato gravante a tergo dell'opera provvisionale un carico uniformemente distribuito sul piano d'mposta delle opere provvisionali pari al peso del terreno presente tra tale piano e il piano stradale esistente. Si considera altresì il sovraccarico esterno rappresentato dai carichi accidentali equivalenti ai carichi di un ponte di 1° categoria per considerare il transito di automezzi al livello del piano campagna.

Verifica colonna di jet grouting

Visto il momento massimo agente nelle varie fasi costruttive dell'opera, pari a M = 2075 daNm/m, si ha sull'armatura dei pali (tubo Φ139.7 x 10.0 in acciaio FE 510) il seguente valore di tensione:

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{207500}{1.6 \cdot 123.39} \cong 1055 daN / cm^2$$

Verifica traversi della fila inferiore di tiranti

Supponendo in favore di sicurezza i traversi di collegamento dei tiranti (costituiti da due profili HEA 180), come trave semplicemente appoggiata si ha:

q = 9'985 daN/m;

M = 1/8 x 9'985 x 2.0^2 = 4'995 daNm

$$\sigma = \frac{499500}{2 \cdot 294} \cong 850 daN / cm^2$$

Tiranti della fila inferiore

La forza limite nei tiranti è calcolata con la formula di Schneebeli: $N_u = \pi * D * l * K * \gamma * (t + h)$

in cui:

- D è il diametro dell'ancoraggio 0.15 m;
- l è la lunghezza dell'ancoraggio 5.0 m;
- K è un coefficiente che per ϕ=30° (valore cautelativo) è assunto pari a 5.5;

- γ è il peso specifico del terreno assunto pari a 1900 daN/m^3;
- t è l'altezza della colonna di terreno mediamente gravante sull'ancoraggio;
- h è lo spessore di terreno al disopra della quota 0.00 assunta nello schema di calcolo.

$N_u = \pi*0.15*5*5.5*1900*6.8 = 167'346$ daN

$N_{max\ tir} \approx 19'970$ daN

Coefficiente di sicurezza: c=167'346/19'970 = 8.3

Il calcolo di queste portate è solo indicativo per individuare le lunghezze da assumere per i tiranti di prova.

Verifica traversi della fila intermedia di tiranti

Supponendo in favore di sicurezza i traversi di collegamento dei tiranti (costituiti da due profili HEA 180), come trave semplicemente appoggiata si ha:

q = 9'530 daN/m;

M = 1/8 x 9'530 x $2.0^2 \approx 4'765$ daNm

$$\sigma = \frac{476500}{2 \cdot 294} \cong 810 daN / cm^2$$

Tiranti della fila intermedia

La forza limite nei tiranti è calcolata con la formula di Schneebeli: $N_u = \pi*D*l*K*\gamma*(t + h)$

in cui:

- D è il diametro dell'ancoraggio 0.15 m;
- l è la lunghezza dell'ancoraggio 5.0 m;
- K è un coefficiente che per ϕ=30° (valore cautelativo) è assunto pari a 5.5;
- γ è il peso specifico del terreno assunto pari a 1900 daN/m^3;
- t è l'altezza della colonna di terreno mediamente gravante sull'ancoraggio;
- h è lo spessore di terreno al disopra della quota 0.00 assunta nello schema di calcolo.

$N_u = \pi*0.15*5*5.5*1900*5 = 123'050$ daN

$N_{max\ tir} \approx$ 19’060 daN

Coefficiente di sicurezza: c=123’050/19’060 = 6.4

Il calcolo di queste portate è solo indicativo per individuare le lunghezze da assumere per i tiranti di prova.

Verifica traversi della fila superiore di tiranti

Supponendo in favore di sicurezza i traversi di collegamento dei tiranti (costituiti da due profili HEA 180), come trave semplicemente appoggiata si ha:

q = 8’830 daN/m;

M = 1/8 x 8’830 x 2^2 = 4’415 daNm

$$\sigma = \frac{441500}{2 \cdot 294} \cong 755 daN / cm^2$$

Tiranti della fila superiore

La forza limite nei tiranti è calcolata con la formula di Schneebeli: $N_u = \pi * D * l * K * \gamma * (t + h)$

in cui:

- D è il diametro dell'ancoraggio 0.15 m;
- l è la lunghezza dell'ancoraggio 5.0 m;
- K è un coefficiente che per ϕ=30° (valore cautelativo) è assunto pari a 5.5;
- γ è il peso specifico del terreno assunto pari a 1900 daN/m^3;
- t è l'altezza della colonna di terreno mediamente gravante sull'ancoraggio;
- h è lo spessore di terreno al disopra della quota 0.00 assunta nello schema di calcolo.

$N_u = \pi$*0.15*5*5.5*1900*4 = 98’440 daN

$N_{max\ tir} \approx$ 17’660 daN

Coefficiente di sicurezza: c = 98’439/17’660= 5.5

Il calcolo di queste portate è solo indicativo per individuare le lunghezze da assumere per i tiranti di prova.

4.1.5.2 Opere definitive relative alla cameretta con Scale d'Accesso Rio Fereggiano

Si tratta della ralizzazione di una cameretta a base quadrata con ingresso posto su un lato in Cls 40 Rck con pareti da 30cm (h=3,00m) e solaio da 50cm.
Si è considerato il carico di un ponte di I categoria.
Gli elementi di fondazione di spessore 60cm si considerano poggianti su suolo elastico alla Winkler e costituito da molle aventi $K_w = 5$ daN/cm^3.

Per ulteriori dettagli circa le caratteristiche della struttura si rimanda agli elaborati grafici di progetto.

Per la definizione delle condizioni di carico di progetto si sono considerati :

- Carichi accidentali:
  (carico di un ponte di I categoria x coefficente dinamico) = 14000 daN
  o
  Carico di un camion 3t/m
- Carichi accidentali:
  Spinta sulle pareti di un carico distribuito di un camion di 60t
- Carichi permanenti:
  (grigliato) = 100 daN/m^2
- Carichi permanenti:
  Spinta del Terreno 1900daN/m^3 h =4.00m φ = 34°
- Carichi permanenti:
  Carico del Terreno 1900daN/m^3 h =1,00m

Per la verifica strutturale si rimanda all'Allegato 5

4.1.6 Pozzo a Vortice Rio Fereggiano

4.1.6.1 Opere provvisionali relative al Pozzo a vortice Rio Fereggiano

Si è prevista la realizzazione di una paratia di micropali tirantata per fornire, durante le fasi costruttive del pozzo a vortice in progetto, un sostegno di adeguata rigidezza a monte dello sbancamento. La paratia viene realizzata alla base dell'esistente berlinese.
In questo paragrafo vengono analizzate le varie sezioni tipo delle opere provvisionali utilizzate per il sostegno degli scavi.

La paratia tirantata sarà realizzata con:

- micropali verticali ϕ 200 (L= 8.5 m, interasse 0.33 m) armati con tubi ϕ 139.7x10.0 di acciaio Fe 510;
- cordolo di sommità in c.a.;
- tiranti di tipo provvisorio in triplice fila;
- traversi costituiti con profili HEA 180 in acciaio Fe 430.

Per ulteriori dettagli circa le caratteristiche della paratia tirantata si rimanda agli elaborati grafici progettuali.

La scelta circa il tipo di intervento da realizzare è stata effettuata con l'obiettivo di minimizzare gli spostamenti a tergo dello scavo.

In allegato alla presente relazione vengono riportati i tabulati di calcolo della paratia tirantata (allegato 6) effettuate avvalendosi del software CDB della STS di Bologna. Le verifiche dei micropali e dei tiranti vengono riportate, di seguito, in questo paragrafo.
Si precisa come le analisi siano state effettuate considerando una striscia di paratia larga 1m.
Per quanto riguarda le caratteristiche geotecniche del terreno ci si è basati sui dati ricavati dalle indagini in sito ed in laboratorio (per i dettagli si rimanda alla relazione geotecnica).
In particolare si sono considerati:

- Per il terreno di riporto:
  - γ= 1900 daN/m^3;
  - c=0;
  - ϕ= 34°;
  - Dr= 50% mediam.add.;
  - E= 40 MPa.

- Per il terreno flysch di M.te Antola:
  - γ= 2500 daN/m^3;
  - c=0,2 MPa;
  - ϕ= 45°;
  - E= 1000 MPa.

Per i dettagli circa le stratigrafie considerate nelle singole sezioni, in cui si sono effettuate le varie analisi, sono riportati nei tabulati di calcolo allegati alla presente relazione.
Nel calcolo, oltre alle spinte del terreno, si è considerato gravante a tergo dell'opera provvisionale un carico uniformemente distribuito sul piano d'mposta delle opere provvisionali pari al peso del terreno presente tra tale piano e il piano stradale esistente. Si considera altresì il sovraccarico esterno rappresentato dai carichi accidentali equivalenti ai carichi di un ponte di 1° categoria per considerare il transito di automezzi al livello del piano campagna.

Verifica micropali

Visto il momento massimo agente nelle varie fasi costruttive dell'opera, pari a M = 5410 daNm/m, si ha sull'armatura dei pali (tubo Φ139.7 x 10.0 in acciaio FE 510) il seguente valore di tensione:

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{541000}{3 \cdot 123.39} \cong 1465 daN / cm^2$$

Verifica traversi della fila inferiore di tiranti

Supponendo in favore di sicurezza i traversi di collegamento dei tiranti (costituiti da due profili HEA 180), come trave semplicemente appoggiata si ha:

q = 26'468 daN/m;

M = 1/8 x 26'468 x 1.5^2 = 7'445 daNm

$$\sigma = \frac{744500}{2 \cdot 294} \cong 1270 daN / cm^2$$

Tiranti della fila inferiore

La forza limite nei tiranti è calcolata con la formula di Schneebeli: $N_u = \pi * D * l * K * \gamma * (t + h)$

in cui:

- D è il diametro dell'ancoraggio 0.15 m;

- l è la lunghezza dell'ancoraggio 8.0 m;
- K è un coefficiente che per ϕ=30° (valore cautelativo) è assunto pari a 5.5;
- γ è il peso specifico del terreno assunto pari a 1900 daN/m^3;
- t è l'altezza della colonna di terreno mediamente gravante sull'ancoraggio;
- h è lo spessore di terreno al disopra della quota 0.00 assunta nello schema di calcolo.

$N_u = \pi*0.15*8*5.5*1900*5.5$ = 216’565 daN

$N_{max\ tir} \approx$ 39’700 daN

Coefficiente di sicurezza: c=216’565/39’700 = 5.4

Il calcolo di queste portate è solo indicativo per individuare le lunghezze da assumere per i tiranti di prova.

Verifica traversi della fila intermedia di tiranti

Supponendo in favore di sicurezza i traversi di collegamento dei tiranti (costituiti da due profili HEA 180), come trave semplicemente appoggiata si ha:

q = 18’038 daN/m;

M = 1/8 x 18’038 x 2.0^2 ≈ 9’020 daNm

$$\sigma = \frac{902000}{2 \cdot 294} \cong 1535 daN / cm^2$$

Tiranti della fila intermedia

La forza limite nei tiranti è calcolata con la formula di Schneebeli: $N_u = \pi*D*l*K*\gamma*(t + h)$

in cui:

- D è il diametro dell'ancoraggio 0.15 m;
- l è la lunghezza dell'ancoraggio 8.0 m;
- K è un coefficiente che per ϕ=30° (valore cautelativo) è assunto pari a 5.5;
- γ è il peso specifico del terreno assunto pari a 1900 daN/m^3;
- t è l'altezza della colonna di terreno mediamente gravante sull'ancoraggio;
- h è lo spessore di terreno al disopra della quota 0.00 assunta nello schema di calcolo.

$N_u = \pi*0.15*8*5.5*1900*4$ = 157’505 daN

$N_{max\ tir} \approx$ 36'075 daN

Coefficiente di sicurezza: c=157’505/36’075 = 4.4

Il calcolo di queste portate è solo indicativo per individuare le lunghezze da assumere per i tiranti di prova.

Verifica traversi della fila superiore di tiranti

Supponendo in favore di sicurezza i traversi di collegamento dei tiranti (costituiti da due profili HEA 180), come trave semplicemente appoggiata si ha:

q = 12’895 daN/m;

M = 1/8 x 12’895 x 2^2 = 6’448 daNm

$$\sigma = \frac{644800}{2 \cdot 294} \cong 1100 daN / cm^2$$

Tiranti della fila superiore

La forza limite nei tiranti è calcolata con la formula di Schneebeli: $N_u = \pi * D * l * K * \gamma * (t + h)$

in cui:

- D è il diametro dell'ancoraggio 0.15 m;
- l è la lunghezza dell'ancoraggio 8.0 m;
- K è un coefficiente che per ϕ=30° (valore cautelativo) è assunto pari a 5.5;
- γ è il peso specifico del terreno assunto pari a 1900 daN/m^3;
- t è l'altezza della colonna di terreno mediamente gravante sull'ancoraggio;
- h è lo spessore di terreno al disopra della quota 0.00 assunta nello schema di calcolo.

$N_u = \pi * 0.15 * 8 * 5.5 * 1900 * 3$ = 118’125 daN

$N_{max\ tir} \approx$ 25’789 daN

Coefficiente di sicurezza: c = 118’125/25’789 = 4.6

Il calcolo di queste portate è solo indicativo per individuare le lunghezze da assumere per i tiranti di prova.

4.1.6.2 Opere definitive relative al pozzo a vortice Rio Fereggiano

Si tratta della realizzazione di un pozzo circolare di h=18m e diametro di 6.00m in Cls Rck 40 con pareti di spessore 17cm per il convoglio dell'acque presenti nella chicciola dell'opera di presa verso il camerone. La falda si trova -6 metri dal p.c.

Per la realizzazione dell'opera è prevista una serie di fasi di seguito elencate:

- Realizzazione di una paratia di micropali sul perimetro della struttura costituente l'opera di imbocco al pozzo a vortice;
- Scavo fino al substrato roccioso;
- Posizionamento del Raise Borer e realizzazione dello scavo;
- Messa in sicurezza delle pareti dello scavo mediante chiodi (qualora si riscontrino dei blocchi instabili), rete elettrosaldata e spritz beton;
- Realizzazione del rivestimento definitivo con cassere rampanti;

Per ulteriori dettagli circa le caratteristiche della struttura si rimanda agli elaborati grafici di progetto.

Per la definizione delle condizioni di carico di progetto si sono considerati :

- Carichi permanenti:

  Spinta del Terreno 1900daN/m^3 h =8.00m φ = 34°
- Carichi permanenti:

  Spinta del Terreno 2500daN/m^3 h =17.00m φ = 45°
- Carichi permanenti:

  Spinta dell'acqua 1000daN/m^3 h =12.00m

Per la verifica strutturale si rimanda all'Allegato 7

4.1.7 Scale d'Accesso Rio Fereggiano

Si tratta della realizzazzione di un pozzo circolare di h=25m e diametro di 3,00m in Cls Rck 40 con pareti di spessore 22cm. Il pozzo con al centro una scala a chicciola permette l'ispezione del sottostante camerone e mette in comunicazione quest'ultimo con la cameretta d'accesso. Le armature necessarie sono quelle minime previste dalla normativa. La falda si trova -6 metri dal p.c.

Per la realizzazione dell'opera è prevista una serie di fasi di seguito elencate:

- Realizzazione di una corona di colonne in jet-grouting intestate sul substrato roccioso e di una colonna in jet-grouting da realizzarsi in asse al cerchio costituente il perimetro della scala;
- Realizzazione di una serie di colonne armate tirantate sul perimetro della cameretta di accesso alla scala;
- Scavo fino alla quota di appoggio del Raise Borer;
- Posizionamento del Raise Borer e realizzazione dello scavo;
- Messa in sicurezza delle pareti dello scavo mediante chiodi (qualora si riscontrino blocchi instabili), rete elettrosaldata e spritz beton;
- Realizzazione del rivestimento definitivo con cassero rampante;
- Realizzazione della cameretta e del tunnel di accesso alla stessa;
- Ricoprimento delle opere e ripristini superficiali;

Per ulteriori dettagli circa le caratteristiche della struttura si rimanda agli elaborati grafici di progetto.

Per la definizione delle condizioni di carico di progetto si sono considerati :

- Carichi permanenti:

  Spinta del Terreno 1900daN/m^3 h =8.00m φ = 34°
- Carichi permanenti:

  Spinta del Terreno 2500daN/m^3 h =17.00m φ = 45°
- Carichi permanenti:

  Spinta dell'acqua 1000daN/m^3 h =12.00m

Per la verifica strutturale si rimanda all'Allegato 7 in quanto trattasi di una struttura avente la medesima geometria ma avente delle condizioni di carico più gravose della presente e quindi i risultati di tale situazione vengono estesi a questo caso.

4.1.8 Camerone di dissipazione Rio Fereggiano

Trattasi di un camerone di forma policentrica ed avente approssimativamente un diametro netto interno di circa 16m e una lunghezza di 32,7m la cui calotta è posta a circa 30m al di sotto del piano campagna.

Data la non elevata copertura presente, in rapporto alle dimensioni del camerone, e data la presenza di diversi edifici nell'area limitrofa alla verticale del camerone, particolare attenzione dovrà essere posta in fase di scavo e di consolidamento del cavo per limitare gli influssi sulle strutture sovrastanti.
La costruzione del camerone è prevista pertanto mediante la realizzazione, a partire dalla galleria di collegamento con lo scolmatore, di una serie di allarghi di dimesioni limitate e secondo la sequenza riportata negli elaborati grafici strutturali. Tale modalità permetterà sia di limitare gli intervalli tra le operazioni di messa in sicurezza del cavo, sia di contenere i cedimenti grazie alla messa in sicurezza in continuo dello scavo. Per quanto riguarda le metodologie di scavo, viste anche esperienze maturate in contesti simili, si ritiene più efficace e meno invasivo nei confronti del contesto in cui ci si trova a dover operare ricorrere all'uso di microcariche ritardate ricorrendo a particolari accorgimenti che limitino la velocita' di vibrazione rispetto a uno scavo con martellone. Lo scavo dovrà procedere pertanto per spessori limitati contenendo le vibrazioni a velocita' non superiori a 50 mm/s e comunque tali da salvaguardare i manufatti o beni esistenti in prossimita' del cavo. Chiaramente i dettagli di tale metodologia dovranno essere approfonditi nella successiva fase progettuale e soprattutto in fase di realizzazione mediante il monitoraggio in continuo del comportamento del cavo e delle strutture soprastanti.

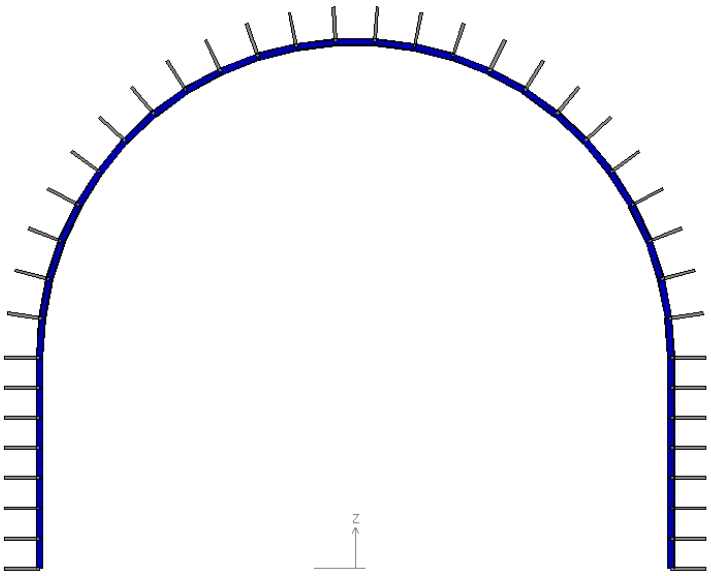
Per il predimensionamento strutturale dei sostegni di prima fase e del sostegno definitivo del camerone ci si è basati sulla campagna di indagini geognostiche e sui dati riportati nella relazione geomeccanica allegata al presente progetto e a cui si rimanda per i dettagli.

Date le dimensioni del camerone e l'altezza del ricoprimento la situazione in cui ci si trova ad operare è una situazione intermedia tra una situazione di galleria superficiale e di galleria pro-

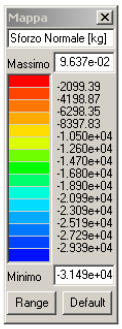
fonda. Vista anche la delicatezza dell'intervento si è deciso pertanto di considerare le forze agenti sul camerone con la teoria di Terzaghi (allegato 8) per le gallerie superficiali e di trascurare, in questa fase progettuale, gli effetti tridimensionali che la forma dello scavo sicuramente presenta. Tale assunzione è pertanto in favore di sicurezza.
Lo stato tensionale e deformativo è stato calcolato attraverso il metodo a barre e molle. Lo schema statico considerato è quello di un arco isostatico vincolato agli estremi con appoggio-cerniera e al terreno da un sistema di molle che lavora solo a compressione. Il calcolo è stato effettuato utilizzando il software di calcolo Pro-SAP che sfrutta il codice di calcolo ALGOR SUPERSAP (per la parte generale del programma si rimanda a quanto riportato negli allegati alla presente relazione eseguiti con il medesimo software).

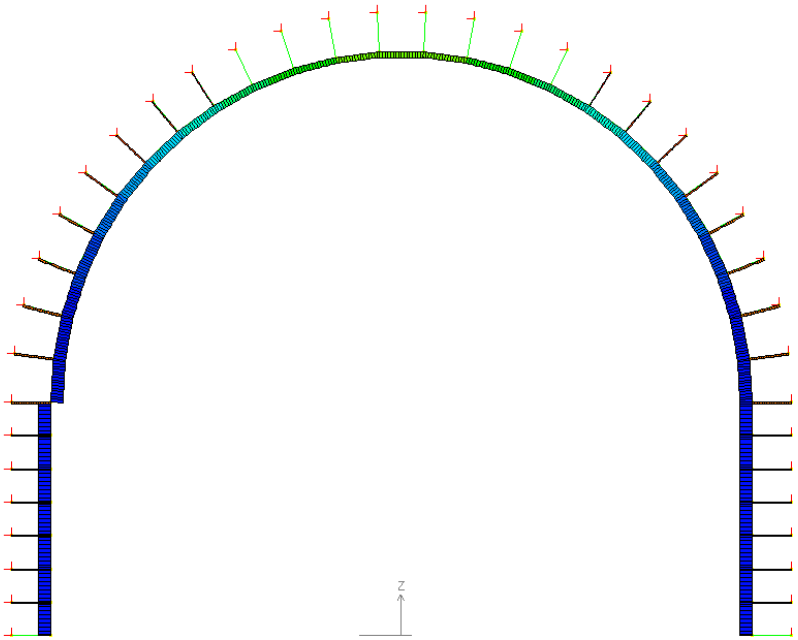
Nella verifica delle strutture di sostegno di prima fase la sezione del camerone è stata schematizzata con elementi trave che descrivono le centine di sostegno, mentre i tiranti in barre di acciaio singole ad elevata resistenza tipo dywidag, pretensionati a 450KN sono stati modellati con delle forze concentrate di valore pari al loro pretensionamento. In questa fase si è trascurata la spinta dell'acqua dovuta alla falda in quanto si ritiene che la stessa venga drenata durante le fasi di scavo (dato il livello della falda e la tipologia dei terreni si ritiene comunque che l'abbattimento delle pressioni neutre non possa comportare degli effetti negativi nei confronti delle strutture soprastanti).
Di seguito vengono riportati i risultati ottenuti con il modello sopra indicato:

Mesh

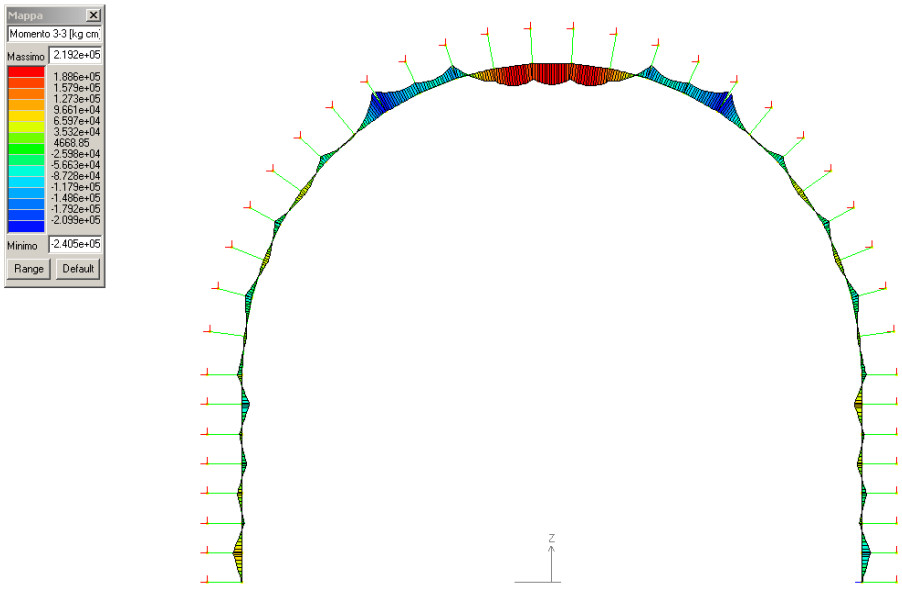


Sforzo normale

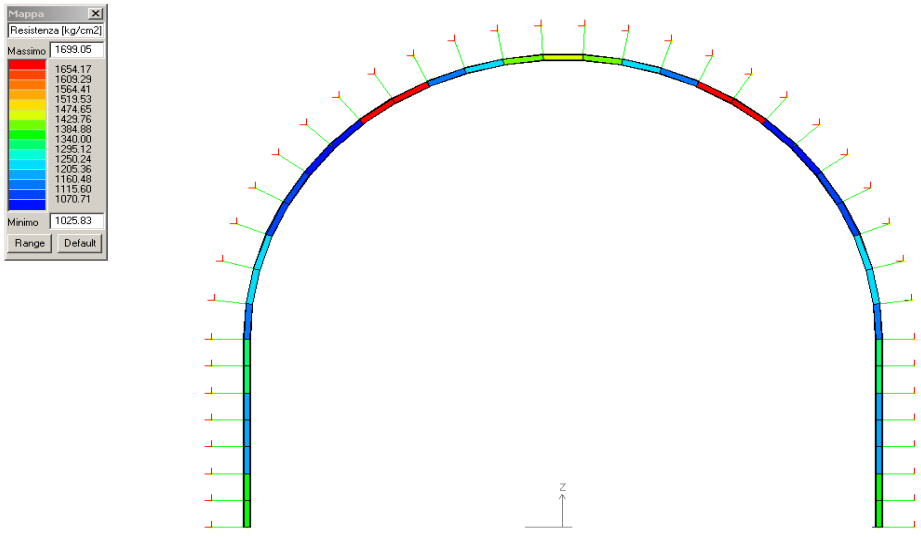




Momento



Tensioni sull'acciaio



La valutazione della stabilità del fronte di scavo è stata effettuata applicando il metodo di Panet (1990), basato sulla valutazione del tasso di deconfinamento elastico λ_e nella zona del fronte.

L'analisi delle deformazioni del cavo della galleria con schemi assialsimmetrici mostra che gli sforzi maggiori si generano lungo la parete dello scavo, e crescono al diminuire della pressione di confinamento, ovvero al crescere della distanza dal fronte. La resistenza massima che la parete può offrire è data dal valore del tasso di deconfinamento in condizioni elastiche λ_e: se il tasso di deconfinamento λ è maggiore di λ_e, si manifestano dei fenomeni di plasticizzazione.
Assumendo per l'ammasso roccioso un comportamento elasto-plastico con criterio di rottura di Mohr-Coulomb, λ_e è dato dalla formula:

$$\lambda_e = \frac{1}{K_P + 1}\left(K_P - 1 + \frac{2}{N}\right)$$

dove:

$K_P = tan^2 (45° + \varphi/2)$

$N = 2\ \sigma_0 / \sigma_c$

$\sigma_c = 2\ c \cos \varphi / (1 + \sin\varphi)$

c = coesione dell'ammasso roccioso;

φ = angolo d'attrito dell'ammasso roccioso;

σ_0 = tensione geostatica alla quota dell'asse della galleria;

σ_c = resistenza a compressione monoassiale dell'ammasso roccioso.

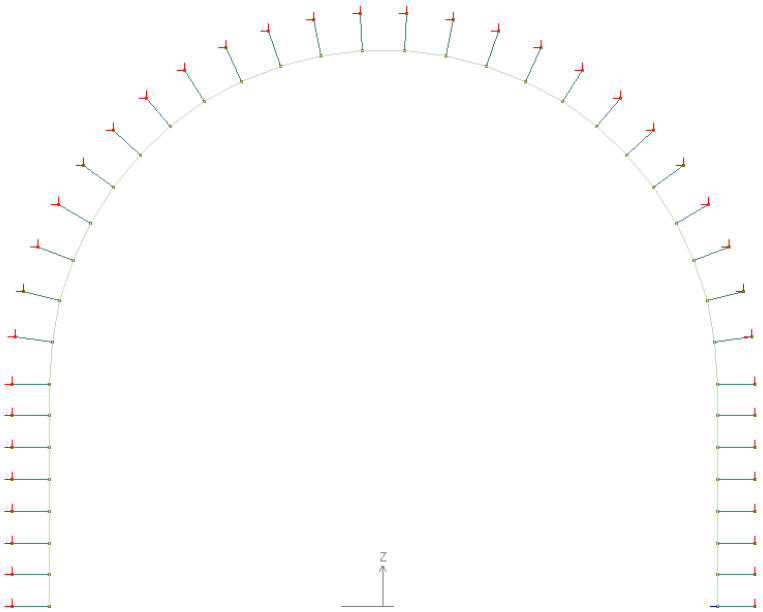
Per definire il grado di stabilità del fronte di scavo, Panet distingue tre situazioni:

- se $0,6 < \lambda_e < 1$ la resistenza massima dell'ammasso viene raggiunta solo a distanza dal fronte di scavo, ma l'estensione della zona plasticizzata è molto limitata; il fronte risulta stabile anche senza interventi;
- se $0,3 < \lambda_e < 0,6$ la resistenza massima dell'ammasso viene raggiunta anche in prossimità del fronte di scavo, e l'estensione della zona plasticizzata aumenta;
- se $\lambda_e < 0,3$ la stabilità del fronte diviene critica, ed è necessario introdurre sistemi di rinforzo al fronte od applicare su di esso una pressione di confinamento.

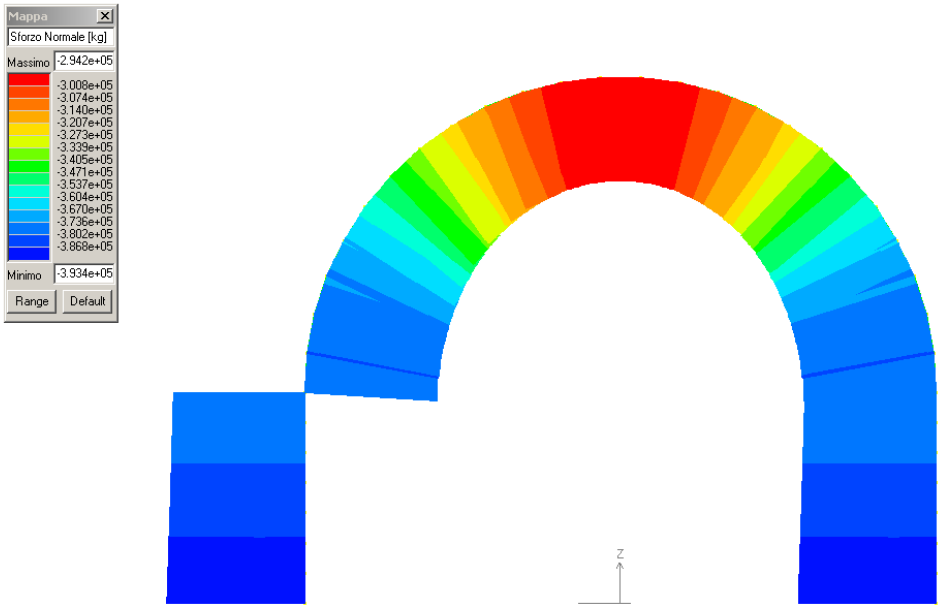
In allegato alla presente relazione (allegato 9) viene riportata la determinazione del tasso di deconfinamento in condizioni elastiche λ_e da cui si può notare la sostanziale stabilità del fronte di scavo anche in assenza di sistemi di rinforzo al fronte.

Nella verifica del rivestimento finale del camerone, lo stesso è stato schematizzato con elementi trave che descrivono il rivestimento in calcestruzzo e si è considerata la spinta idorstatica dovuta alla falda che in condizioni di esercizio non risulta essere drenata.
Di seguito vengono riportati i risultati ottenuti con il modello sopra indicato:

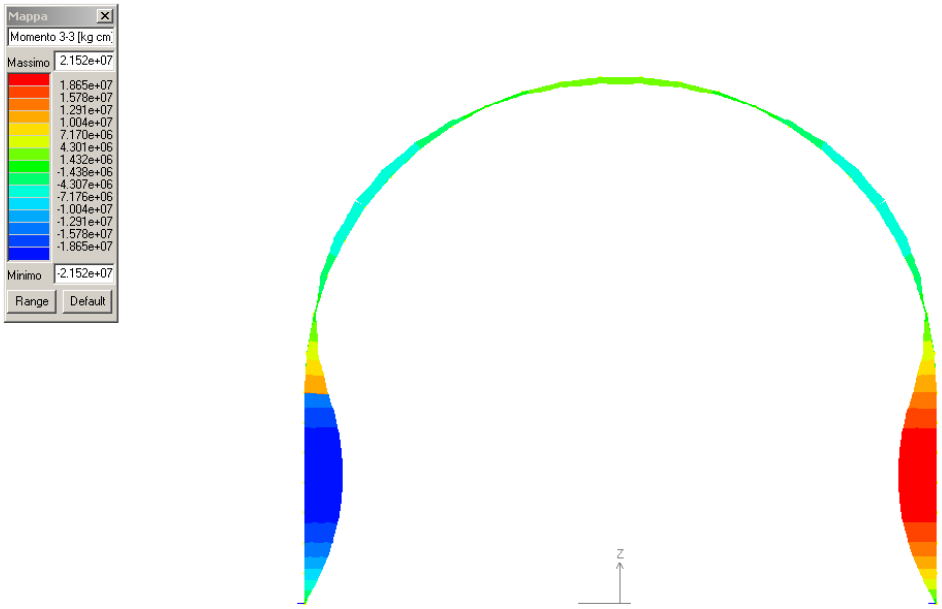
Mesh



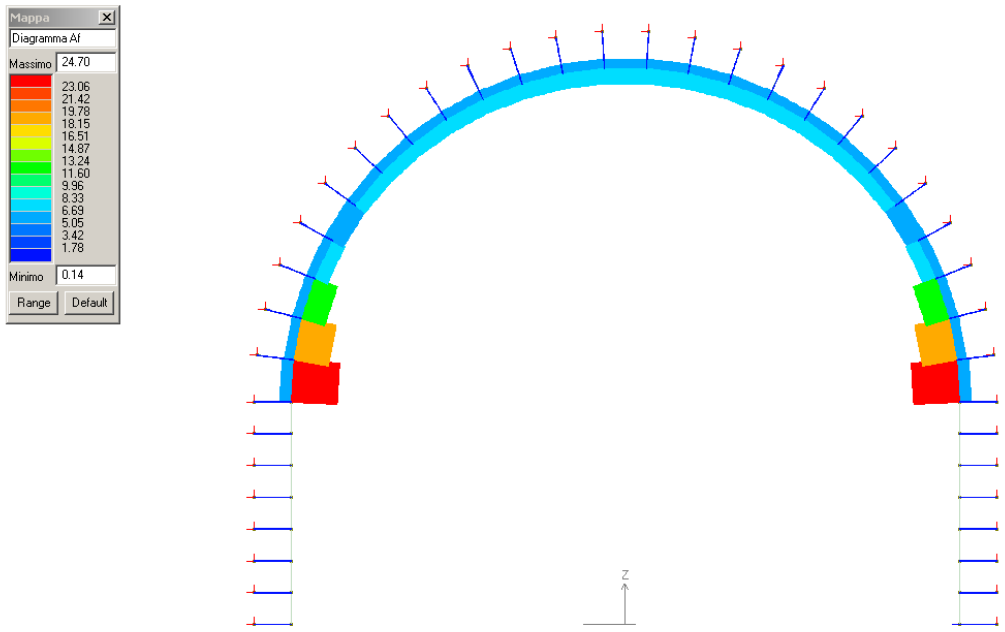
Sforzo normale



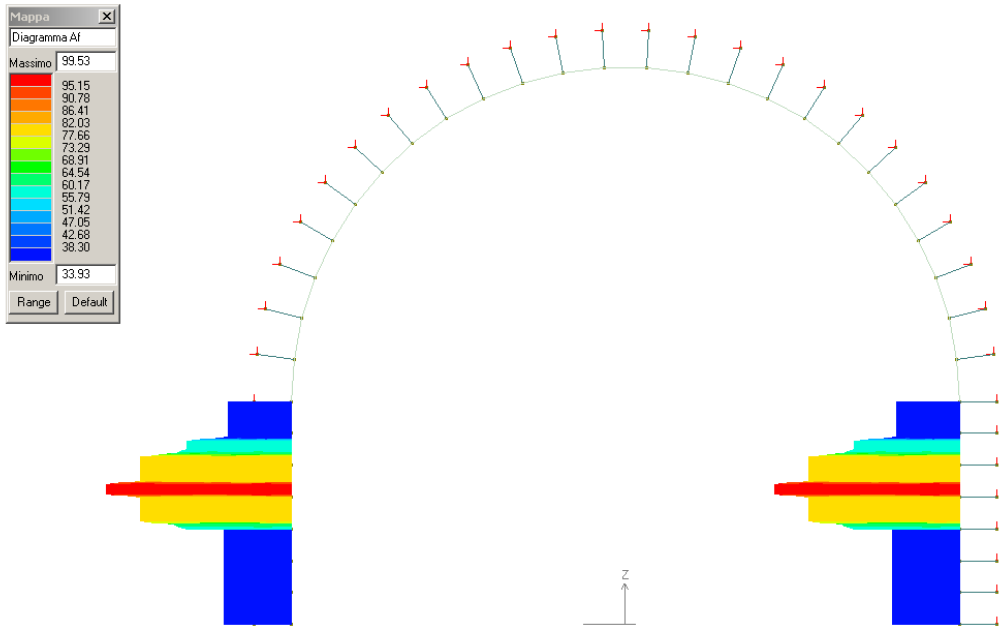
Momento



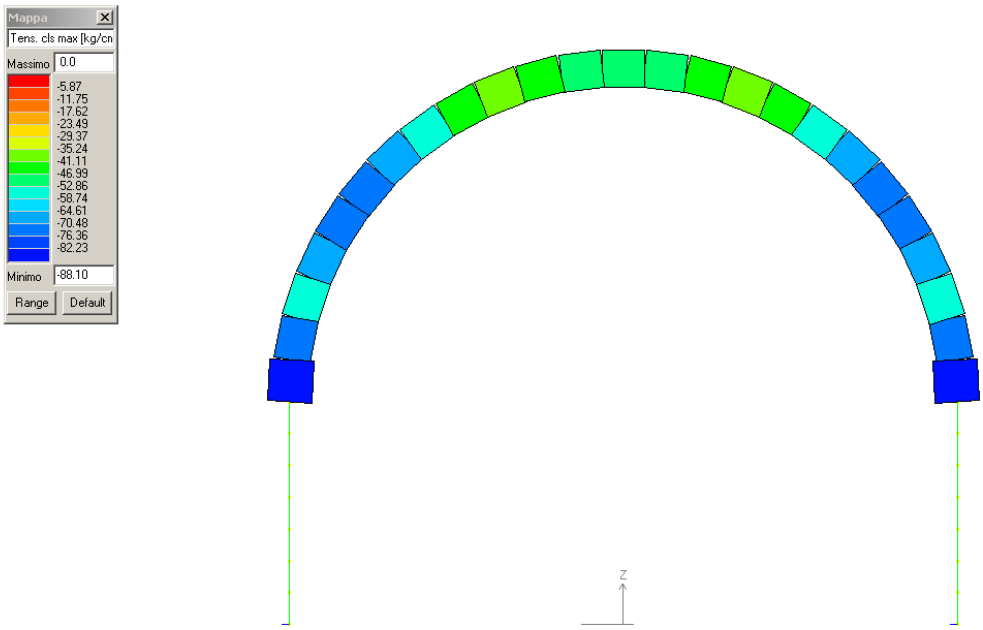
Area armatura calotta



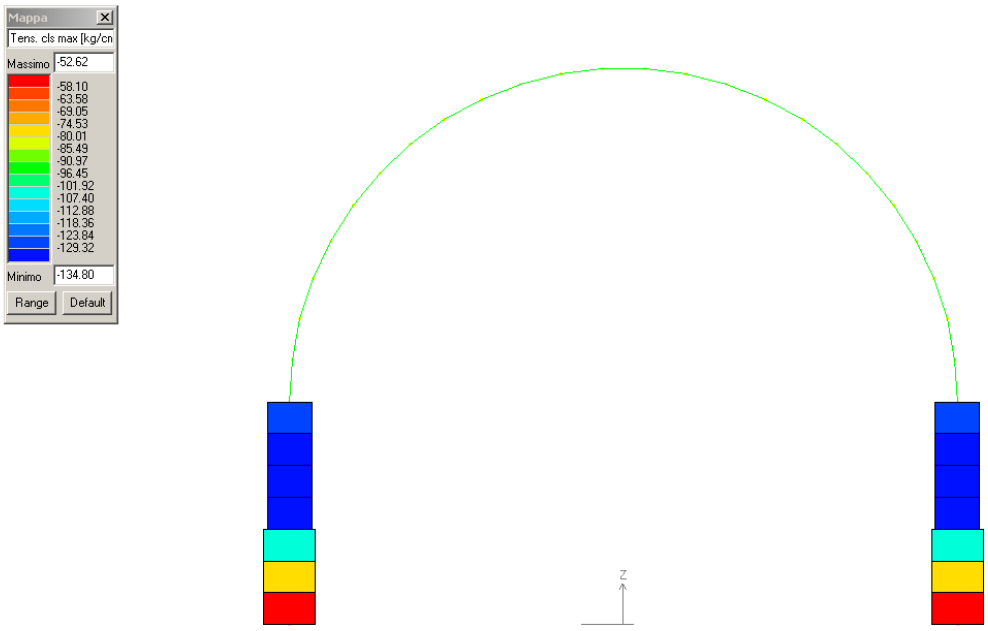
Area di armatura piedritti



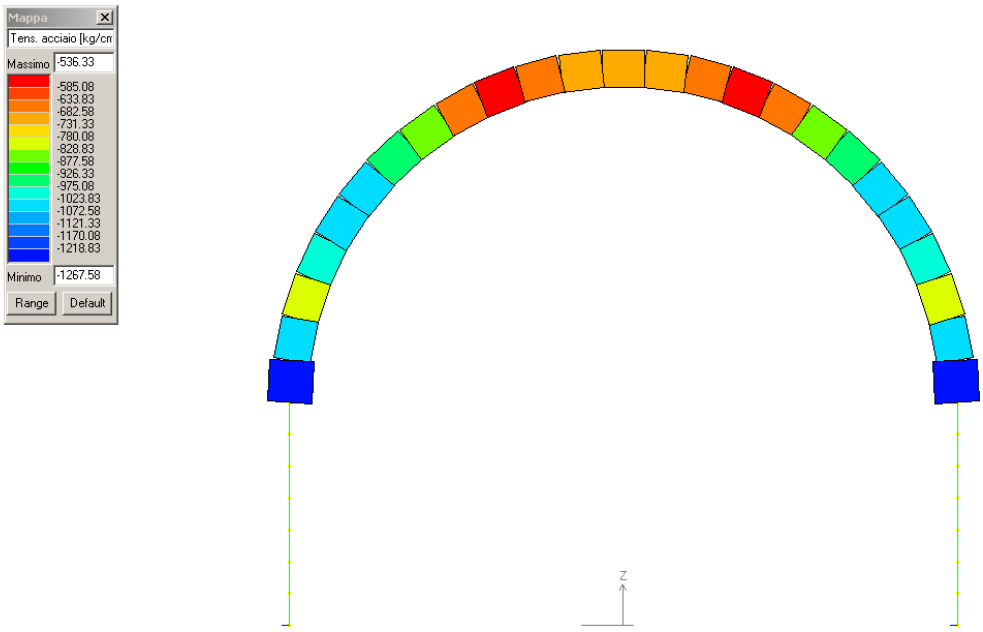
Tensione cls calotta



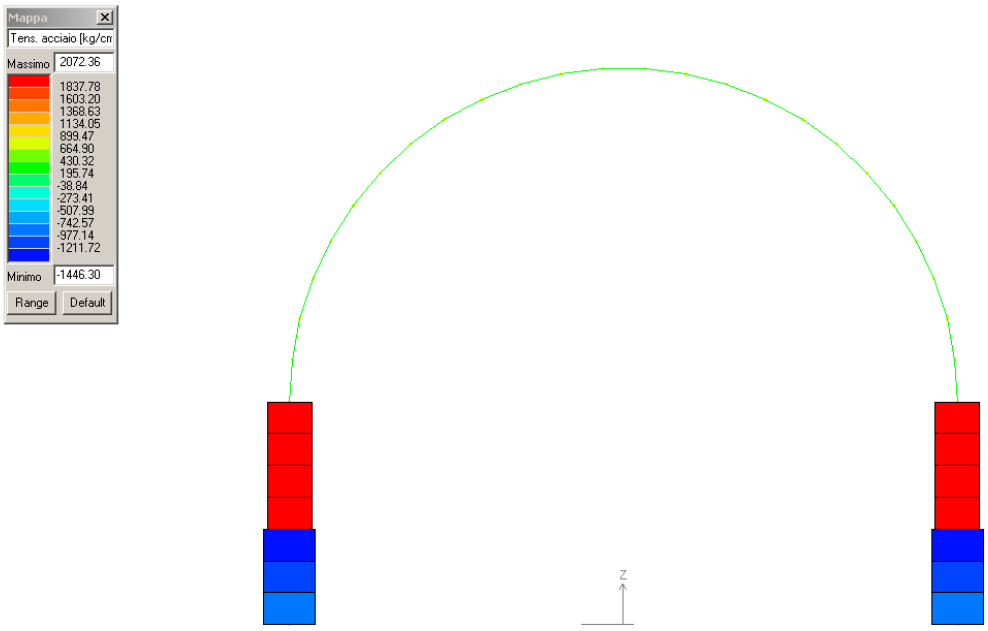
Tensione cls piedritti



Tensione acciaio calotta



Tensione acciaio piedritti



4.2 Opera di Presa Rio Rovare

4.2.1 Introduzione

In accordo con quanto previsto nel progetto preliminare l'opera di presa è stata posizionata in prossimità di Via Donghi, in corrispondenza della curva e del piazzale ove inizia Via Berghini. L'area attualmente destinata in parte a parcheggio ed in parte utilizzata per capolinea di autobus ha infatti una estensione tale da consentire la realizzazione del pozzo di presa permettendo il mantenimento della viabilità locale e degli accessi carrai .

L'opera di presa in progetto è stata pensata in modo che la quasi totalità della portata di progetto defluisca nel canale di alimentazione del pozzo. L'opera di derivazione è stata verificata sia per la portata di progetto (Q_p=26 m^3/s), che per portate minori.

L'approfondimento della topografia dei luoghi e un rilievo planoaltimetrico più dettagliato del tratto tombato dell'alveo in oggetto hanno consentito la precisa ubicazione del manufatto.
In particolare la pendenza del tratto tombato al di sotto di Via Berno (pari a 0.3) ha reso necessaria la realizzazione di un manufatto che permettesse di dissipare l'energia della corrente veloce in arrivo, prima di collegarsi nel canale di accesso al vortice in corrente lenta.

Poiché il Rovare nella zona in cui dovrà essere intercettato (lungo la via Berno) corre al di sotto di edifici e parcheggi, si è ritenuto di sostituire un tratto del corso d'acqua in oggetto con uno scatolare, posizionato al di sotto della strada, che in primo momento ha assunto dimensioni analoghe all'esistente (sez. rettangolare 2 x 2 m, i = 0.175 e 0.092).
La geometria di questo canale è stata poi modificata a seguito dei risultati della modellazione fisica. Il canale per i primi 9 m avrà sezione quadrata di dimensioni 2x2 m e, dopo aver realizzato un salto di 1 m, adotterà una sezione rettangolare 2x3 m per un tratto di lunghezza pari a 13 m e pendenza pari a 0.092; il fondo del canale compierà quindi due salti di 1.95 m con sviluppo orizzontale pari a 5 m ciascuno, e pendenza pari a 0.005.

Il tratto di corso d'acqua esistente che verrà abbandonato, in parte verrà demolito ed in parte intasato con calcestruzzo.

Per quanto riguarda il funzionamento idraulico del manufatto in esame, la portata ordinaria, assunta pari a circa 0.30 m^3/s, defluirà attraverso una luce praticata sul fondo.
Per valori di portata inferiori alla Q_i (=0.07 m^3/s) tutta la corrente cadrà liberamente nel canale sottostante, attraverso la luce di fondo, e quindi in una tubazione di diametro pari a 500 mm che troverà recapito immediatamente a valle nel Rovare tombato.
Per portate maggiori in arrivo, solo un'aliquota di queste verrà intercettata dalla luce mentre la maggior parte oltrepasserà la luce, procedendo verso il pozzo di salto.
I manufatti di questo tipo sfruttano il principio che per portate maggiori di Q_i la velocità è più elevata di quella di magra, e quindi le traiettorie inferiori dei filetti fluidi sono più tese e tendono perciò a saltare l'orifizio. Le dimensioni stimate della luce sono state verificate mediante la realizzazione del modello fisico. Dai risultati del modello è emerso che la luce deve avere una dimensione 2.0x0.3 m.
Lo scaricatore, seppure fisso e privo di organi mobili durante l'esercizio, è provvisto di una piastra in acciaio inox rimovibile (dimensioni 2.0 x 0.6 m) che permetterà le operazioni di manutenzione ed eventualmente di variare le dimensioni della luce di fondo nel caso in cui si volessero modificare la regolazione della derivazione.

Per valori maggiori di Q_i l'eccesso di portata proseguirà oltre la luce di fondo e, cadendo in un pozzo di raggio interno pari a 6 m, supererà un dislivello di circa 5 m. Essendo il fondo del suddetto pozzo a una quota pari a -4 m, rispetto il fondo del canale in uscita si creerà un cuscino di acqua in grado di dissipare buona parte dell'energia della corrente proveniente da monte. È previsto, inoltre, il rivestimento in acciaio della parete del pozzo sulla quale batterà la corrente veloce in arrivo da monte, al fine di evitare l'ammaloramento della stessa.

Dal suddetto pozzo partiranno rispettivamente il nuovo canale, di dimensioni 2x2 m che troverà recapito nel Rovare esistente e il canale di imbocco al vortice.
All'ingresso di entrambi i canali è stato previsto il posizionamento di un dispositivo di intercettazione : in fase di manutenzione dell'opera in progetto, verrà chiuso

l'accesso al vortice, mediante il posizionamento di n. 6 panconi di altezza pari a 1.1 m ciascuno, e la corrente sarà convogliata nel corso d'acqua tombato. Viceversa attraverso la chiusura della paratoia sul Rovare e dell'ulteriore paratoia prevista sulla tubazione 500, che convoglia le acque nere nel Rovare, sarà possibile convogliare tutta la corrente in galleria.

In condizioni di funzionamento ordinario invece, la portata sarà convogliata nel canale di imbocco al vortice e sarà impedito l'accesso al Rovare delle acque eccedenti Q_i/Q_v. Il canale di accesso al vortice è costituito da una struttura in c.a. lungo 30 m, di dimensioni pari a 2.7 x 5.3 m e pendenza 0.001, in grado di convogliare la portata duecentennale garantendo un franco minimo di 1 m. In corrispondenza della portata di dimensionamento, all'interno di tale canale si instaureranno le condizioni ottimali per il funzionamento dell'opera di presa.

Il pozzo, di diametro pari a 2.90 m, è ubicato in sinistra idraulica rispetto al canale a debole pendenza, e scarica in una camera di fondo a valle della quale parte la galleria di collegamento allo scolmatore principale. Il pozzo permetterà alla corrente derivata di superare un dislivello di 38 m circa.
L'imbocco al pozzo sarà rivestito con una piastra in acciaio inox, mentre le sue pareti saranno realizzate in c.a. autocompattante.
L'accesso all'opera è garantito da una serie pozzetti, sormontati da chiusini in ghisa sferoidale, forniti di scalette a pioli detraibili.
Sia sul pozzo di dissipazione che sul pozzo a vortice che sulle paratoie saranno posizionati dei chiusini modulari in ghisa che consentiranno di calare materiale o mezzi e di accedere alle paratoie, al fine di poterle manovrare.

Camera di dissipazione

La camera di fondo ha la funzione di dissipare l'energia della corrente incidente.
Tale camera ha assunto in fase preliminare forma cilindrica di diametro pari a 10 m e una lunghezza di 15 m con il fondo a – 4 m rispetto la quota di partenza della galleria di collegamento. In tal modo si garantisce la formazione di un cuscino d'acqua, di una profondità almeno pari a 0.1 volte la profondità di caduta della corrente, necessario per dissipare l'energia della corrente sul fondo della camera stessa ed evitare fenomeni di erosione.

Per esigenze idrauliche emerse dopo la realizzazione delle prove sul modello fisico, e per ragioni realizzative si è variata la geometria della camera di dissipazione rispetto a quella definita nella prima fase del progetto definitivo; la sezione della camera è divenuta policentrica, con un diametro maggiore e pari a 13.40 m; la lunghezza effettiva della camera è rimasta invariata.
In particolare al fine di permettere l'accesso alla camera da parte degli addetti alla manutenzione si è deciso di ricavare sul cielo della camera un camminamento.
Il pavimento del camminamento è stato rivestito con resina antiscivolo.
Sul pavimento di tale passerella è stato posizionato un grigliato in acciaio antisdrucciolo di dimensioni 2x1 m che permette il passaggio dell'aria trascinata dalla corrente in caduta nel pozzo.
Mediante il sistema di scale descritto al par. 0 è così possibile raggiungere il piano posto alla quota di imbocco della galleria di collegamento.
Tale piano, di lunghezza pari a 5 m sarà ottenuto mediante riempimento con calcestruzzo di secondo getto.
Le parti più sollecitate dalla corrente, quali l'imbocco della galleria e ed il gradino che permette la formazione del cuscino d'acqua, saranno rivestiti con piastre e angolari in acciaio inox.
Per consentire l'accesso al fondo della camera di dissipazione è stata collocata una scaletta a pioli in acciaio inox.

Infine, per garantire l'aerazione dell'imbocco della galleria di collegamento dell'opera di presa alla galleria principale, è stato posizionata una tubazione □1200 in acciaio.

Cameretta con scale di accesso

L'accesso alla scala di servizio avverrà attraverso una cameretta interrata, posta al di sotto del piazzale degli autobus, di dimensioni interne 4.7 m x 5.0 m x 2.4 m.
La scavo di tale camera sarà realizzato dal piano stradale, previo consolidamento delle pareti dello scavo.
La cameretta sarà dotata di chiusino circolare in ghisa e scaletta alla marinara.
Sul cielo della cameretta è stato realizzato un camino di dimensioni planimetriche interne 3.90x0.45 m e altezza pari a circa 3 m; in sommità a tale struttura è prevista una griglia che permetterà il transito di aria dalla camera dissipazione e

all'imbocco della galleria di collegamento dell'opera di presa alla galleria principale.
All'interno della camera sarà posizionato il quadro elettrico.
La cameretta sarà infine dotata di una botola di dimensione netta 3.0x3.0 m con chiusini modulari posta al di sopra della scala, che permetterà le eventuali operazioni di manutenzione della scala.
All'interno della cameretta sarà possibile alloggiare i panconi per la manutenzione del pozzo a vortice.
Il manufatto sarà dotato di scale di accesso al pozzo che partono dalla cameretta di accesso e terminano sulla soletta ricavata sul cielo della camera di dissipazione delle acque; per la descrizione delle scale di accesso si rimanda al par. 0.
Nel caso del rio Rovare le scale partono da quota 62.90 m s.l.m. ed arrivano alla soletta della camera di dissipazione posta a quota 27.98 m s.l.m..

4.2.2 Cameretta con Scale d'Accesso Rio Rovare

4.2.2.1 Opere provvisionali relative alla cameretta con scale d'accesso Rio Rovare

Si è prevista la realizzazione di una paratia tirantata durante le fasi costruttive della cameretta con scale d'ispezione in progetto, per ottenere un sostegno di adeguata rigidezza a monte dello sbancamento.
In questo paragrafo viene analizzata la sezione tipo dell'opera provvisionale utilizzata per il sostegno degli scavi.

La paratia tirantata a sostegno del pozzo cameretta con scale d'accesso sarà realizzata con:

- micropali verticali ϕ 200 (L= 6.0 m, interasse 0.33 m) armati con tubi ϕ 139.7x10.0 di acciaio Fe 510;
- cordolo di sommità in c.a.;
- una fila di tiranti di tipo provvisorio.

Per ulteriori dettagli circa le caratteristiche delle opere provvisionali in oggetto si rimanda agli elaborati grafici progettuali.

La scelta circa il tipo di intervento da realizzare è stata effettuata con l'obiettivo di minimizzare gli spostamenti a tergo dello scavo.

In allegato alla presente relazione vengono riportati i tabulati di calcolo delle paratie tirantate (allegato10) effettuate avvalendosi del software CDB della STS di Bologna. Le verifiche dei micropali e dei tiranti vengono riportate, di seguito, in questo paragrafo.Si precisa come tali analisi siano state effettuate considerando una striscia di paratia larga 1m.
Per quanto riguarda le caratteristiche geotecniche del terreno ci si è basati sui dati ricavati dalle indagini in sito ed in laboratorio (per i dettagli si rimanda alla relazione geotecnica).
In particolare si sono considerati:

- Per il terreno di riporto:
  - γ= 1900 daN/m^3;
  - c=0;
  - ϕ= 34°;
  - Dr= 50% mediam.add.;
  - E= 40 MPa.
- Per il terreno flysch di M.te Antola:
  - γ= 2500 daN/m^3;
  - c=0,2 MPa;
  - ϕ= 45°;
  - E= 1000 MPa.

Per i dettagli circa la stratigrafia nella sezione, in cui si è effettuata l'analisi, è riportata nei tabulati di calcolo allegati alla presente relazione.
Nel calcolo, oltre alle spinte del terreno, si è considerato gravante a tergo della paratia un carico uniformemente distribuito sul piano di imposta delle paratie pari al peso del terreno presente tra tale piano e il piano stradale esistente. Si considera altresì il sovraccarico esterno rappresentato dai carichi accidentali equivalenti ai carichi di un ponte di 1° categoria per considerare il transito di automezzi al livello del piano campagna.

Verifica micropali

Visto il momento massimo agente nelle varie fasi costruttive dell'opera, pari a M = 4280 daNm/m, si ha sull'armatura dei pali (tubo Φ139.7 x 10.0 in acciaio Fe 510) il seguente valore di tensione:

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{428000}{3 \cdot 123.39} \cong 1160 daN / cm^2$$

Tiranti

I tiranti sono immorsati nel cordolo.

La forza limite nei tiranti è calcolata con la formula di Schneebeli: $N_u = \pi * D * l * K * \gamma * (t + h)$

in cui:

- D è il diametro dell'ancoraggio 0.15 m;
- l è la lunghezza dell'ancoraggio 6.0 m;
- K è un coefficiente che per ϕ=30° (valore cautelativo) è assunto pari a 5.5;
- γ è il peso specifico del terreno assunto pari a 1900 daN/m^3;
- t è l'altezza della colonna di terreno mediamente gravante sull'ancoraggio;
- h è lo spessore di terreno al disopra della quota 0.00 assunta nello schema di calcolo.

$N_u = \pi * 0.15 * 6 * 5.5 * 1900 * 2.7 \approx$ 80'915 daN

$N_{max\ tir} \approx$ 15'560 daN

Coefficiente di sicurezza: c = 80'915/15'560= 5.2

Il calcolo di queste portate è solo indicativo per individuare le lunghezze da assumere per i tiranti di prova.

4.2.2.2 Opere definitive relative alla cameretta con scale d'accesso Rio Rovare

Si tratta della ralizzazione di una cameretta a base quadrata con ingresso in Cls 40 Rck con pareti da 30cm (h=3,00m) e solaio da 50cm.

Si è considerato il carico di un ponte di I categoria sull'intero solaio.

Gli elementi di fondazione di spessore 60cm si considerano poggianti su suolo elastico alla Winkler e costituito da molle aventi K_w = 5 daN/cm^3 .

Per ulteriori dettagli circa le caratteristiche della struttura si rimanda agli elaborati grafici di progetto.

Per la definizione delle condizioni di carico di progetto si sono considerati :

- Carichi accidentali:
  (carico di un ponte di I categoria x coefficente dinamico) = 14000 daN
  o
  Carico di un camion 3t/m
- Carichi accidentali:
  Spinta sulle pareti di un carico distribuito di un camion di 60t
- Carichi permanenti:
  (grigliato) = 100 daN/m^2
- Carichi permanenti:
  Spinta del Terreno 1900daN/m^3 h =4.00m φ = 34°
- Carichi permanenti:
  Carico del Terreno 1900daN/m^3 h =1,00m

Per la verifica strutturale si rimanda all'Allegato 7

4.2.3 Opera di Presa Rio Rovare 1°Tratto

4.2.3.1 Opere provvisionali relative 1° Tratto

Si è prevista la realizzazione di una paratia tirantata durante le fasi costruttive del pozzo in progetto, per ottenere un sostegno di adeguata rigidezza a monte dello sbancamento.
In questo paragrafo viene analizzata la varie sezione tipo dell'opera provvisionale utilizzata per il sostegno dello scavo.

La paratia tirantata a sostegno del pozzo a vortice sarà realizzata con:

- micropali verticali ϕ 200 (L= 10.0 m, interasse 0.33 m) armati con tubi ϕ 139.7x10.0 di acciaio Fe 510;

- cordolo di sommità in c.a.;
- tiranti di tipo provvisorio in doppia fila;
- traversi costituiti con profili HEA 180 in acciaio Fe 430.

Per ulteriori dettagli circa le caratteristiche dell'opera provvisionale in oggetto si rimanda agli elaborati grafici progettuali.

La scelta circa il tipo di intervento da realizzare è stata effettuata con l'obiettivo di minimizzare gli spostamenti a tergo dello scavo.

In allegato alla presente relazione vengono riportati i tabulati di calcolo della paratia tirantata (allegato 18) effettuati avvalendosi del software CDB della STS di Bologna. Le verifiche dei micropali e dei tiranti vengono riportate, di seguito, in questo paragrafo.
Si precisa come tali analisi siano state effettuate considerando una striscia di paratia larga 1m.
Per quanto riguarda le caratteristiche geotecniche del terreno ci si è basati sui dati ricavati dalle indagini in sito ed in laboratorio (per i dettagli si rimanda alla relazione geotecnica).
In particolare si sono considerati:

- Per il terreno di riporto:
  - γ= 1900 daN/m^3;
  - c=0;
  - ϕ= 34°;
  - Dr= 50% mediam.add.;
  - E= 40 MPa.
- Per il terreno flysch di M.te Antola:
  - γ= 2500 daN/m^3;
  - c=0,2 MPa;
  - ϕ= 45°;
  - E= 1000 MPa.

Per i dettagli circa la stratigrafia considerata, in cui si è effettuata l'analisi, è riportata nei tabulati di calcolo allegati alla presente relazione.

Nel calcolo, oltre alle spinte del terreno, si è considerato il sovraccarico esterno rappresentato dai carichi accidentali equivalenti ai carichi di un ponte di 1° categoria per considerare il transito di automezzi al livello del piano campagna.

Verifica micropali

Visto il momento massimo agente nelle varie fasi costruttive dell'opera, pari a M = 2590 daNm/m, si ha sull'armatura dei pali (tubo Φ139.7 x 10.0 in acciaio Fe 510) il seguente valore di tensione:

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{259000}{3 \cdot 123.39} \cong 700 daN / cm^2$$

Verifica traversi della fila inferiore di tiranti

Supponendo in favore di sicurezza i traversi di collegamento dei tiranti (costituiti da due profili HEA 180), come trave semplicemente appoggiata si ha:

q = 8'350 daN/m;

M = 1/8 x 8'350 x 2.5^2 = 6525 daNm

$$\sigma = \frac{652500}{2 \cdot 294} \cong 1110 daN / cm^2$$

Tiranti della fila inferiore

La forza limite nei tiranti è calcolata con la formula di Schneebeli: $N_u = \pi * D * l * K * \gamma * (t + h)$

in cui:

- D è il diametro dell'ancoraggio 0.15 m;
- l è la lunghezza dell'ancoraggio 5.0 m;
- K è un coefficiente che per ϕ=30° (valore cautelativo) è assunto pari a 5.5;
- γ è il peso specifico del terreno assunto pari a 1900 daN/m^3;
- t è l'altezza della colonna di terreno mediamente gravante sull'ancoraggio;
- h è lo spessore di terreno al disopra della quota 0.00 assunta nello schema di calcolo.

$N_u = \pi * 0.15 * 5 * 5.5 * 1900 * 5.2$ = 127'970 daN

$N_{max\ tir} \approx$ 20'870 daN

Coefficiente di sicurezza: c=127'970/20870=6.1

Il calcolo di queste portate è solo indicativo per individuare le lunghezze da assumere per i tiranti di prova.

Tiranti della fila superiore

I tiranti della fila superiore sono immorsati nel cordolo.

La forza limite nei tiranti è calcolata con la formula di Schneebeli: $N_u = \pi * D * l * K * \gamma * (t + h)$

in cui:

- D è il diametro dell'ancoraggio 0.15 m;
- l è la lunghezza dell'ancoraggio 5.0 m;
- K è un coefficiente che per ϕ=30° (valore cautelativo) è assunto pari a 5.5;
- γ è il peso specifico del terreno assunto pari a 1900 daN/m^3;
- t è l'altezza della colonna di terreno mediamente gravante sull'ancoraggio;
- h è lo spessore di terreno al disopra della quota 0.00 assunta nello schema di calcolo.

$N_u = \pi * 0.15 * 5 * 5.5 * 1900 * 3.6$ = 88’595 daN

$N_{max\ tir} \approx$ 14’335 daN

Coefficiente di sicurezza: c = 88’595/14’335= 6.1

Il calcolo di queste portate è solo indicativo per individuare le lunghezze da assumere per i tiranti di prova.

4.2.3.2 Opere definitive relative alle opere di presa 1° Tratto

Si tratta della realizzazione di un camerone a forma di chiocciola per consentire un corretto ingresso delle acque nel pozzo a vortice. Si prevede di utilizzare un Cls Rck 40 per la struttura, pareti di spessore 50cm (h=7m), solaio da 50cm più uno strato d’impermeabilizzazione da 10cm. Per l’ispezione del camerone è stato previsto sul solaio un foro 3x3 m con grigliato e si è considerato il carico di un camion da 60t sull’intero solaio.

Per ulteriori dettagli circa le caratteristiche della struttura si rimanda agli elaborati grafici di progetto.

Per la definizione delle condizioni di carico di progetto si sono considerati :

- Carichi accidentali:
  (carico di un ponte di I categoria x coefficente dinamico) $\cong$ 14000 daN
- Carichi accidentali:
  Spinta attiva sulle pareti di un carico distribuito di un camion da 30t
- Carichi permanenti:
  (grigliato) = 100 daN/m^2
- Carichi permanenti:
  Spinta attiva del Terreno (γ=1900daN/m^3 h =7.00m φ = 34° K_0=0,44)
- Carichi permanenti:
  Impermeabilizzazione = 300 daN/mq
- Carichi permanenti:
  Carico del Terreno 1900daN/m^3 h =1,00m

Per la verifica strutturale si rimanda all'Allegato 8 dove la struttura è stata calcolata attraverso l'utilizzo del software Pro-SAP che si avvale del programma di calcolo ALGOR SUPERSAP.
In tutti i casi si sono considerate le situzioni più sfavorevoli,condizione questa a favore di sicurezza.

N.B. Nel Modello strutturale alcuni punti singolari che non risultano essere verificati sono dovuti alla schematizzazione di calcolo.

4.2.4 Opera di Presa Rio Rovare 2°Tratto

4.2.4.1 Opere provvisionali relative opera di presa 2° Tratto

Si è prevista la realizzazione di una paratia con puntoni di contrasto durante le fasi costruttive del canale in progetto, per ottenere un sostegno di adeguata rigidezza a monte dello sbancamento.

In questo paragrafo viene analizzata la sezione tipo dell'opera provvisionale utilizzata per il sostegno degli scavi.

La paratia con puntoni di contrasto a sostegno del canale sarà realizzata con:

- micropali verticali ϕ 200 (L= 17.0 m, interasse 0.33 m) armati con tubi ϕ 139.7x10.0 di acciaio Fe 510;
- cordolo di sommità in c.a.;
- una fila di puntoni di tipo provvisorio.

Per ulteriori dettagli circa le caratteristiche delle opere provvisionali in oggetto si rimanda agli elaborati grafici progettuali.

La scelta circa il tipo di intervento da realizzare è stata effettuata con l'obiettivo di minimizzare gli spostamenti a tergo dello scavo.

In allegato alla presente relazione vengono riportati i tabulati di calcolo della paratia con puntoni di contrasto (allegato 14) effettuate avvalendosi del software CDB della STS di Bologna (i puntoni sono stati schematizzati come tiranti aventi E infinita). Le verifiche dei micropali e dei tiranti vengono riportate, di seguito, in questo paragrafo.Si precisa come tali analisi siano state effettuate considerando una striscia di paratia larga 1m.
Per quanto riguarda le caratteristiche geotecniche del terreno ci si è basati sui dati ricavati dalle indagini in sito ed in laboratorio (per i dettagli si rimanda alla relazione geotecnica).
In particolare si sono considerati:

- Per il terreno di riporto:
  - γ= 1900 daN/m^3;
  - c=0;
  - ϕ= 34°;
  - Dr= 50% mediam.add.;
  - E= 40 MPa.
- Per il terreno flysch di M.te Antola:
  - γ= 2500 daN/m^3;
  - c=0,2 MPa;
  - ϕ= 45°;
  - E= 1000 MPa.

Per i dettagli circa la stratigrafia nella sezione, in cui si è effettuata lìanalisi è riportata nei tabulati di calcolo allegati alla presente relazione.
Nel calcolo, oltre alle spinte del terreno, si è considerato il sovraccarico esterno rappresentato dai carichi accidentali equivalenti ai carichi di un ponte di 1° categoria per considerare il transito di automezzi al livello del piano campagna.

Verifica micropali

Visto il momento massimo agente nelle varie fasi costruttive dell'opera, pari a M = 8290 daNm/m, si ha sull'armatura dei pali (tubo Φ139.7 x 10.0 in acciaio Fe 510) il seguente valore di tensione:

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{829000}{3 \cdot 123.39} \cong 2240 daN / cm^2$$

Puntoni

Per il sostegno delle paratie del perimetro del canale si installano dei puntoni costituiti da tubi ϕ193.7x10.
Tali tubi hanno i= 6.50 cm
Si ha quindi: $\lambda = l_o / i = 550/6.580 \approx 90$ da cui si ottiene $\omega = 1.85$.

$$\sigma = \frac{\omega \cdot \mathrm{N}}{\mathrm{A}} = \frac{1.85 \cdot 2 \cdot 18'285}{57.71} \cong 1173 daN / cm^2$$

I puntoni sono immorsati sul cordolo.

4.2.4.2 Opere definitive relative opera di presa 2° Tratto

Si tratta della realizzazione di un canale per la raccolta delle acque del Rio Rovare
La struttura ad andamento rettilineo in Cls Rck 40 ha due pareti (h=6.00m) di spessore 50cm un solaio anch'esso di 50cm e impermeabilizzazione da 10cm.

Per ulteriori dettagli circa le caratteristiche della struttura si rimanda agli elaborati grafici di progetto.

Per la definizione delle condizioni di carico di progetto si sono considerati :

- Carichi accidentali:

  (carico di un camion da 60t x coefficente dinamico) $\cong$ 14000 daN

- Carichi accidentali:

  Carico di un camion 3t/m

- Carichi accidentali:

  Spinta attiva sulle pareti di un carico distribuito di un camion da 30t

- Carichi permanenti:

  Spinta attiva del Terreno (γ=1900daN/m^3 h =8.00m φ = 34° K_0=0.44)

- Carichi permanenti:

  Impermeabilizzazione = 300 daN/mq

- Carichi permanenti:

  Carico del Terreno 1900daN/m^3 h =2,00m

Per la verifica strutturale si rimanda all'Allegato 15 dove la struttura è stata calcolata attraverso l'utilizzo del software Pro-SAP che si avvale del programma di calcolo AGOR SUPERSAP.
In tutti i casi si sono considerate le situzioni più sfavorevoli,condizione questa a favore di sicurezza.

4.2.5 Opera di Presa Rio Rovare 3°Tratto

4.2.5.1 Opere provvisionali relative opera di presa 3° tratto

Si è prevista la realizzazione di due paratie tirantate durante le fasi costruttive dell'opera di presa del 3° tratto in progetto, per ottenere un sostegno di adeguata rigidezza a monte dello sbancamento.
In questo paragrafo viene analizzata la sezione tipo dell'opera provvisionale utilizzata degli scavi.

La paratia tirantata a sostegno del pozzo di diametro inteno pari a 6.0 m sarà realizzata con:

- micropali verticali ϕ 200 (L= 17.0 m, interasse 0.33 m) armati con tubi ϕ 139.7x10.0 di acciaio Fe 510;
- cordolo di sommità in c.a.;
- tiranti di tipo provvisorio in doppia fila;

- traversi costituiti con profili HEA 180 in acciaio Fe 430.

Per ulteriori dettagli circa le caratteristiche dell'opera provvisionale in oggetto si rimanda agli elaborati grafici progettuali.

La scelta circa il tipo di intervento da realizzare è stata effettuata con l'obiettivo di minimizzare gli spostamenti a tergo dello scavo.

In allegato alla presente relazione vengono riportati i tabulati di calcolo delle paratie tirantate (allegato 16) effettuate avvalendosi del software CDB della STS di Bologna. Le verifiche dei micropali e dei tiranti vengono riportate, di seguito, in questo paragrafo.Si precisa come tali analisi siano state effettuate considerando una striscia di paratia larga 1m.
Per quanto riguarda le caratteristiche geotecniche del terreno ci si è basati sui dati ricavati dalle indagini in sito ed in laboratorio (per i dettagli si rimanda alla relazione geotecnica).
In particolare si sono considerati:

- Per il terreno di riporto:
  - γ= 1900 daN/m^3;
  - c=0;
  - ϕ= 34°;
  - Dr= 50% mediam.add.;
  - E= 40 MPa.
- Per il terreno flysch di M.te Antola:
  - γ= 2500 daN/m^3;
  - c=0,2 MPa;
  - ϕ= 45°;
  - E= 1000 MPa.

Per i dettagli circa la stratigrafia nella singola sezione, in cui si è effettuata l'analisi è riportata nei tabulati di calcolo allegati alla presente relazione.
Nel calcolo, oltre alle spinte del terreno, si è considerto il sovraccarico esterno rappresentato dai carichi accidentali equivalenti ai carichi di un ponte di 1° categoria per considerare il transito di automezzi al livello del piano campagna.

Verifica micropali

Visto il momento massimo agente nelle varie fasi costruttive dell'opera, pari a M = 5275 daNm/m, si ha sull'armatura dei pali (tubo Φ139.7 x 10.0 in acciaio Fe 510) il seguente valore di tensione:

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{527500}{3 \cdot 123.39} \cong 1425 daN / cm^2$$

Verifica traversi della fila inferiore di tiranti

Supponendo in favore di sicurezza i traversi di collegamento dei tiranti (costituiti da due profili HEA 180), come trave semplicemente appoggiata si ha:

q = 7572 daN/m;

M = 1/8 x 7572 x 3.0^2 ≈ 8520 daNm

$$\sigma = \frac{852000}{2 \cdot 294} \cong 1450 daN / cm^2$$

Tiranti della fila inferiore

La forza limite nei tiranti è calcolata con la formula di Schneebeli: $N_u = \pi * D * l * K * \gamma * (t + h)$

in cui:

- D è il diametro dell'ancoraggio 0.15 m;
- l è la lunghezza dell'ancoraggio 5.0 m;
- K è un coefficiente che per ϕ=30° (valore cautelativo) è assunto pari a 5.5;
- γ è il peso specifico del terreno assunto pari a 1900 daN/m^3;
- t è l'altezza della colonna di terreno mediamente gravante sull'ancoraggio;
- h è lo spessore di terreno al disopra della quota 0.00 assunta nello schema di calcolo.

$N_u = \pi * 0.15 * 5 * 5.5 * 1900 * 6.7$ = 164'885 daN

$N_{max\ tir}$ ≈ 22715 daN

Coefficiente di sicurezza: c=164'885/22715= 7.3

Il calcolo di queste portate è solo indicativo per individuare le lunghezze da assumere per i tiranti di prova.

Verifica traversi della fila superiore di tiranti

Supponendo in favore di sicurezza i traversi di collegamento dei tiranti (costituiti da due profili HEA 180), come trave semplicemente appoggiata si ha:

q = 6230 daN/m;

M = 1/8 x 6230 x 3.0^2 ≈ 7010 daNm

$$\sigma = \frac{701000}{2 \cdot 294} \cong 1195 daN / cm^2$$

Tiranti della fila superiore

La forza limite nei tiranti è calcolata con la formula di Schneebeli: $N_u = \pi * D * l * K * \gamma * (t + h)$

in cui:

- D è il diametro dell'ancoraggio 0.15 m;
- l è la lunghezza dell'ancoraggio 5.0 m;
- K è un coefficiente che per ϕ=30° (valore cautelativo) è assunto pari a 5.5;
- γ è il peso specifico del terreno assunto pari a 1900 daN/m^3;
- t è l'altezza della colonna di terreno mediamente gravante sull'ancoraggio;
- h è lo spessore di terreno al disopra della quota 0.00 assunta nello schema di calcolo.

$N_u = \pi * 0.15 * 5 * 5.5 * 1900 * 5.0$ ≈ 123’050 daN

$N_{max\ tir}$ ≈ 18690 daN

Coefficiente di sicurezza: c=123’050/18690= 6.6

Il calcolo di queste portate è solo indicativo per individuare le lunghezze da assumere per i tiranti di prova.

4.2.5.2 Opere definitive relative opera di presa 3° tratto

Si tratta della realizzazione di un pozzo (diametro 6m) per la distribuzione delle acque nei vari canali in Cls Rck 40 con pareti con spessore di 60cm e solaio di 50cm. Per l’ispezione dell’opera è stato previsto sul solaio un foro 3x3 m con grigliato e si è considerato il carico di un camion da 60t sull’intero solaio. Un canale d’ingresso e due di uscita generano nelle pareti tre aperture.

Per ulteriori dettagli circa le caratteristiche della struttura si rimanda agli elaborati grafici di progetto.

Per la definizione delle condizioni di carico di progetto si sono considerati :

- Carichi accidentali:
  (carico di un camion da 60t x coefficente dinamico) $\cong$ 14000 daN
- Carichi accidentali:
  Spinta attiva sulle pareti di un carico distribuito di un camion da 30t
- Carichi permanenti:
  (grigliato) = 100 daN/m^2
- Carichi permanenti:
  Spinta del Terreno (γ=1900daN/m^3 h =4.00m φ = 34° K_0=0,44)
- Carichi permanenti:
  Spinta del Terreno Terreno (γ=2500daN/m^3 h =8.00m φ = 45° ° K_0=0,29)
- Carichi permanenti:
  Spinta dell'acqua 1000daN/m^3 h =2.00m
- Carichi permanenti:
  Impermeabilizzazione = 300 daN/mq
- Carichi permanenti:
  Carico del Terreno 1900daN/m^3 h =1,50m

Per la verifica strutturale si rimanda all'Allegato 17 dove la struttura è stata calcolata attraverso l'utilizzo del software Pro-SAP che si avvale del programma di calcolo AGOR SUPERSAP. In tutti i casi si sono considerate le situzioni più sfavorevoli,condizione questa a favore di sicurezza.

4.2.6 Opera di Presa Rio Rovare 4°Tratto

4.2.6.1 Opere provvisionali relative opera di presa 4° tratto

Per la verifica strutturale delle opere provvisionali si rimanda alle opere provvisionali del 2° tratto di cui si estendono i risultati in quanto trattasi di una struttura simile dal punto di vista geometrico ma avente condizioni di carico meno gravose.

4.2.6.2 Opere definitive relative opera di presa 4° tratto

Si tratta della realizzazione di un canale per lo smaltimento delle acque del Rio Rovare a monte e a valle del pozzo di distribuzione di larghezza 3.00m e h max = 5.50m con pareti e solaio di spessore 50cm in Cls Rck 40.
Gli elementi di fondazione di spessore 60cm si considerano poggianti su suolo elastico alla Winkler e costituito da molle aventi K_w = 10 daN/cm^3

Per ulteriori dettagli circa le caratteristiche della struttura si rimanda agli elaborati grafici di progetto.

Per la definizione delle condizioni di carico di progetto si sono considerati :

- Carichi accidentali:
  (carico di un camion da 60t x coefficente dinamico) $\cong$ 14000 daN
- Carichi accidentali:
  Carico di un camion 3t/m
- Carichi accidentali:
  Spinta attiva sulle pareti di un carico distribuito di un camion da 30t
- Carichi permanenti:
  Spinta attiva del Terreno (γ=1900daN/m^3 h =8.00m φ = 34° k_0=0,44)
- Carichi permanenti:
  Impermeabilizzazione = 300 daN/mq
- Carichi permanenti:
  Carico del Terreno 1900daN/m^3 h =2,00m

Per la verifica strutturale si rimanda all'Allegato 15 in quanto trattasi di una struttura avente la medesima geometria ma avente delle condizioni di carico più gravose della presente e quindi i risultati di tale situazione vengono estesi a questo caso.

.

4.2.7 Pozzo a Vortice Rio Rovare

Si tratta della realizazzione di un pozzo circolare di h=29m e diametro di 3.30m in Cls Rck 40 con pareti di spessore 30cm per il convoglio dell'acque presenti nella chicciola dell'opera di presa verso il camerone. Le armature necessarie sono quelle minime previste dalla normativa. La falda si trova -10m dal p.c.

Per la realizzazione dell'opera è prevista una serie di fasi di seguito elencate:

- Realizzazione di una paratia di micropali sul perimetro della struttura costituente l'opera di imbocco al pozzo a vortice;
- Scavo fino al substrato roccioso;
- Posizionamento del Raise Borer e realizzazione dello scavo;
- Messa in sicurezza delle pareti dello scavo mediante chiodi (qualora si riscontrino dei blocchi instabili), rete elettrosaldata e spritz beton;
- Realizzazione del rivestimento definitivo con cassere rampanti;
- Ricoprimento delle opere e ripristini superficiali;

Per ulteriori dettagli circa le caratteristiche della struttura si rimanda agli elaborati grafici di progetto.

Per la definizione delle condizioni di carico di progetto si sono considerati :

- Carichi permanenti:

  Spinta del Terreno (γ=1900daN/m^3 h =5.00m φ = 34° k_0=0,44))
- Carichi permanenti:

Spinta del Terreno (γ=2500daN/m^3 h =29.00m φ = 45° k_0=0,29))

- Carichi permanenti:

Spinta dell'acqua 1000daN/m^3 h =24.00m

Per la verifica strutturale si rimanda all'Allegato 18

4.2.8 Scale d'Accesso Rio Rovare

Si tratta della realizzazione di un pozzo circolare di h=32m e diametro di 2.80m in Cls Rck 40 con pareti di spessore 20cm

Per la realizzazione dell'opera è prevista una serie di fasi di seguito elencate:

- Realizzazione di una paratia di micropali sul perimetro della struttura della cameretta di accesso alla scala d'ispezione;
- Scavo fino al substrato roccioso;
- Posizionamento del Raise Borer e realizzazione dello scavo;
- Messa in sicurezza delle pareti dello scavo mediante chiodi (qualora si riscontrino dei blocchi instabili), rete elettrosaldata e spritz beton;
- Realizzazione del rivestimento definitivo con cassere rampanti;
- Ricoprimento delle opere e ripristini superficiali;
- Realizzazione delle camerette;

Per ulteriori dettagli circa le caratteristiche della struttura si rimanda agli elaborati grafici di progetto.

Per la definizione delle condizioni di carico di progetto si sono considerati :

- Carichi permanenti:

Spinta del Terreno 1900daN/m^3 h =5.00m φ = 34°

- Carichi permanenti:

Spinta del Terreno 2500daN/m^3 h =29.00m φ = 45°

- Carichi permanenti:

Spinta dell'acqua 1000daN/m^3 h =24.00m

Per la verifica strutturale si rimanda all'Allegato 19

4.2.9 Camerone di dissipazione Rio Rovare

Trattasi di un camerone di forma policentrica ed avente approssimativamente un diametro netto interno di circa 14m e una lunghezza di 22,5m la cui calotta è posta a circa 34m al di sotto del piano campagna.

Data la non elevata copertura presente, in rapporto alle dimensioni del camerone, e data la presenza di diversi edifici nell'area limitrofa alla verticale del camerone, particolare attenzione dovrà essere posta in fase di scavo e di consolidamento del cavo per limitare gli influssi sulle strutture sovrastanti.
La costruzione del camerone è prevista pertanto mediante la realizzazione, a partire dalla galleria di collegamento con lo scolmatore, di una serie di allarghi di dimesioni limitate e secondo la sequenza riportata negli elaborati grafici strutturali. Tale modalità permetterà sia di limitare gli intervalli tra le operazioni di messa in sicurezza del cavo, sia di contenere i cedimenti grazie alla messa in sicurezza in continuo dello scavo. Per quanto riguarda le metodologie di scavo, viste anche esperienze maturate in contesti simili, si ritiene più efficace e meno invasivo nei confronti del contesto in cui ci si trova a dover operare ricorrere all'uso di microcariche ritardate ricorrendo a particolari accorgimenti che limitino la velocita' di vibrazione rispetto a uno scavo con martellone. Lo scavo dovrà procedere pertanto per spessori limitati contenendo le vibrazioni a velocita' non superiori a 50 mm/s e comunque tali da salvaguardare i manufatti o beni esistenti in prossimita' del cavo. Chiaramente i dettagli di tale metodologia dovranno essere approfonditi nella successiva fase progettuale e soprattutto in fase di realizzazione mediante il monitoraggio in continuo del comportamento del cavo e delle strutture soprastanti.

Per il predimensionamento strutturale dei sostegni di prima fase e del sostegno definitivo del camerone ci si è basati sulla campagna di indagini geognostiche e sui dati riportati nella relazione geomeccanica allegata al presente progetto e a cui si rimanda per i dettagli.

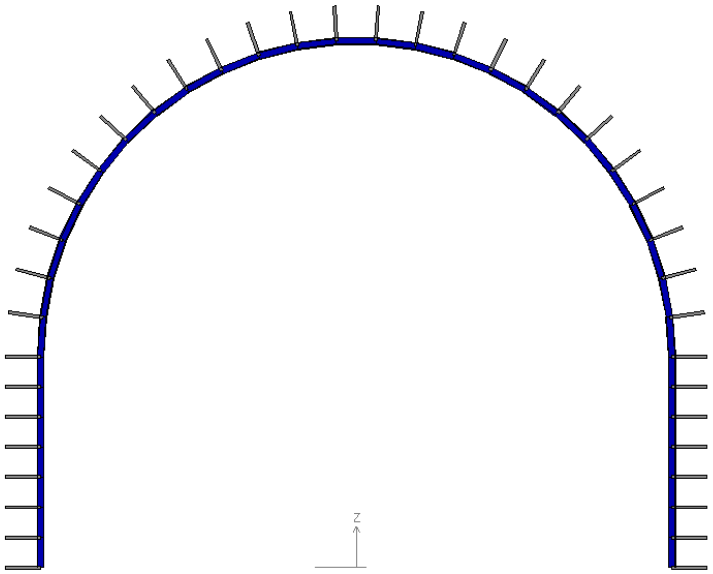
Date le dimensioni del camerone e l'altezza del ricoprimento la situazione in cui ci si trova ad operare è una situazione intermedia tra una situazione di galleria superficiale e di galleria profonda. Vista anche la delicatezza dell'intervento si è deciso pertanto di considerare le forze

agenti sul camerone con la teoria di Terzaghi (allegato 20) per le gallerie superficiali e di trascurare, in questa fase progettuale, gli effetti tridimensionali che la forma dello scavo sicuramente presenta. Tale assunzione è pertanto in favore di sicurezza.

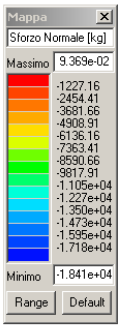
Lo stato tensionale e deformativo è stato calcolato attraverso il metodo a barre e molle. Lo schema statico considerato è quello di un arco isostatico vincolato agli estremi con appoggio-cerniera e al terreno da un sistema di molle che lavora solo a compressione. Il calcolo è stato effettuato utilizzando il software di calcolo Pro-SAP che sfrutta il codice di calcolo ALGOR SUPERSAP (per la parte generale del programma si rimanda a quanto riportato negli allegati alla presente relazione eseguiti con il medesimo software).

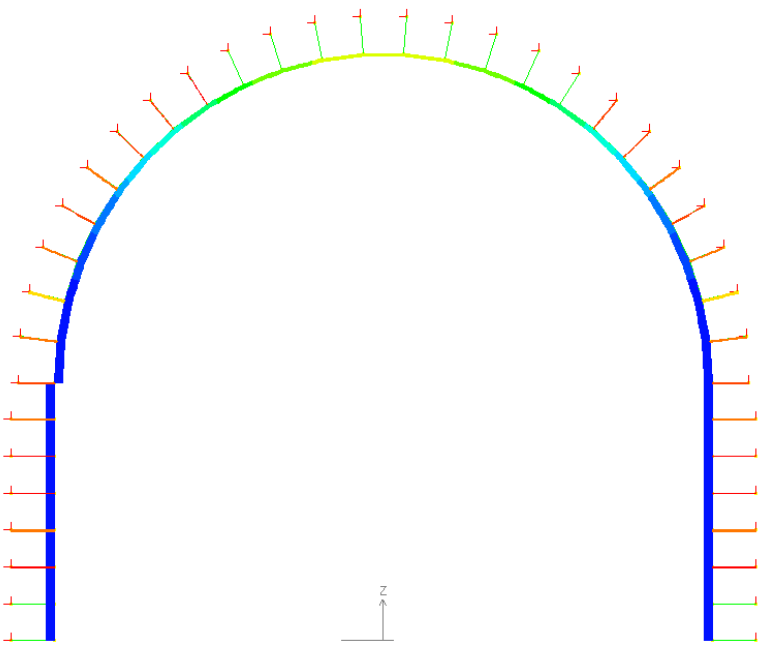
Nella verifica delle strutture di sostegno di prima fase la sezione del camerone è stata schematizzata con elementi trave che descrivono le centine di sostegno, mentre i tiranti in barre di acciaio singole ad elevata resistenza tipo dywidag, pretensionati a 450KN sono stati modellati con delle forze concentrate di valore pari al loro pretensionamento. In questa fase si è trascurata la spinta dell'acqua dovuta alla falda in quanto si ritiene che la stessa venga drenata durante le fasi di scavo (dato il livello della falda e la tipologia dei terreni si ritiene comunque che l'abbattimento delle pressioni neutre non possa comportare degli effetti negativi nei confronti delle strutture soprastanti).
Di seguito vengono riportati i risultati ottenuti con il modello sopra indicato:

Mesh

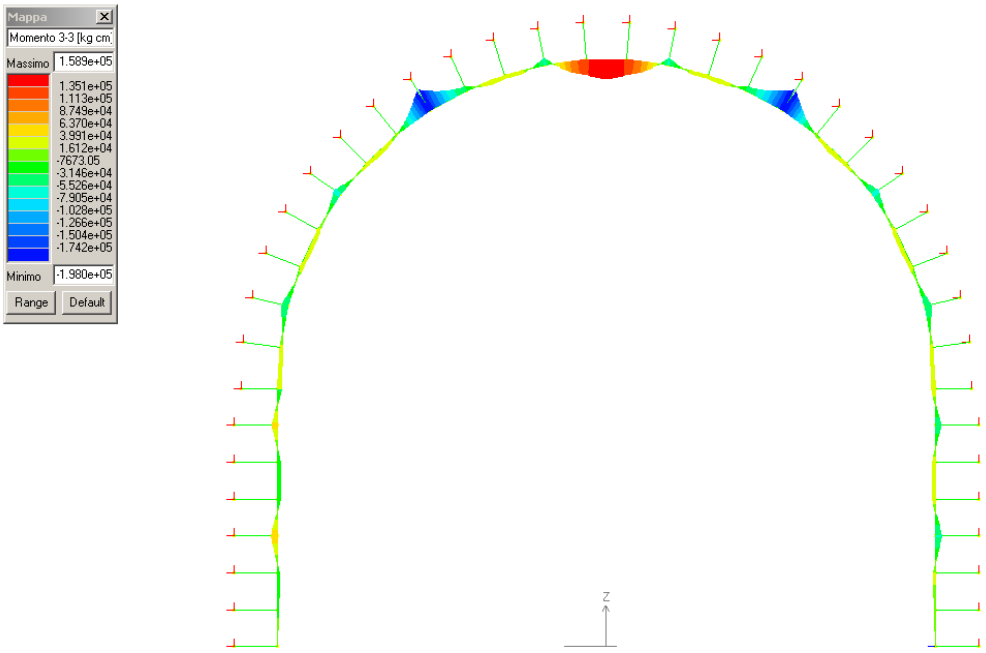


Sforzo normale

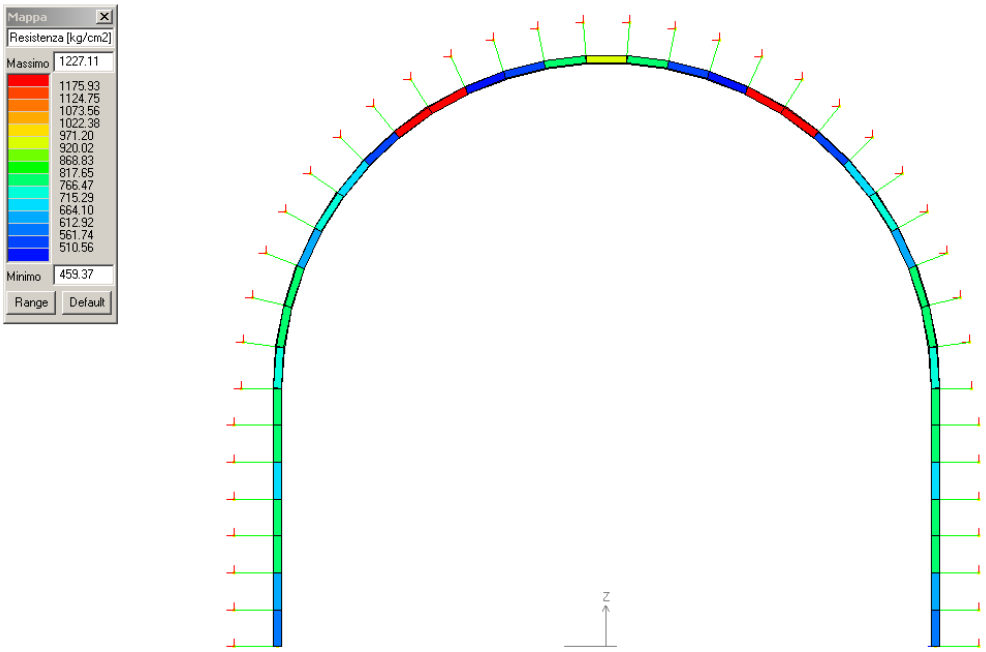




Momento



Tensioni sull'acciaio



La valutazione della stabilità del fronte di scavo è stata effettuata applicando il metodo di Panet (1990), basato sulla valutazione del tasso di deconfinamento elastico λ_e nella zona del fronte.

L'analisi delle deformazioni del cavo della galleria con schemi assialsimmetrici mostra che gli sforzi maggiori si generano lungo la parete dello scavo, e crescono al diminuire della pressione di confinamento, ovvero al crescere della distanza dal fronte. La resistenza massima che la parete può offrire è data dal valore del tasso di deconfinamento in condizioni elastiche λ_e: se il tasso di deconfinamento λ è maggiore di λ_e, si manifestano dei fenomeni di plasticizzazione.

Assumendo per l'ammasso roccioso un comportamento elasto-plastico con criterio di rottura di Mohr-Coulomb, λ_e è dato dalla formula:

$$\lambda_e = \frac{1}{K_P + 1}\left(K_P - 1 + \frac{2}{N}\right)$$

dove:

$K_P = tan^2 (45° + \varphi/2)$

$N = 2\ \sigma_0 / \sigma_c$

$\sigma_c = 2\ c\ cos\ \varphi / (1 + sin\varphi)$

c = coesione dell'ammasso roccioso;

φ = angolo d'attrito dell'ammasso roccioso;

σ_0 = tensione geostatica alla quota dell'asse della galleria;

σ_c = resistenza a compressione monoassiale dell'ammasso roccioso.

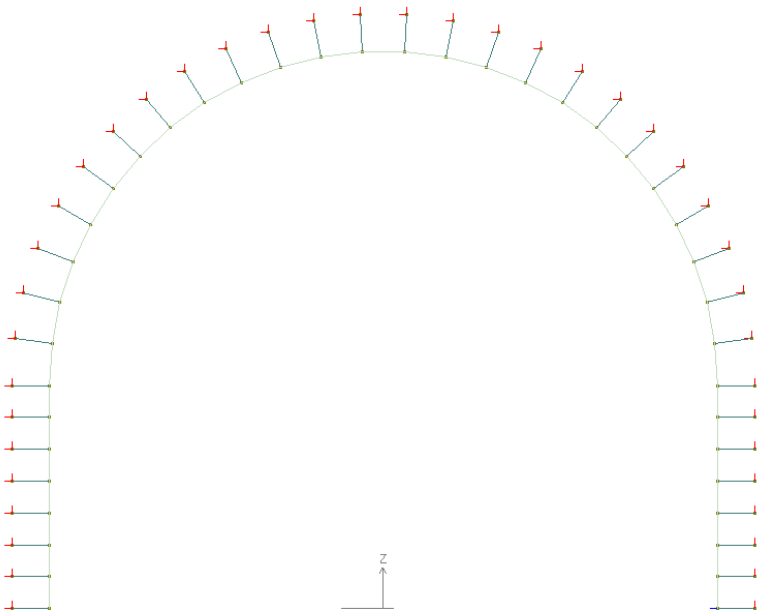
Per definire il grado di stabilità del fronte di scavo, Panet distingue tre situazioni:

- se $0,6 < \lambda_e < 1$ la resistenza massima dell'ammasso viene raggiunta solo a distanza dal fronte di scavo, ma l'estensione della zona plasticizzata è molto limitata; il fronte risulta stabile anche senza interventi;
- se $0,3 < \lambda_e < 0,6$ la resistenza massima dell'ammasso viene raggiunta anche in prossimità del fronte di scavo, e l'estensione della zona plasticizzata aumenta;
- se $\lambda_e < 0,3$ la stabilità del fronte diviene critica, ed è necessario introdurre sistemi di rinforzo al fronte od applicare su di esso una pressione di confinamento.

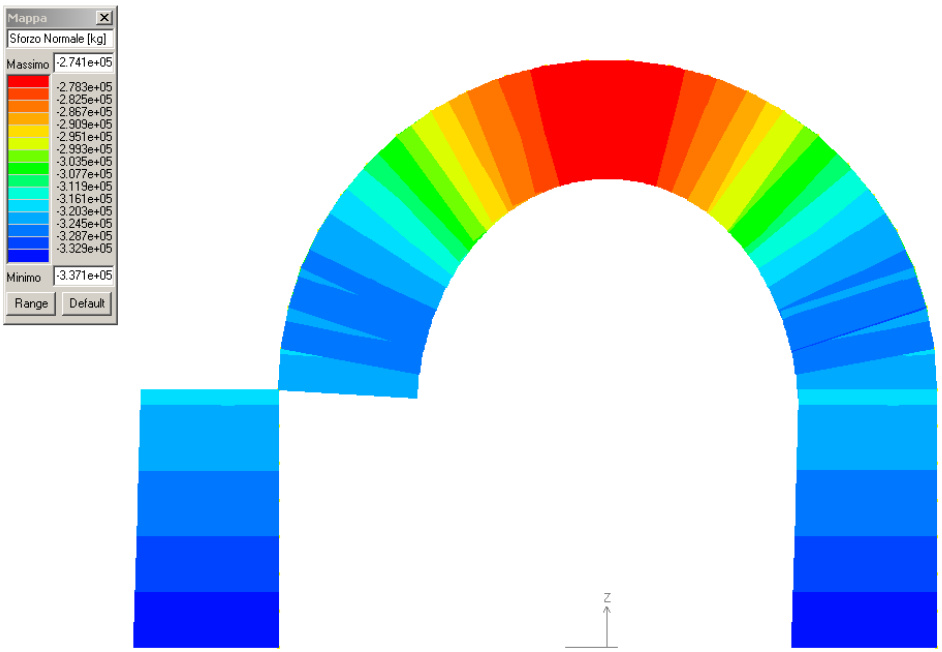
In allegato alla presente relazione (allegato 21) viene riportata la determinazione del tasso di deconfinamento in condizioni elastiche λ_e da cui si può notare la sostanziale stabilità del fronte di scavo anche in assenza di sistemi di rinforzo al fronte.

Nella verifica del rivestimento finale del camerone, lo stesso è stato schematizzato con elementi trave che descrivono il rivestimento in calcestruzzo e si è considerata la spinta idorstatica dovuta alla falda che in condizioni di esercizio non risulta essere drenata.
Di seguito vengono riportati i risultati ottenuti con il modello sopra indicato:

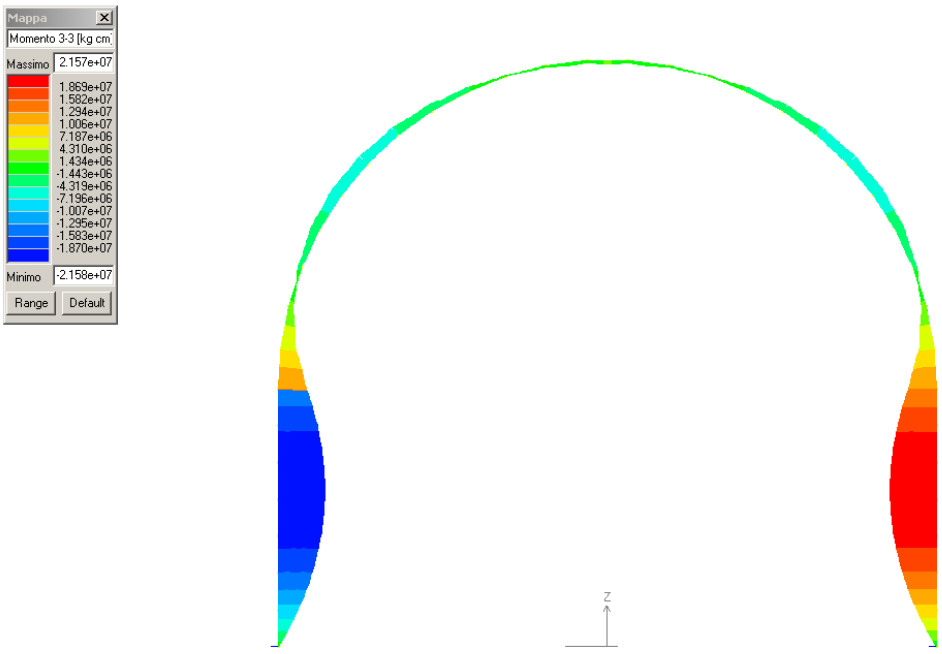
Mesh



Sforzo normale



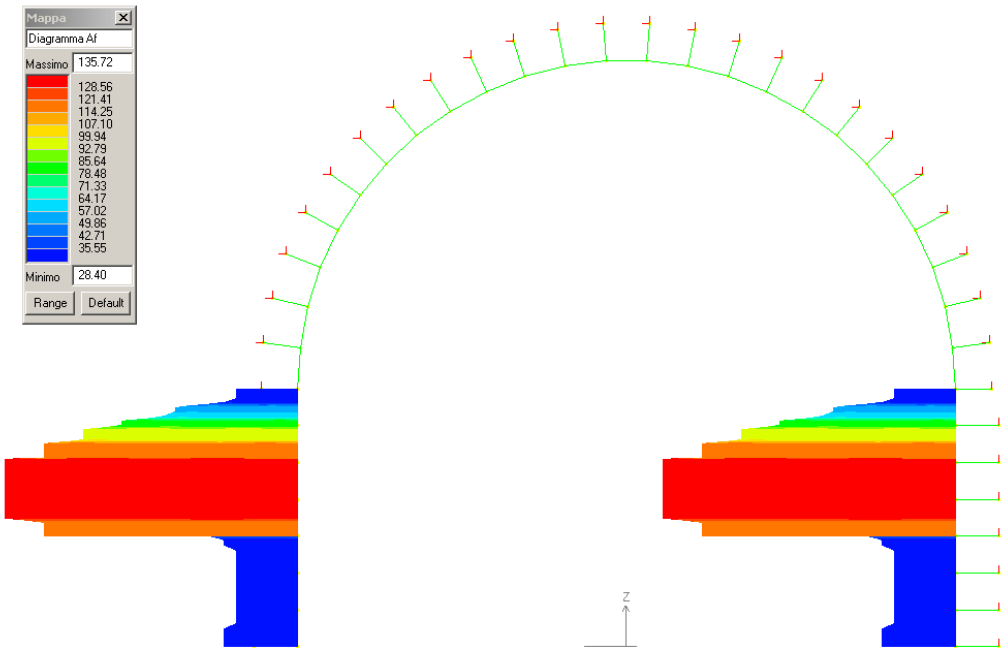
Momento



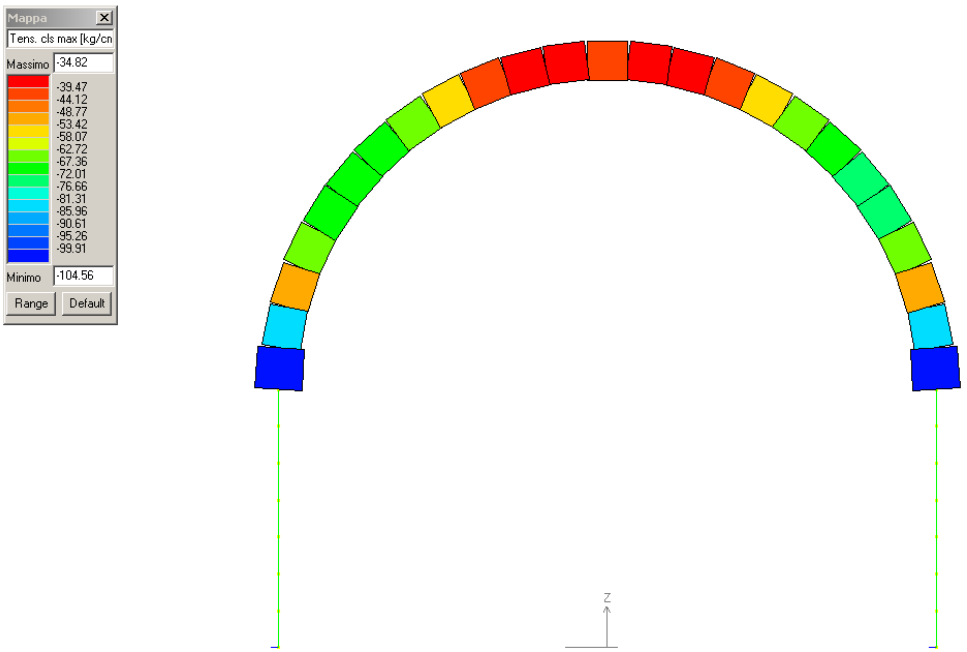
Area armatura calotta



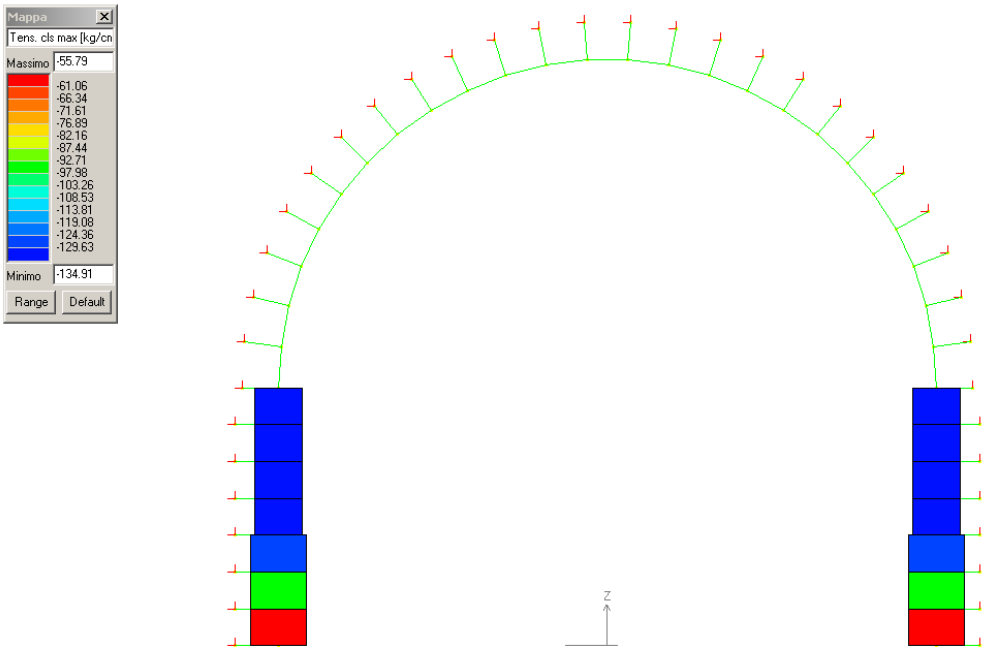
Area di armatura piedritti



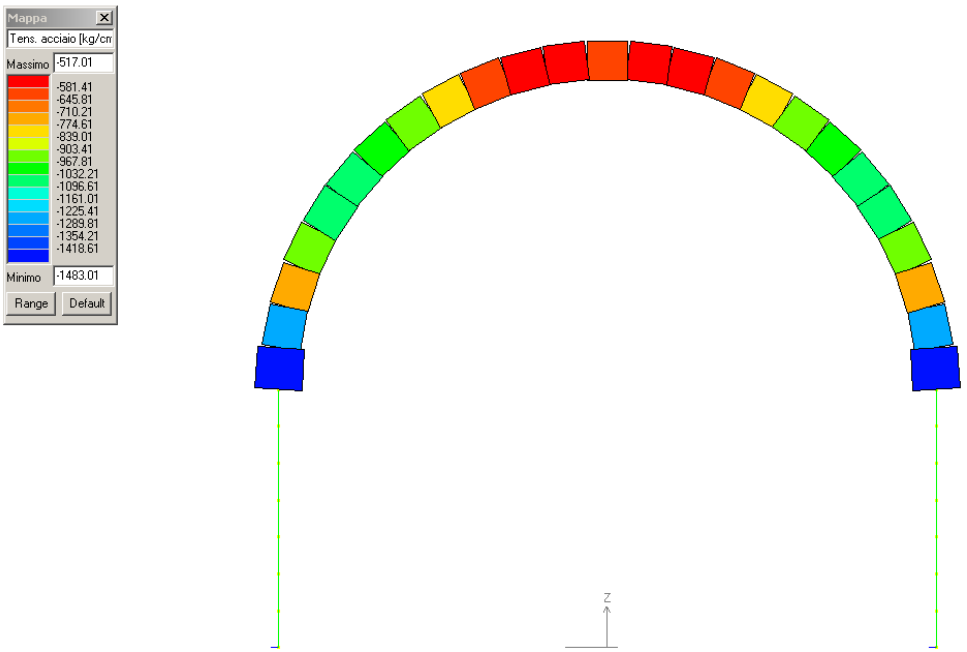
Tensione cls calotta



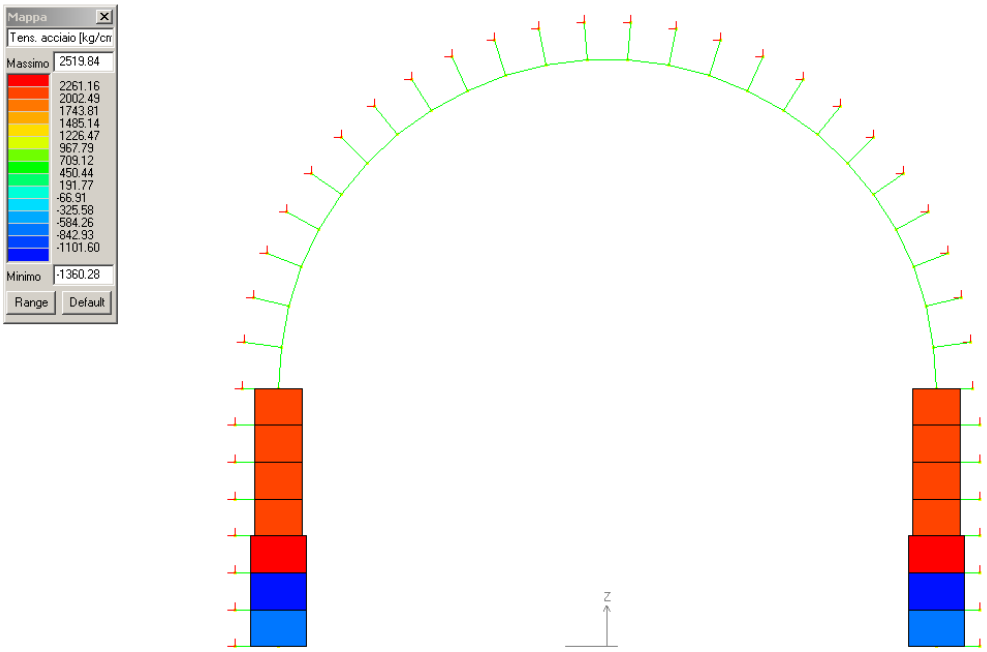
Tensione cls piedritti



Tensione acciaio calotta



Tensione acciaio piedritti



4.3 Opera di Presa Rio Noce

4.3.1 Introduzione

Colloqui con i tecnici del Comune di Genova hanno confermato che il punto migliore per la derivazione delle portate del Rio Noce rimane quello in corrispondenza del pozzo Carena. Tale soluzione si sposa con il progetto del by pass che termina appunto nel pozzo.

L'opera di derivazione è stata verificata sia per la portata di progetto (Q_p= 23 m^3/s) che per la portata pari a 16 m^3/s. La tipologia del manufatto di derivazione è analoga a quelle precedentemente descritte.

L'opera di presa in progetto, come già illustrato, era stata pensata in modo che la quasi totalità della portata di progetto defluisse nel canale di alimentazione del pozzo a vortice.
Nella fase preliminare di progettazione era stato previsto infatti che la portata ordinaria, assunta pari a circa 0.300 m³/s, sarebbe defluita a valle dell'opera di presa attraverso una luce di fondo opportunamente dimensionata mediante una sagomatura del fondo dello scatolare in progetto. Quando la portata Qi (=0.100 m/s) fosse superata, l'eccesso di portata sarebbe stato convogliato nel canale di alimentazione del pozzo a vortice. La portata transitata attraverso la luce di fondo veniva quindi convogliata in una tubazione di diametro pari a □500 mm, fino a ricondursi, a valle del manufatto di presa, nel canale esistente e opportunamente ricollocato all'interno del pozzo Carena.
Durante successivi incontri, il Comune di Genova ha chiesto invece che l'opera di captazione in progetto non sia dotata della luce di fondo per la derivazione della portata ordinaria in quanto tale portata sarà recapitata nell'alveo esistente a monte dell'opera in oggetto.
Inoltre è stato deciso che il tratto di canale di imbocco al vortice, fino all'ingresso del pozzo Carena sarà realizzato insieme con le opere di by pass previste nel progetto sopra citato, e quindi rientrerà in tale appalto.
Lo scatolare in progetto, realizzato sulla traccia del microtunnel previsto in altra progettazione, ha dimensioni pari a 2.20 x 4.63 m. La sezione di tale scatolare permette il convogliamento della portata massima di progetto garantendo un franco idraulico di 1 m. Il primo tratto di tale scatolare, che si estende per 15 m,

sarà a forte pendenza (pendenza pari a 0.015), mentre il secondo tratto, di lunghezza pari a 20 m, e che costituisce il canale di imbocco al vortice, avrà una debole pendenza pari a 0.0027.

Il manufatto ubicato all'interno del pozzo Carena sarà coperto mediante una soletta in c.a, il cui intradosso è posto alla quota 35.40 m s.l.m.. Tale copertura è dotata di un chiusino per permettere l'accesso nel canale di persone.
Al fine di evitare cadute dall'alto la copertura sarà dotata di parapetto metallico.

Il pozzo a vortice, di diametro interno pari a 3.4 m, è ubicato in sinistra idraulica e scarica in una camera di fondo a valle della quale parte la galleria di collegamento con la galleria principale. Il pozzo permetterà alla corrente derivata di superare un dislivello di 15 m circa.
L'imbocco al pozzo sarà rivestito con una piastra in acciaio inox, mentre le pareti del pozzo saranno realizzate in c.a. autocompattante.
Il pozzo a vortice e il pozzo di acceso verranno realizzati, previo consolidamento con micropali, scavando a sezione piena e posando delle centine metalliche. In seguito le centine verranno ricoperte con una rete elettrosaldata e con spritz beton, a cui seguirà il getto del rivestimento defintivo.

Camera di dissipazione

La geometria della camera di sbocco delle acque provenienti dal pozzo è stata pensata in modo tale che si formi al suo interno un cuscino d'acqua che permetta la dissipazione dell'energia della corrente in caduta dal pozzo, prima che questa entri nella galleria di collegamento allo scolmatore in progetto. Come già illustrato al cap. 0, tale camera è stata progettata di lunghezza almeno pari a 4 volte il diametro del pozzo (Hager, 1985) e di forma pseudo-circolare, al fine di una sua più facile realizzazione; il diametro di tale camera è stato dimensionato in modo tale che la distanza tra il cielo della camera e il fondo della galleria di collegamento all'imbocco risultasse almeno pari a circa 2 volte il diametro del pozzo ((Hager, 1985). Si è quindi previsto di realizzare un gradino che permettesse di creare un cuscino d'acqua di una profondità almeno pari a 0.1 volte la profondità di caduta della corrente (2.5 m).
La camera di fondo ha assunto quindi inizialmente una forma circolare di diametro pari 8.5 m e di lunghezza pari a 15 m.

Tale sezione adottata per la camera di sbocco delle acque è stata verificata con l'impiego del modello fisico.

Per esigenze idrauliche emerse dopo la realizzazione delle prove sul modello fisico, e per ragioni realizzative si è variata la geometria della camera di dissipazione rispetto a quella definita nella prima fase del progetto definitivo; la sezione della camera è divenuta policentrica, con un diametro maggiore e pari a 12.00 m; la lunghezza effettiva della camera è rimasta invariata.

Infatti al fine di permettere l'accesso alla camera da parte degli addetti alla manutenzione si è deciso di ricavare sul cielo della camera un camminamento; per tale ragione il diametro della camera è divenuto 12.00 m, garantendo così un franco idraulico almeno pari a 2 metri rispetto il camminamento.

Il pavimento del camminamento è stato rivestito con resina antiscivolo.

Sul pavimento di tale passerella è stato posizionato un grigliato in acciaio antisdrucciolo di dimensioni 2.0x1.0 m che permette il passaggio dell'aria trascinata dalla corrente in caduta nel pozzo.

Mediante il sistema di scale descritto al par. 0 è così possibile raggiungere il piano posto alla quota di imbocco della galleria di collegamento.

Tale piano, di lunghezza pari a 5.0 m sarà ottenuto mediante riempimento con calcestruzzo di secondo getto.

Le parti più sollecitate dalla corrente, quali l'imbocco della galleria e ed il gradino che permette la formazione del cuscino d'acqua, saranno rivestiti con piastre e angolari in acciaio inox.

Per consentire l'accesso al fondo della camera di dissipazione è stata collocata una scaletta a pioli in acciaio inox.

Cameretta con scale di accesso

L'accesso alla scala di servizio avverrà attraverso una cameretta interrata, posta in parte sul marciapiede di corso Europa, di dimensioni interne 4.7 m x 5.0 m x 2.0 m.

La scavo di tale camera sarà realizzato dal piano stradale, previo consolidamento delle pareti dello scavo.

La cameretta sarà dotata di chiusino circolare in ghisa e scaletta alla marinara.

Sul cielo della cameretta è stato realizzato un camino di dimensioni planimetriche interne 1.50x0.40 m e altezza pari a 2.0 m. In sommità a tale struttura è prevista una griglia che permetterà il transito di aria dalla camera dissipazione e

all’imbocco della galleria di collegamento dell’opera di presa alla galleria principale.

All’interno della camera sarà posizionato il quadro elettrico.

La cameretta sarà infine dotata di una botola di dimensioni netta 3x3 m, con chiusini modulari posta al di sopra della scala, che permetterà le eventuali operazioni di manutenzione della scala (vedi tavola PD DS 610).

Il manufatto sarà dotato di scale di accesso al pozzo che partono dalla cameretta di accesso e terminano sulla soletta ricavata sul cielo della camera di dissipazione delle acque; per la descrizione delle scale di accesso si rimanda al par. 0.

Nel caso del rio Noce le scale partono da quota 46.58 m s.l.m. ed arrivano alla soletta della camera di dissipazione posta a quota 23.00 m s.l.m..

4.3.2 Pozzo a Vortice Rio Noce

Si tratta della realizzazione di un pozzo circolare di h=5m e diametro di 3.80m in Cls Rck 40 con pareti di spessore 30cm per il convoglio dell'acque presenti nella chicciola dell'opera di presa verso il camerone. Le armature necessarie sono quelle minime previste dalla normativa.
Per la realizzazione dell'opera è prevista una serie di fasi di seguito elencate:

- realizzazione di una corona di micropali armati con un tubo Φ139.7x10;
- scavo per fasi successive tra la posa di una centina e l'altra;
- posa delle centine di sostegno, della rete elettrosaldata e getto di uno strato di spritz beton di consolidamento;
- posa in opera del sistema di impermeabilizzazione e getto del rivestimento finale.

Per ulteriori dettagli circa le caratteristiche della struttura si rimanda agli elaborati grafici di progetto.

Per la definizione delle condizioni di carico di progetto si sono considerati :

- Carichi permanenti:
  Spinta del Terreno (γ=1900daN/m^3 h =19.00m φ = 31° K_0=0,48)
- Carichi permanenti:
  Spinta del Terreno (γ=2500daN/m^3 h =6.00m φ = 45° K_0=0,29)

Per la verifica strutturale si rimanda all'Allegato 22. I calcoli sono stati svolti con il software Pro-SAP che utilizza come programma di calcolo ALGOR-SUPERSAP.
Sono state prese in considerazione le situazioni più sfavorevoli, condizione questa a favore di sicurezza.
La struttura analizzata presenta lo stesso diametro del pozzo a vortice del Rio Noce ed una altezza e e dei carichi maggiori,condizione a favore di sicurezza.

4.3.3 Scale d'Accesso Rio Noce

Si tratta della realizzazzione di un pozzo circolare di h=21m e diametro di 2.80m in Cls Rck 40 con pareti di spessore 20cm. La struttura presenta al centro una scala chicciola per l'accesso al camerone.

Per la realizzazione dell'opera è prevista una serie di fasi di seguito elencate:

- realizzazione di una corona di micropali armati con un tubo Φ139.7x10;
- scavo per fasi successive tra la posa di una centina e l'altra;
- posa delle centine di sostegno, della rete elettrosaldata e getto di uno strato di spritz beton di consolidamento;
- posa in opera del sistema di impermeabilizzazione e getto del rivestimento finale.

Per ulteriori dettagli circa le caratteristiche della struttura si rimanda agli elaborati grafici di progetto.

Per la definizione delle condizioni di carico di progetto si sono considerati :

- Carichi permanenti:

  Spinta del Terreno 1900daN/m^3 h =19.00m φ = 31°

- Carichi permanenti:

  Spinta del Terreno 2500daN/m^3 h =6.00m φ = 45°

Per la verifica strutturale si rimanda all'Allegato 22. I calcoli sono stati svolti con il software Pro-SAP che utilizza come programma di calcolo ALGOR-SUPERSAP.

Sono state prese in considerazione le situazioni più sfavorevoli, condizione questa a favore di sicurezza.

La struttura analizzata presenta una altezza e dei carichi corrispondenti al pozzo di accesso del Rio Noce ed un diametro maggiore,condizione a favore di sicurezza.

4.3.4 Cameretta con Scale d'Accesso Rio Noce

4.3.4.1 Opere provvisionali relative alla cameretta con Scale d'Accesso Rio Noce

Si è prevista la realizzazione di una paratia tirantata durante le fasi costruttive della cameretta con scale d'ispezione in progetto, per ottenere un sostegno di adeguata rigidezza a monte dello sbancamento.

In questo paragrafo viene analizzata una sezione tipo dell'opera provvisionale utilizzata per il sostegno degli scavi.

La paratia tirantata a sostegno della cameretta sarà realizzata con:

- micropali verticali ϕ 200 (L= 8.0 m, interasse 0.33 m) armati con tubi ϕ 139.7x10.0 di acciaio Fe 510;
- cordolo di sommità in c.a.;
- tiranti di tipo provvisorio in doppia fila;
- traversi costituiti con profili HEA 180 in acciaio Fe 430.

Per ulteriori dettagli circa le caratteristiche dell'opera provvisionale in oggetto si rimanda agli elaborati grafici progettuali.

La scelta circa il tipo di intervento da realizzare è stata effettuata con l'obiettivo di minimizzare gli spostamenti a tergo dello scavo.

In allegato alla presente relazione vengono riportati i tabulati di calcolo della paratia tirantata (allegato 23) effettuati avvalendosi del software CDB della STS di Bologna. Le verifiche dei micropali e dei tiranti vengono riportate, di seguito, in questo paragrafo.Si precisa come tali analisi siano state effettuate considerando una striscia di paratia larga 1m.

Per quanto riguarda le caratteristiche geotecniche del terreno ci si è basati sui dati ricavati dalle indagini in sito ed in laboratorio (per i dettagli si rimanda alla relazione geotecnica).

In particolare si sono considerati:

- Per il terreno breccia di faglia e materiale di copertura (p.c.-18 m):
  - γ= 1900 daN/m^3;
  - c=16kPa;
  - ϕ= 31°;
  - E= 30 MPa.
- Per il terreno flysch di M.te Antola:

- γ= 2500 daN/m^3;
- c=0,2 MPa;
- ϕ= 45°;
- E= 1000 MPa.

Per i dettagli circa la stratigrafia considerata nella sezione, in cui è effettuata l'analisi, sono riportati nei tabulati di calcolo allegati alla presente relazione.
Nel calcolo, oltre alla spinta del terreno, si è considerato il sovraccarico esterno rappresentato dai carichi accidentali equivalenti ai carichi di un ponte di 1° categoria per considerare il transito di automezzi al livello del piano campagna.

Verifica micropali

Visto il momento massimo agente nelle varie fasi costruttive dell'opera, pari a M = 1545 daNm/m, si ha sull'armatura dei pali (tubo Φ139.7 x 10.0 in acciaio Fe 510) il seguente valore di tensione:

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{154500}{3 \cdot 123.39} \cong 420 daN / cm^2$$

Verifica traversi della fila inferiore di tiranti

Supponendo in favore di sicurezza i traversi di collegamento dei tiranti (costituiti da due profili HEA 180), come trave semplicemente appoggiata si ha:

q = 9'395 daN/m;

M = 1/8 x 9'395 x 2.0^2 = 4'700 daNm

$$\sigma = \frac{470000}{2 \cdot 294} \cong 800 daN / cm^2$$

Tiranti della fila inferiore

La forza limite nei tiranti è calcolata con la formula di Schneebeli: $N_u = \pi * D * l * K * \gamma * (t + h)$

in cui:

- D è il diametro dell'ancoraggio 0.15 m;
- l è la lunghezza dell'ancoraggio 5.0 m;
- K è un coefficiente che per ϕ=30° (valore cautelativo) è assunto pari a 5.5;
- γ è il peso specifico del terreno assunto pari a 1900 daN/m^3;
- t è l'altezza della colonna di terreno mediamente gravante sull'ancoraggio;

- h è lo spessore di terreno al disopra della quota 0.00 assunta nello schema di calcolo.

$N_u = \pi * 0.15 * 5 * 5.5 * 1900 * 4.8 = 118'125$ daN

$N_{max\ tir} \approx 18'785$ daN

Coefficiente di sicurezza: c=118'125/18'785= 6.2

Il calcolo di queste portate è solo indicativo per individuare le lunghezze da assumere per i tiranti di prova.

Verifica traversi della fila superiore di tiranti

Supponendo in favore di sicurezza i traversi di collegamento dei tiranti (costituiti da due profili HEA 180), come trave semplicemente appoggiata si ha:

q = 7'600 daN/m;

M = 1/8 x 7'600 x 2.0^2 = 3'800 daNm

$$\sigma = \frac{380000}{2 \cdot 294} \cong 650 daN / cm^2$$

Tiranti della fila inferiore

La forza limite nei tiranti è calcolata con la formula di Schneebeli: $N_u = \pi * D * l * K * \gamma * (t + h)$

in cui:

- D è il diametro dell'ancoraggio 0.15 m;
- l è la lunghezza dell'ancoraggio 5.0 m;
- K è un coefficiente che per ϕ=30° (valore cautelativo) è assunto pari a 5.5;
- γ è il peso specifico del terreno assunto pari a 1900 daN/m^3;
- t è l'altezza della colonna di terreno mediamente gravante sull'ancoraggio;
- h è lo spessore di terreno al disopra della quota 0.00 assunta nello schema di calcolo.

$N_u = \pi * 0.15 * 5 * 5.5 * 1900 * 3.7 = 91'055$ daN

$N_{max\ tir} \approx 15'195$ daN

Coefficiente di sicurezza: c=91'055/15'195= 5.9

Il calcolo di queste portate è solo indicativo per individuare le lunghezze da assumere per i tiranti di prova.

4.3.4.2 Opere definitive relative alla cameretta con Scale d'Accesso Rio Noce

Si tratta della ralizzazione di una cameretta a base quadrata con ingresso in Cls 40 Rck con pareti da 30cm (h=3,00m) e solaio da 50cm.
Si è considerato il carico di un ponte di I categoria sull'intero solaio.
Gli elementi di fondazione di spessore 60cm si considerano poggianti su suolo elastico alla Winkler e costituito da molle aventi $K_w = 5$ daN/cm^3 .

Per ulteriori dettagli circa le caratteristiche della struttura si rimanda agli elaborati grafici di progetto.

Per la definizione delle condizioni di carico di progetto si sono considerati :

- Carichi accidentali:
  (carico di un camion da 60t x coefficente dinamico) = 14000 daN
  o
  Carico di un camion 3t/m
- Carichi accidentali:
  Spinta attiva sulle pareti di un carico distribuito di un camion da 30t
- Carichi permanenti:
  (grigliato) = 100 daN/m^2
- Carichi permanenti:
  Spinta del Terreno (γ=1900daN/m^3 h =4.00m φ = 31° K_0=0,48)
- Carichi permanenti:
  Carico del Terreno 1900daN/m^3 h =1,00m

Per la verifica strutturale si rimanda all'Allegato 11 dove la struttura è stata calcolata attraverso l'utilizzo del software Pro-SAP che si avvale del programma di calcolo AGOR SUPERSAP.
In tutti i casi si sono considerate le situzioni più sfavorevoli,condizione questa a favore di sicurezza.

4.3.5 Opera di Presa Rio Noce

Si tratta della realizzazione di un camerone a forma di chiocciola per consentire un corretto ingresso delle acque nel pozzo a vortice. Si prevede di utilizzare un Cls Rck 40 per la struttura, pareti di spessore 50cm (h=5m), solaio da 35cm. Per l'ispezione del camerone è stato previsto sul solaio un foro 3x3 m con grigliato. La struttura è stata inserita sul fondo del Pozzo Carena già esistente ed è stato considerato il carico di un mezzo di 4t per la manutenzione.

Per ulteriori dettagli circa le caratteristiche della struttura si rimanda agli elaborati grafici di progetto.

Per la definizione delle condizioni di carico di progetto si sono considerati :

- Carichi accidentali:
  (carico di un camion su una ruota da 4t) = 1000daN
- Carichi accidentali:
  200 daN/mq
- Carichi permanenti:
  (grigliato) = 100 daN/m^2
- Carichi permanenti:
  (impermeabilizzazione) = 300 daN/m^2

Per la verifica strutturale si rimanda all'Allegato 24 dove la struttura è stata calcolata attraverso l'utilizzo del software Pro-SAP che si avvale del programma di calcolo AGOR SUPERSAP. In tutti i casi si sono considerate le situzioni più sfavorevoli,condizione questa a favore di sicurezza.

4.3.6 Pozzo a vortice e scale di accesso al camerone di dissipazione del Rio Noce

Trattasi di due pozzi circolari aventi le seguenti caratteristiche:

- pozzo a vortice avente diametro netto interno di 3,4m e realizzato tra le quote 30,62m e 25,2m;

- pozzo per la realizzazione delle scale di ispezione avente diametro netto interno di 2,5m e realizzato tra le quote 46,58m e 25,2m.

Data la situazione geomeccanica che non garantisce la stabilità dello scavo con attrezzature tipo Raise Borer, se non affronte di estesi interventi di preconsolidamento della roccia, si è optato per la realizzazione di questi pozzi seguendo le seguenti fasi:

- realizzazione di una corona di micropali armati con un tubo Φ139.7x10;
- scavo per fasi successive tra la posa di una centina e l'altra;
- posa delle centine di sostegno, della rete elettrosaldata e getto di uno strato di spritz beton di consolidamento;
- getto del rivestimento finale.

Per il predimensionamento si è analizzato il caso di un pozzo avente profondità pari a 25m e diametro pari a 3,4m estrapolando i risultati per i due tratti di pozzo oggetto di studio.

Per quanto riguarda i dettagli circa le caratteristiche geotecniche dei terreni si rimanda alla relazione geologica e geotecnica, mentre per quanto riguarda le caratteristiche geometriche dei pozzi si rimanda agli elaborati grafici di progetto.

Per quanto concerne la spinta laterale del terreno sulle pareti del pozzo si è considerato, in favore di sicurezza, che il terreno si trovi in condizioni di spinta a riposo. In allegato 25 è riportato l'andamento della spinta laterale in funzione della profondità e determinata, considerando in favore di sicurezza, un terreno avente per tutta la profondità le medesime caratteristiche dello strato di terreno superficiale.

In ragione delle spinte massime si prevede di utilizzare, come armatura di prima fase, delle centine composte da 2IPN140 con il seguente passo:

- 1,5m fino a –12m dal p.c. ;
- 1m da –12m a –20m ;
- 0,75m da –20 a –25.

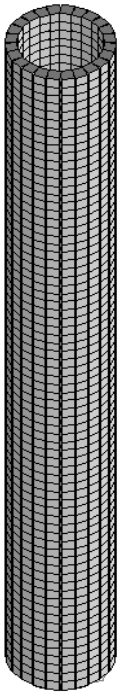
Il dimensionamento dei micropali è stato effettuato considerandoli come una trave di lunghezza fittizia, secondo quanto indicato negli allegati 26-27-28.

Per quanto riguarda il dimensionamento delle sollecitazioni sulle centine e del rivestimento finale ci si è avvalsi del software di calcolo Pro-SAP, che sfrutta il codice di calcolo ALGOR SUPERSAP (per la parte generale del programma si rimanda a quanto riportato negli allegati alla presente relazione eseguiti con il medesimo software).

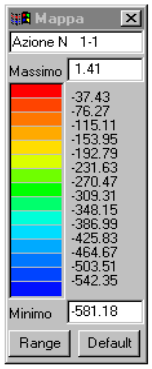
Si è realizzata una modellazione tridimensionale agli elementi finiti schematizzando le varie parti della struttura, con degli elementi tipo SHELL, aventi uno spessore di 20cm e analizzando un pozzo di diametro netto interno pari a 2,7 e profondo 37m.

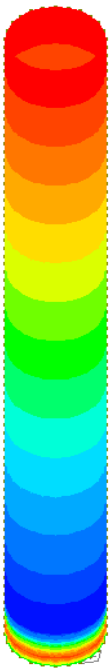
Di seguito si riporta per facilità di comprensione la mesh e le sollecitazioni agenti sulla struttura in formato grafico anziché numerico.

Mesh

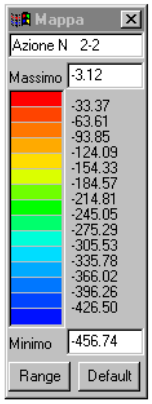


Sforzo normale 1-1





Sforzo normale 2-2





In ragione dei valori di sollecitazione agenti sulle pareti del pozzo, di seguito viene riportato il calcolo delle tensioni agenti sulle centine alle varie profondità e dovuto alla sforzo normale:

- da 0 a –12m: (21000 x 1.5) / (2 x 18,3) = 860 Kg/cm^2
- da -12 a –20m: (36000 x 1) / (2 x 18,3) = 1000 Kg/cm^2
- da -20 a –25m: (45000 x 0.75) / (2 x 18,3) = 922 Kg/cm^2

4.3.7 Camerone di dissipazione Rio Noce

Trattasi di un camerone di forma policentrica ed avente approssimativamente un diametro netto interno di circa 12m e una lunghezza di 22,5m la cui calotta è posta a circa 23m al di sotto del piano campagna.

Data la non elevata copertura presente, in rapporto alle dimensioni del camerone, e data la presenza di edifici nell'area limitrofa alla verticale del camerone, particolare attenzione dovrà essere posta in fase di scavo e di consolidamento del cavo per limitare gli influssi sulle strutture sovrastanti.

La costruzione del camerone è prevista pertanto mediante la realizzazione, a partire dalla galleria di collegamento con lo scolmatore, di una serie di allarghi di dimesioni limitate e secondo la sequenza riportata negli elaborati grafici strutturali. Tale modalità permetterà sia di limitare gli intervalli tra le operazioni di messa in sicurezza del cavo, sia di contenere i cedimenti grazie alla messa in sicurezza in continuo dello scavo. Per quanto riguarda le metodologie di scavo, viste anche esperienze maturate in contesti simili, si ritiene più efficace e meno invasivo nei confronti del contesto in cui ci si trova a dover operare ricorrere all'uso di microcariche ritardate ricorrendo a particolari accorgimenti che limitino la velocita' di vibrazione rispetto a uno scavo con martellone. Lo scavo dovrà procedere pertanto per spessori limitati contenendo le vibrazioni a velocita' non superiori a 50 mm/s e comunque tali da salvaguardare i manufatti o beni esistenti in prossimita' del cavo. Chiaramente i dettagli di tale metodologia dovranno essere approfonditi nella successiva fase progettuale e soprattutto in fase di realizzazione mediante il monitoraggio in continuo del comportamento del cavo e delle strutture soprastanti.

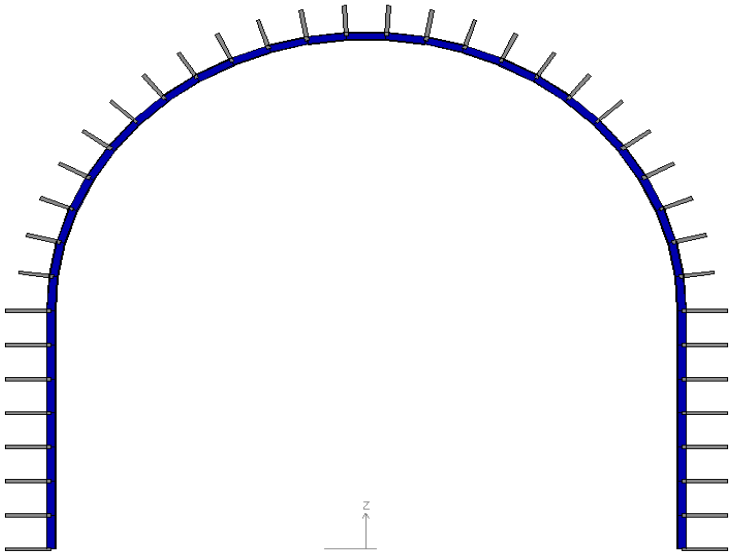
Per il predimensionamento strutturale dei sostegni di prima fase e del sostegno definitivo del camerone ci si è basati sulla campagna di indagini geognostiche e sui dati riportati nella relazione geomeccanica allegata al presente progetto e a cui si rimanda per i dettagli.

Date le dimensioni del camerone e l'altezza del ricoprimento la situazione in cui ci si trova ad operare è una situazione intermedia tra una situazione di galleria superficiale e di galleria profonda. Vista anche la delicatezza dell'intervento si è deciso pertanto di considerare le forze agenti sul camerone con la teoria di Terzaghi (allegato 29) per le gallerie superficiali e di trascurare, in questa fase progettuale, gli effetti tridimensionali che la forma dello scavo sicuramente presenta. Tale assunzione è pertanto in favore di sicurezza.

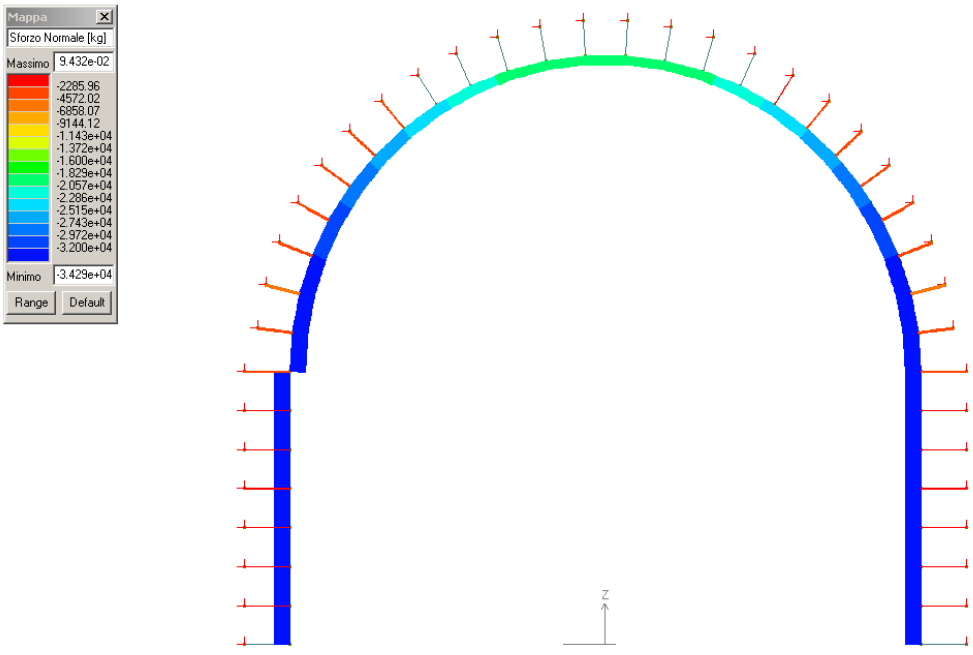
Lo stato tensionale e deformativo è stato calcolato attraverso il metodo a barre e molle. Lo schema statico considerato è quello di un arco isostatico vincolato agli estremi con appoggio-cerniera e al terreno da un sistema di molle che lavora solo a compressione. Il calcolo è stato effettuato utilizzando il software di calcolo Pro-SAP che sfrutta il codice di calcolo ALGOR SUPERSAP (per la parte generale del programma si rimanda a quanto riportato negli allegati alla presente relazione eseguiti con il medesimo software).

Nella verifica delle strutture di sostegno di prima fase la sezione del camerone è stata schematizzata con elementi trave che descrivono le centine di sostegno, mentre i tiranti in barre di acciaio singole ad elevata resistenza tipo dywidag, pretensionati a 450KN sono stati modellati con delle forze concentrate di valore pari al loro pretensionamento. In questa fase si è trascurata la spinta dell'acqua dovuta alla falda in quanto si ritiene che la stessa venga drenata durante le fasi di scavo (dato il livello della falda e la tipologia dei terreni si ritiene comunque che l'abbattimento delle pressioni neutre non possa comportare degli effetti negativi nei confronti delle strutture soprastanti).
Di seguito vengono riportati i risultati ottenuti con il modello sopra indicato:

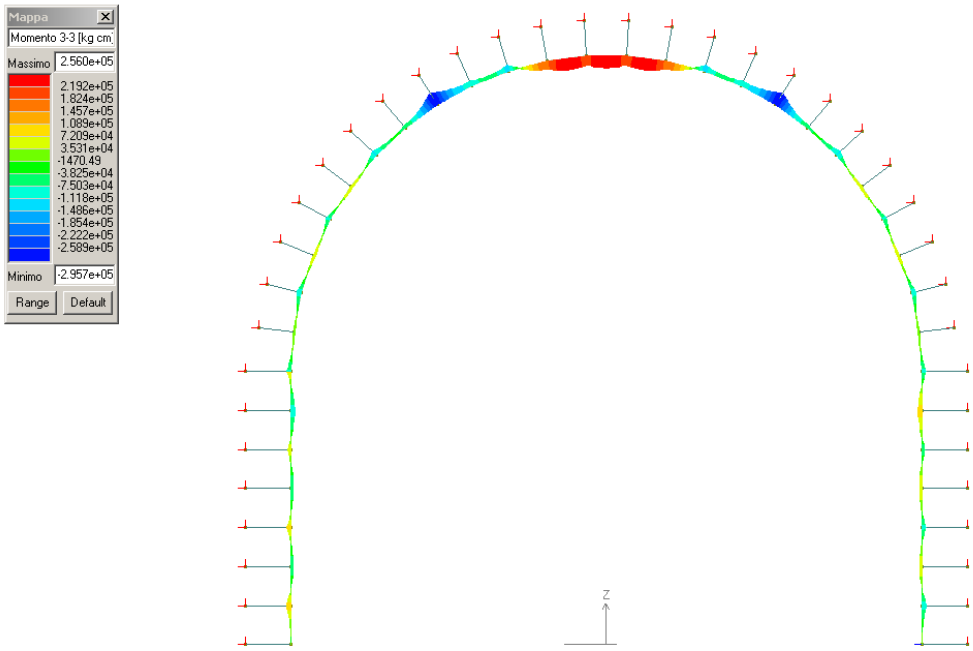
Mesh



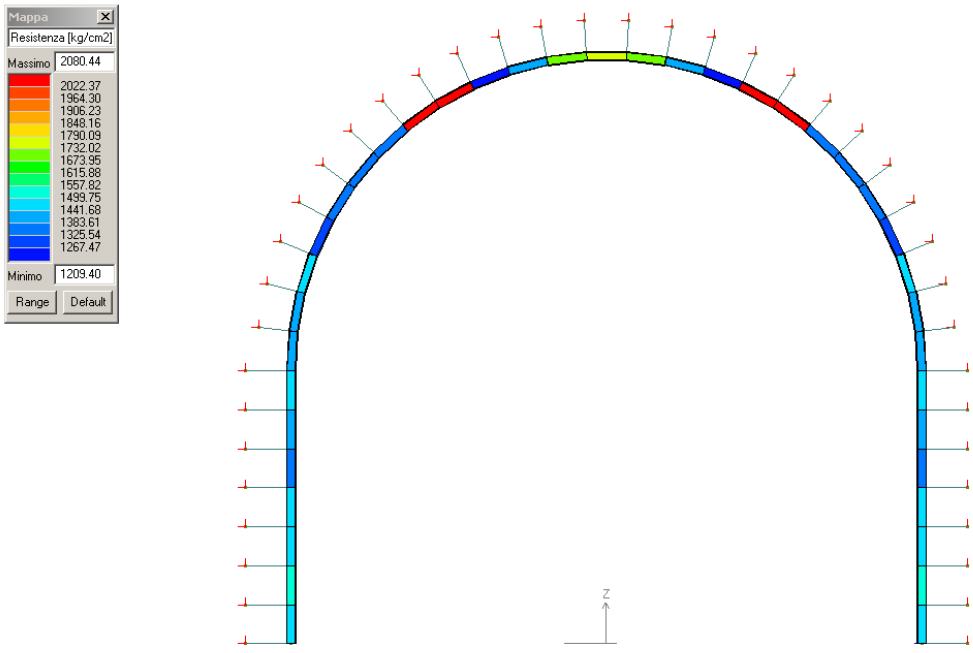
Sforzo normale



Momento



Tensioni sull'acciaio



La valutazione della stabilità del fronte di scavo è stata effettuata applicando il metodo di Panet (1990), basato sulla valutazione del tasso di deconfinamento elastico λ_e nella zona del fronte.

L'analisi delle deformazioni del cavo della galleria con schemi assialsimmetrici mostra che gli sforzi maggiori si generano lungo la parete dello scavo, e crescono al diminuire della pressione di confinamento, ovvero al crescere della distanza dal fronte. La resistenza massima che la parete può offrire è data dal valore del tasso di deconfinamento in condizioni elastiche λ_e: se il tasso di deconfinamento λ è maggiore di λ_e, si manifestano dei fenomeni di plasticizzazione.
Assumendo per l'ammasso roccioso un comportamento elasto-plastico con criterio di rottura di Mohr-Coulomb, λ_e è dato dalla formula:

$$\lambda_e = \frac{1}{K_P + 1}\left(K_P - 1 + \frac{2}{N}\right)$$

dove:

$K_P = tan^2 (45° + \varphi/2)$

$N = 2\ \sigma_0 / \sigma_c$

$\sigma_c = 2\ c \cos \varphi / (1 + \sin\varphi)$

c = coesione dell'ammasso roccioso;

φ = angolo d'attrito dell'ammasso roccioso;

σ_0 = tensione geostatica alla quota dell'asse della galleria;

σ_c = resistenza a compressione monoassiale dell'ammasso roccioso.

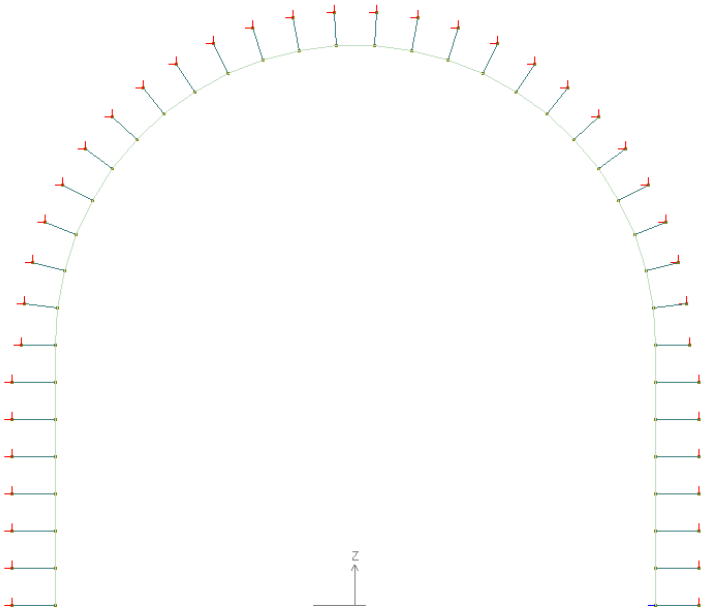
Per definire il grado di stabilità del fronte di scavo, Panet distingue tre situazioni:

- se $0,6 < \lambda_e < 1$ la resistenza massima dell'ammasso viene raggiunta solo a distanza dal fronte di scavo, ma l'estensione della zona plasticizzata è molto limitata; il fronte risulta stabile anche senza interventi;
- se $0,3 < \lambda_e < 0,6$ la resistenza massima dell'ammasso viene raggiunta anche in prossimità del fronte di scavo, e l'estensione della zona plasticizzata aumenta;
- se $\lambda_e < 0,3$ la stabilità del fronte diviene critica, ed è necessario introdurre sistemi di rinforzo al fronte od applicare su di esso una pressione di confinamento.

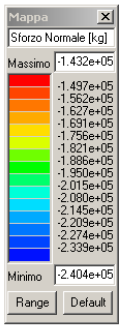
In allegato alla presente relazione (allegato 3) viene riportata la determinazione del tasso di deconfinamento in condizioni elastiche λ_e da cui si può notare la sostanziale stabilità del fronte di scavo anche in assenza di sistemi di rinforzo al fronte.

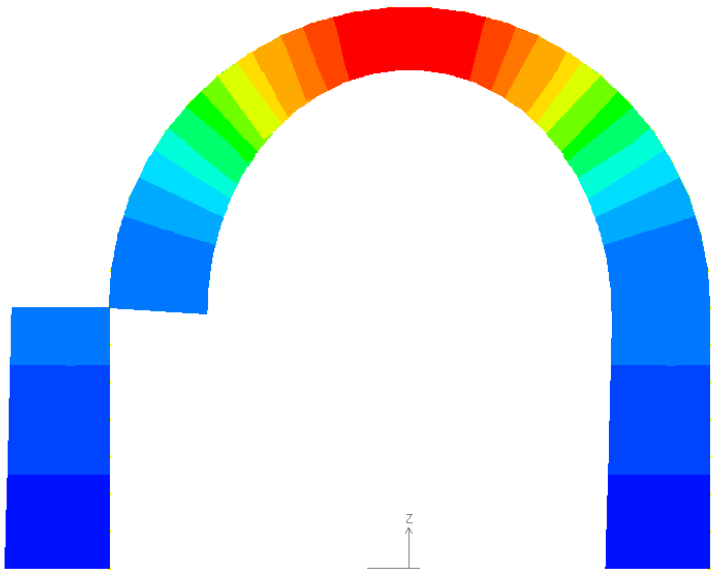
Nella verifica del rivestimento finale del camerone, lo stesso è stato schematizzato con elementi trave che descrivono il rivestimento in calcestruzzo e si è considerata la spinta idorstatica dovuta alla falda che in condizioni di esercizio non risulta essere drenata.
Di seguito vengono riportati i risultati ottenuti con il modello sopra indicato:

Mesh

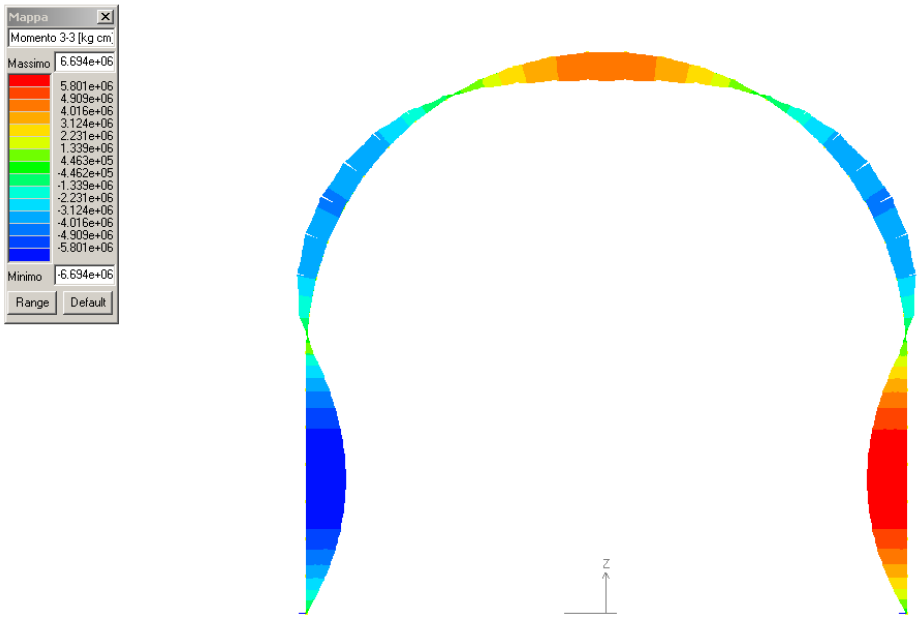


Sforzo normale

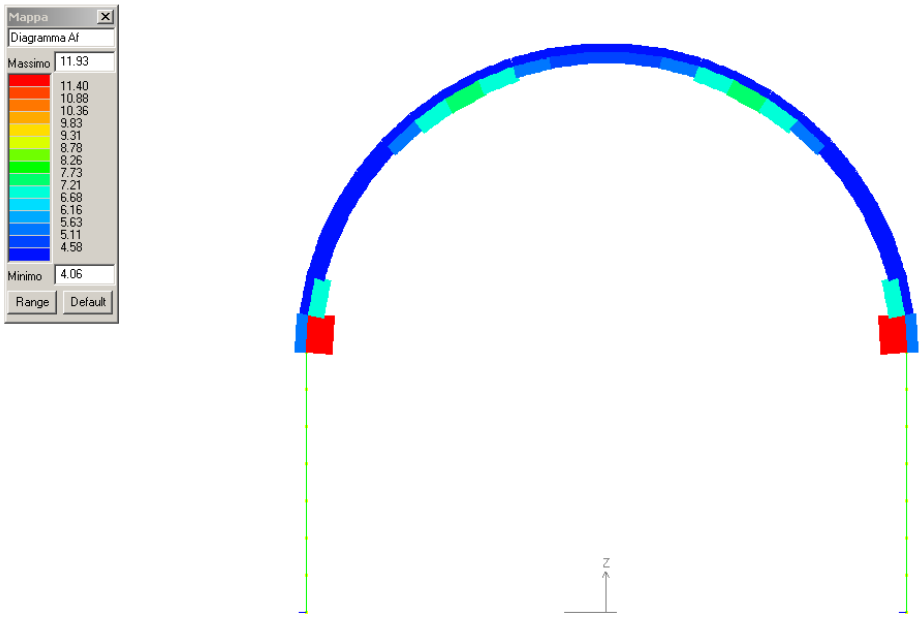




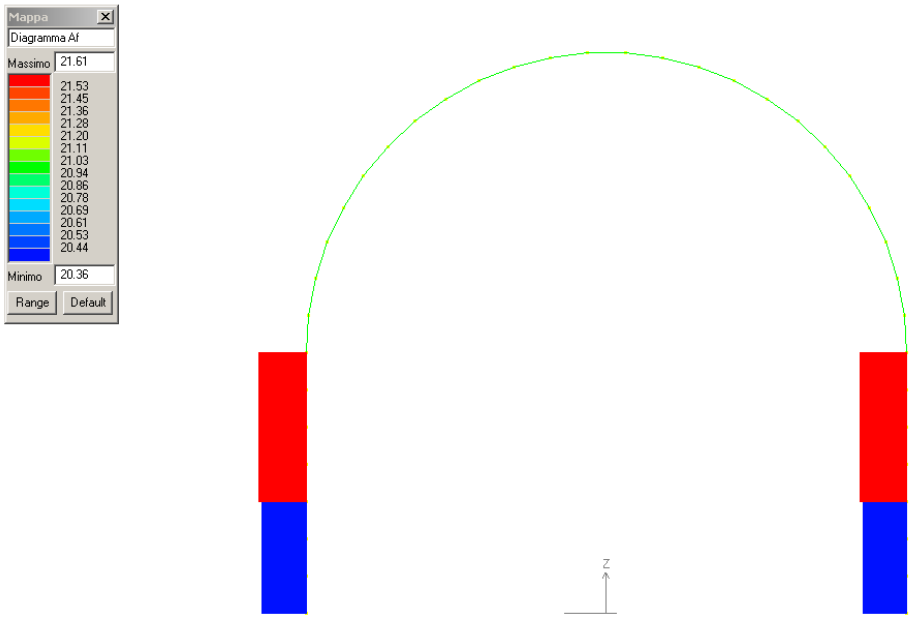
Momento



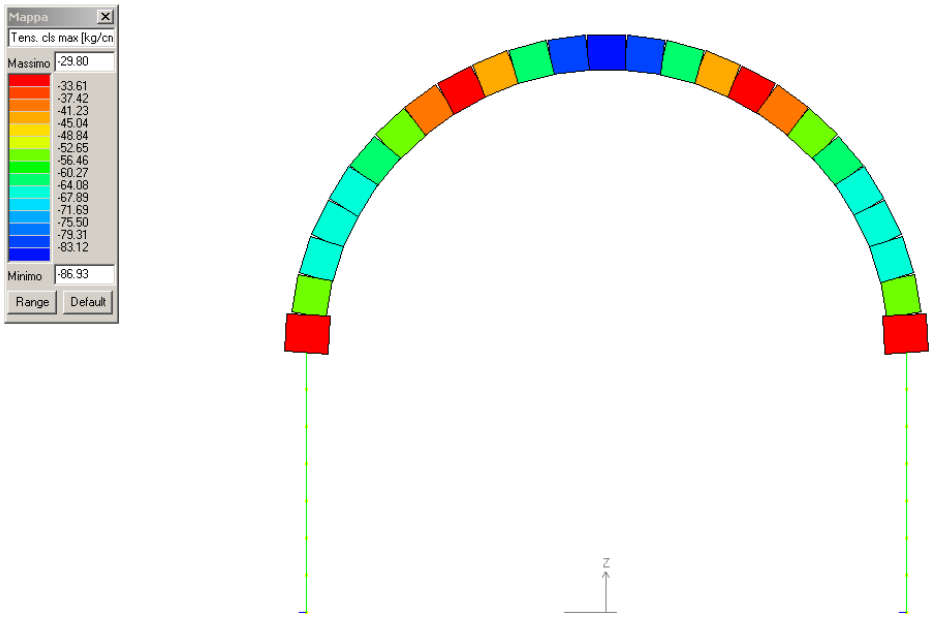
Area armatura calotta



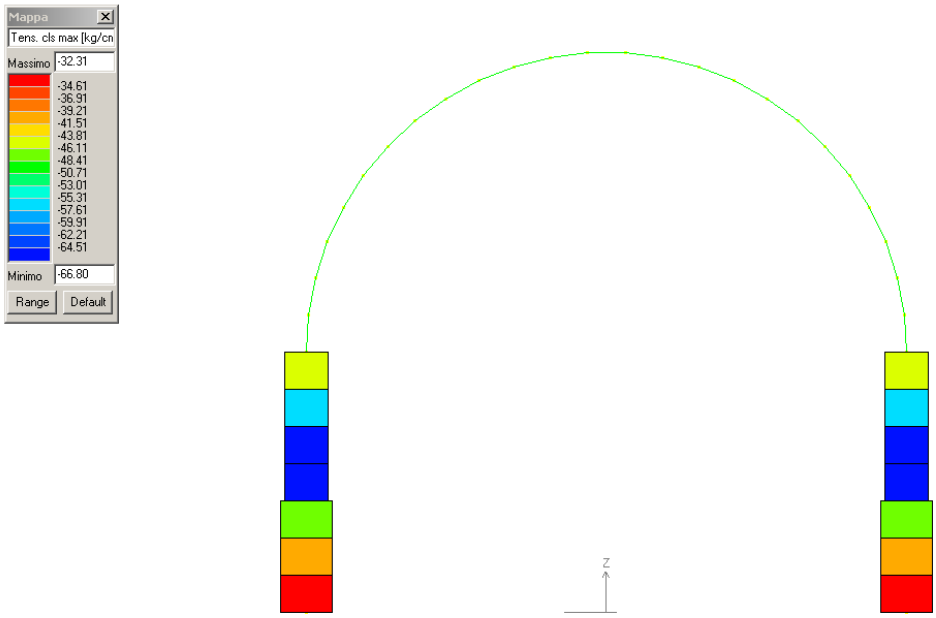
Area di armatura piedritti



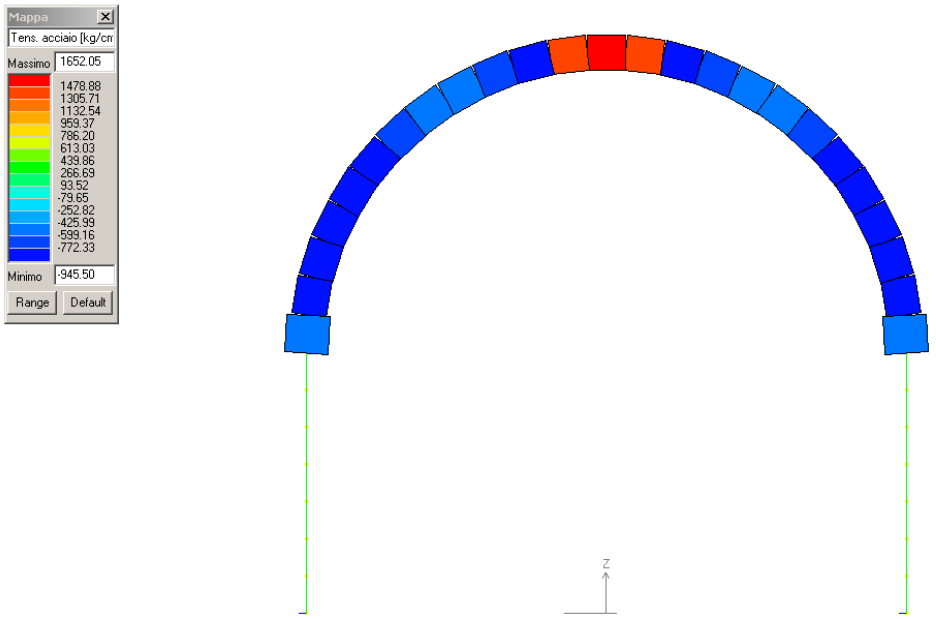
Tensione cls calotta



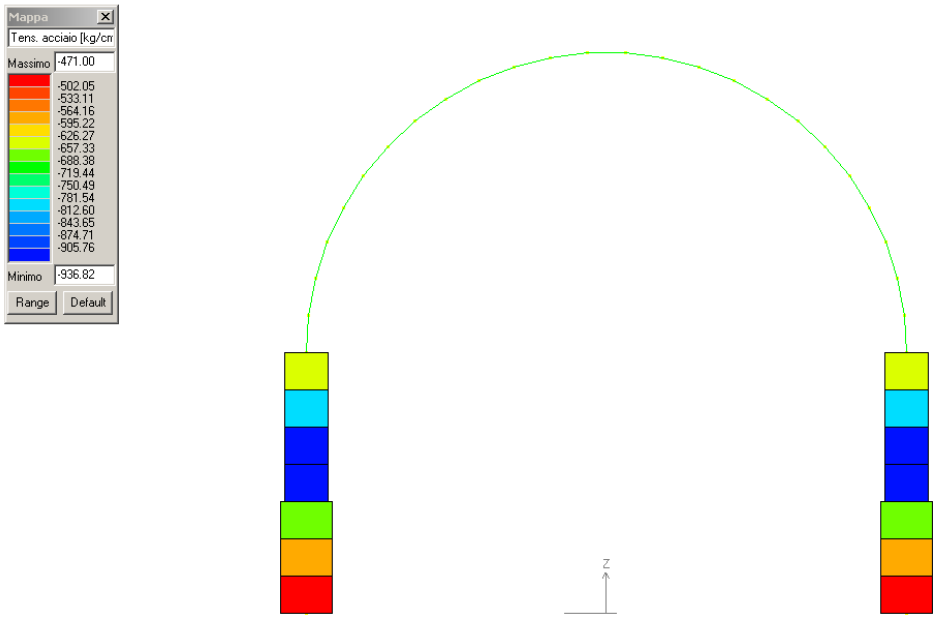
Tensione cls piedritti



Tensione acciaio calotta



Tensione acciaio piedritti



5. APPENDICE: RISPOSTE ALLE OSSERVAZIONI RIPORTATE NELLA 'RELAZIONE SULLE OPERE GEOTECNICHE' (PROF. ING. RICCARDO BERARDI, dicembre 2006)

Opere di presa minori

Osservazione: Possibili interferenze tra tiranti della paratia del pozzo a vortice e colonne in jet grouting del pozzo di ispezione al camerone di presa sul rio Ferreggiano

Risposta: i tiranti realizzati per la costruzione della paratia necessaria allo scavo per la realizzazione della parte sommitale del pozzo a vortice non interferiscono con le colonne in jet grouting necessarie per la realizzazione della parte sommitale del pozzo di ispezione e quindi con lo scavo realizzato con il raise borer. Gli stessi, che hanno comunque una funzione provvisionale e sono indispensabili per garantire l'adeguata rigidezza all'opera di sostegno ed evitarare quindi problemi di cedimento a tergo dello scavo con ripercussioni sull'edificato, interferiscono solamente con la parte infissa di alcune colonne di jet-grouting necessarie per la costruzione della parte sommitale del pozzo di ispezione senza creare problemi ne alla portata dei tiranti stessi ne alla continuità delle colonne in jet grouting. In fase esecutiva l'esatta posizione di tali tiranti dovrà comunque essere calibrata in funzione dell'esatta dimensione e posizione delle colonne in jet grouting la cui geometria è possibile conoscere solamente nella fase esecutiva.

Osservazione : Effetti della falda sulle opere

Risposta: Premesso che nel sondaggio S4D è stata intercettata una falda idrica con risalienza sino a + 3m dal piano campagna ed una portata di circa 1,5 l/s solamente alla profondità di 66 m circa, quota che non viene raggiunta con le opere in progetto, si precisa come qualora si dovessero intercettare acque di falda, dato il contesto geologico, si tratterebbe di falde locali connesse a zone di maggiore fatturazione e quindi tali da non comportare una risorsa rilevante. Date le sequenze costruttive che prevedono la realizzazione della galleria di collegamente del camerone allo scolmatore e in sequenza lo scavo del camerone e poi dei pozzi, lo smaltimento delle acque drenate avverrebbe pertanto per gravità. Si precisa comunque come nel dimensionamento delle opere provvisionali (centinature) non si sia considerata la spinta della falda dal momento che il suo effetto viene abbattuto dal drenaggio provocato dagli scavi, mentre nel dimensionamento delle opere definitive (rivestimento) si è considerato anche l'effetto della spinta della falda ipotizzando che la stessa ritorni alla sua configurazione iniziale al termine dei lavori.

Osservazione: Motivazione della scelta del metodo di scavo

Risposta: La scelta di una metodologia di scavo dei pozzi con utilizzo di raise borer nelle opere di presa del Ferreggiano e del Rovare nasce dalla necessità di ricorrere ad una tecnologia costruttiva che limiti le vibrazioni e quindi le interferenze con l'edificato posto in prossimità delle opere stesse. L'utilizzo in tali contesti di questa metodologia è possibile grazie alle caratteristiche geomeccaniche delle rocce attraversate. Nel caso dell'opera di presa del Noce, le caratteristiche geomeccaniche dei terreni attraversati non garantiscono la necessaria stabilità agli scavi tale da consentire l'utilizzo del raise borer e quindi si è previso uno scavo in tradizionale secondo quanto indicato negli elaborati di progetto. In quest'ultimo caso va comunque precisato che le problematiche legate all'interferenza con il costruito è meno rilevante dato il contesto in cui si opera.

Osservazioni: Parametri geomeccanici utilizzati

Risposta: Premesso che trattasi di calcoli preliminari delle strutture e che quindi gli stessi potranno essere meglio approfonditi e dettagliati nella successiva fase progettuale, si precisa come se da un lato le osservazioni circa i valori di spinta orizzontale sono condivisibili vi è da evidenziare come nella valutazione degli stessi i margini di sicurezza siano stati considerati nella valutazione dei parametri geotecnici trascurando ad esempio l'effetto non di certo irrilevante della coesione.

6. APPENDICE: INTEGRAZIONI AL SIA RICHIESTE DALL'UFFICIO VIA DELLA REGIONE LIGURIA (LETTERA PROT. 48(170851) DEL 15.12.2006)

6.1 Influenza delle opere di presa sul comportamento statico dei manufatti adiacenti le stesse

Per valutare la ripercussione sul comportamento statico dei manufatti presenti in prossimità delle opere di presa e conseguenti alla costruzione delle stesse, si considerano i cedimenti in superficie causati dallo scavo dei “cameroni” di dissipazione, che data la loro geometria e posizione risultano essere l’elemento delle opere di presa che potenzialmente possono creare le maggiori interferenze con il costruito. Per quanto attiene un secondo e non meno importante aspetto, ovvero le vibrazioni indotte dai lavori, si è già discusso in precedenza.

Gli andamenti della curva di subsidenza in direzione trasversale rispetto all’asse di una galleria e che ben si presta a descrivere la problematica in argomento, è ben rappresentabile con una funzione probabilistica di tipo gaussiano caratterizzata da due parametri: wmax (cedimento verticale massimo in corrispondenza dell’asse della galleria) ed iy (distanza corrispondente al punto di flesso della curva di cedimento in funzione della distanza dall’asse della galleria).

La definizione della curva Gaussiana, che determina i cedimenti in superficie indotti dallo scavo di una galleria, dipende oltre che dal diametro dello scavo e dalla profondità dello stesso, da due parametri k e V’.

In genere il valore di k viene messo in relazione alla granulometria dei terreni distinguendoli tra terreni a grana grossa (sabbie e ghiaie) e terreni a grana fine (limi e argille), mentre il parametro V’ dipende in modo assia marcato dai dettagli delle operazioni di scavo e di posa in opera del rivestimento.

Per la situazione in argomento, come si può notare dalla seguente tabella, si sono adottati in favore di sicurezza, i valori limite più cautelativi dei due parametri k e V’ previsti per il caso in esame.

Valori di K e della percentuale di volume perso, da O'Reilly & New (1982) e Yeates (1985).

Condizioni del terreno	Metodo di scavo	Parametro K	Percentuale di volume perso	Osservazioni
Argille dure fessurate	Scudi o modalità di scavo tradizionali	0.4 – 0.5	0.5 – 3	Sono disponibili molti casi; con percentuali di volume perso, normalmente comprese fra 1-2%
Depositi glaciali	Scudo aperto	0.5 – 0.6	2 – 2.50	
	Scudo ad aria compressa		1 – 1.25	Aria compressa per controllare i movimenti del terreno
Depositi di argille limose normalconsolidate ($c_u = 10 - 40\ kN/m^2$)	Scudo ad aria compressa	0.6 – 0.7	2 - 10	
Materiali granulari sopra falda		0.2 – 0.3	1 – 5	
Materiali granulari sotto falda	Scudi ad aria compressa, scudi a contropressione di fango, scudi a contropressione di terra		1 - 10	

Per la definizione del bacino di subsidenza si fa riferimento alle relazioni di Rankin il quale, sulla base di osservazioni sperimentali, ha notato come il cedimento massimo si sviluppi a una distanza dal fronte pari a due volte la copertura della galleria.

Nel caso dei cameroni in esame, data la loro geometria, è chiaro come il comportamento degli stessi sia di tipo tridimensionale e che quindi le relazioni considerate siano cautelative. Per descrivere il fenomeno, si è comunque deciso, in favore di sicurezza, di adottare le relazioni di Rankin e di trascurato l'effetto stabilizzante rappresentato dal fatto di scavare i cameroni non a piena sezione, ma per fasi successive.

In allegato alla presente nota vengono riportati i calcoli dei bacini di subsidenza determinati con il metodo sopra descritto.

Confrontando l'andamento e l'entità dei bacini di subsidenza si può notare come, sulla base del criterio di classificazione dei rischi indotti dai cedimenti e distorsioni angolari sugli edifici, tali rischi siano praticamente trascurabili, come evidenziato nella tabella sotto riportata (Rankin, 1988).

Categoria di rischio	Massima distorsione dell'edificio	Massimo cedimento dell'edificio (cm)	Descrizione del rischio
1	$\beta < 1/500$	$w < 1$	Non visibile
2	da 1/500 a 1/200	da 1 a 5	Leggero: crepe facilmente rimovibili con una tinteggiatura
3	da 1/200 a 1/50	da 5 a 7.5	Moderato: danni a porte e finestre, danni da infiltrazione di umidità
4	$\beta > 1/50$	$w > 7.5$ cm	Alto: danni strutturali, necessità di riparazioni notevoli, pericoli di instabilità

SUBSIDENZA - Ferreggiano

Percentuale del volume perso $Vl := 5$

Raggio della galleria (m) $r := 9.5$

k (variabile tra 0.2 e 0.7) $k := 0.2$

Profondità con riferimento asse della galleria (m) $zo := 30$

Distanza dal punto relativo al cedimento wmax (m) $y := -20..20$

DISTANZA DEL PUNTO DI FLESSO DELLA CURVA DEL CEDIMENTO IN FUNZIONE DELLA DISTANZA DALL'ASSE DELLA GALLERIA

$iy := k \cdot zo$ $iy = 6$

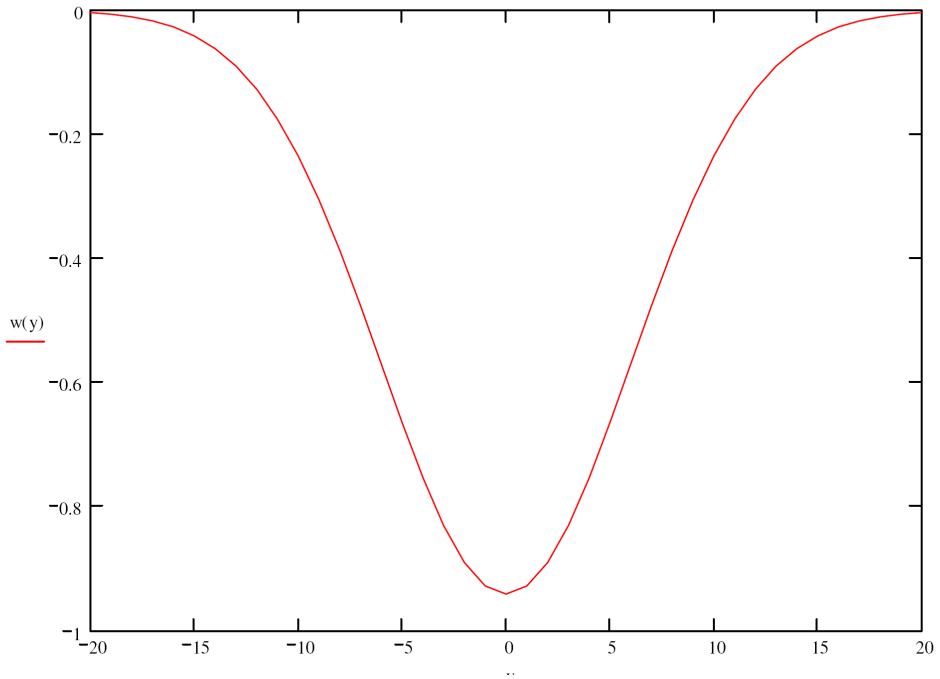
CEDIMENTO VERTICALE MASSIMO

$wmax := \frac{0.0125 \cdot Vl \cdot r^2}{iy}$ $wmax = 0.94$

SUBSIDENZA

$w(y) := -wmax \cdot \exp\left(\frac{-y^2}{2 \cdot iy^2}\right)$

w(y) =
-3.634·10 -3
-6.247·10 -3
-0.01
-0.017
-0.027
-0.041
-0.062
-0.09
-0.127
-0.175
-0.234
-0.305
-0.386
-0.476
-0.57
-0.664



SUBSIDENZA - Noce

Percentuale del volume perso

$Vl := 5$

Raggio della galleria (m)

$r := 7.5$

k (variabile tra 0.2 e 0.7)

$k := 0.2$

Profondità con riferimento asse della galleria (m)

$zo := 30$

Distanza dal punto relativo al cedimento wmax (m)

$y := -20 .. 20$

DISTANZA DEL PUNTO DI FLESSO DELLA CURVA DEL CEDIMENTO IN FUNZIONE DELLA DISTANZA DALL'ASSE DELLA GALLERIA

$iy := k \cdot zo$ $\quad iy = 6$

CEDIMENTO VERTICALE MASSIMO

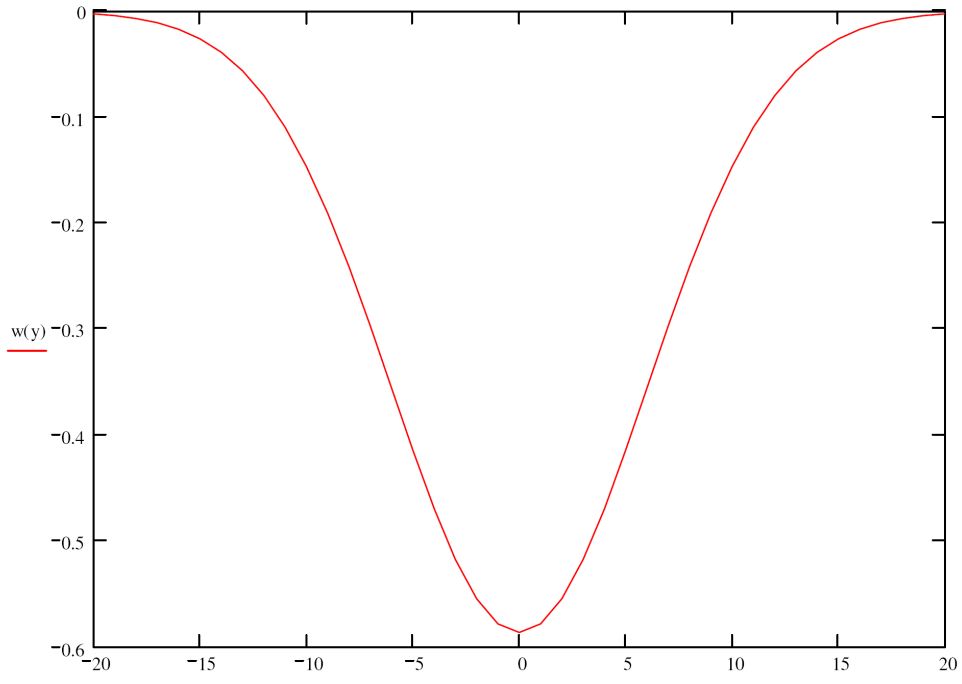
$wmax := \frac{0.0125 \cdot Vl \cdot r^2}{iy}$ $\quad wmax = 0.586$

SUBSIDENZA

$w(y) := -wmax \cdot \exp\left(\frac{-y^2}{2 \cdot iy^2}\right)$

$w(y) =$

-2.265·10 -3
-3.894·10 -3
-6.509·10 -3
-0.011
-0.017
-0.026
-0.039
-0.056
-0.079
-0.109
-0.146
-0.19
-0.241
-0.297
-0.355
-0.414



SUBSIDENZA - Rovare

Percentuale del volume perso

$Vl := 5$

Raggio della galleria (m)

$r := 8.5$

k (variabile tra 0.2 e 0.7)

$k := 0.2$

Profondità con riferimento asse della galleria (m)

$zo := 40$

Distanza dal punto relativo al cedimento wmax (m)

$y := -20..20$

DISTANZA DEL PUNTO DI FLESSO DELLA CURVA DEL CEDIMENTO IN FUNZIONE DELLA DISTANZA DALL'ASSE DELLA GALLERIA

$iy := k \cdot zo$ $\quad iy = 8$

CEDIMENTO VERTICALE MASSIMO

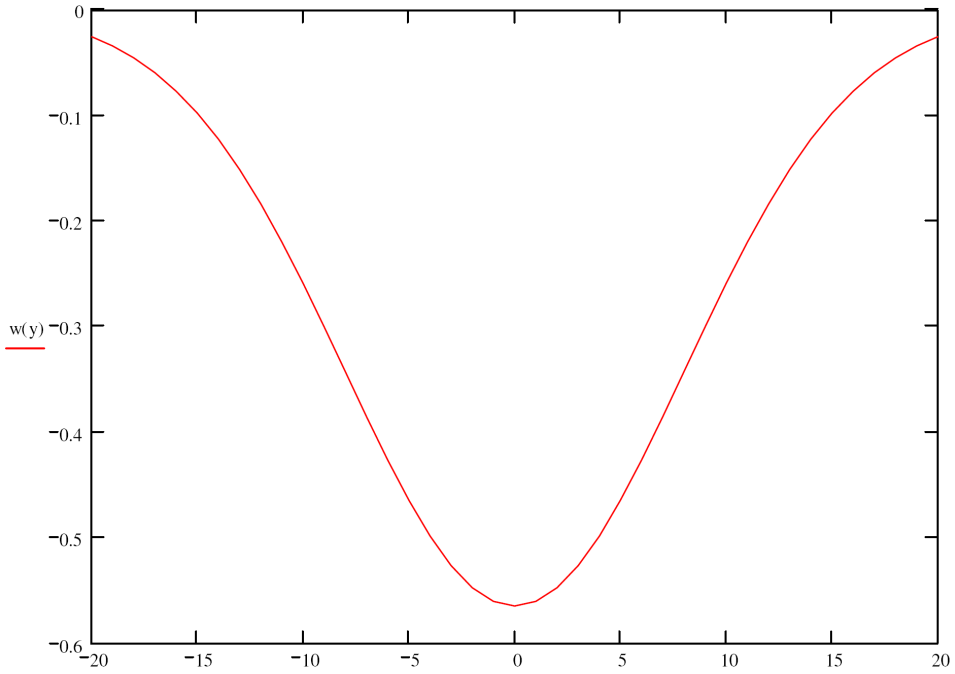
$wmax := \frac{0.0125 \cdot Vl \cdot r^2}{iy}$ $\quad wmax = 0.564$

SUBSIDENZA

$w(y) := -wmax \cdot \exp\left(\frac{-y^2}{2 \cdot iy^2}\right)$

$w(y) =$

-0.025
-0.034
-0.045
-0.059
-0.076
-0.097
-0.122
-0.151
-0.183
-0.219
-0.258
-0.3
-0.342
-0.385
-0.426
-0.464



Monitoraggio della aree poste nell'intorno delle opere di presa

Il monitoraggio delle aree poste in prossimità delle opere di presa sarà volto da un lato nei confronti dell'entità e degli effetti indotti dalle vibrazioni prodotte dagli scavi, e dall'altro a verificare l'insorgenza di eventuali cedimenti e distorsioni an-golari a carico dei fabbricati.

Per quanto attiene le vibrazioni l'argomento è già stato trattato in precedenza. Dovrà essere previsto un monitoraggio mediante unità di registrazione munita di geofono triassiale, per la misura della velocità di vibrazione, e di un microfono per la misura della sovrapressione aerea.

E' stato previsto anche, e trattato in separata sede, un monitoraggio della falda mediante piezometri opportunamente ubicati e posti a distanze regolari lungo il tracciato dell'opera ed in corrispondenza di ciascuna opera di presa.

Per il monitoraggio di eventuali cedimenti e deformazioni a carico di terreni e fabbricati si potrà prevedere l'installazione di alcuni assestimetri magnetici multibase installati in fori di sondaggio. Attraverso tali strumenti, dotati di piastre ma-gnetiche metalliche cementate a varie profondità sarà possibile, attraverso misure differenziali condotte nel tempo, verificare e quantificare gli abbassamenti del suolo.

Si ritiene opportuno inoltre prevedere uno stato di consistenza degli edifici inseriti all'interno delle aree poste nell'intorno delle singole opere di presa ed individuate in una specifica planimetria. In corrispondenza delle fessure presenti, e comunque ove ritenuto opportuno, potranno essere messi in opera fessurimetri elettrici che andranno ad integrare un congruo numero di piastre di letture per tiltmetro.

Attraverso i fessurimetri verranno monitorate le fessure presenti sugli edifici pri-ma dell'inizio dei lavori, nonché le fessure eventualmente comparse nel corso dei lavori stessi. Le letture potranno essere effettuate in automatico utilizzando un'unità di acquisizione e registrazione dati, oppure più semplicemente utilizzan-do una centralina portatile.

Attraverso il tiltmetro (in pratica un clinometro removibile che esegue letture in corrispondenza di piastre metalliche preinstallate) sarà possibile misurare, su pare-ti orizzontali o verticali, le variazioni di inclinazione.

Misure più precise potranno essere ottenute attraverso l'installazione di un assestimetro differenziale idraulico a vasi comunicanti (livellometro) collegato ad una centralina di acquisizione.

In questa fase si potrà prevedere, a titolo di stima e per ogni opera di presa, l'utilizzo di 1 centralina portatile, una centralina di acquisizione dati, un tiltmetro, 2 assestimetri magnetici (a 4 basi ciascuno) installati in altrettanti fori di sondag-gio profondi 20 m, 20 fessurimetri, 50 piastre per tiltmetro e 4 livellometri.

Visto che secondo cronoprogramma gli scavi delle opere di presa sono previsti in periodi diversi sarà possibile riutilizzare la medesima strumentazione più volte. Per lo stesso motivo la medesima strumentazione potrà essere utilizzata anche per un monitoraggio delle strutture in corrispondenza degli imbocchi della galleria principale. Questo vale in particolare per i fessurimetri, le centraline, il tiltmetro e, a meno di alcune tubazioni e della miscela di riempimento, per il livellometro mentre non vale, chiaramente, per gli assestimetri magnetici che, inseriti e cemen-tati in foro di sondaggio, sono elementi "a perdere"..

Strumentazione	Quantità	Prezzo unitario	Costo
Sondino per lettura assestimetri magnetici	1	€ 600.00	€ 600.00

Assestimetri magnetici (per ogni opera di captazione)			
Strumentazione	Quantità	Prezzo unitario	Costo
Impianto di cantiere per la sonda di perforazione	1	€ 624.00	€ 624.00
Installazione della sonda in corrispondenza di ogni	4	€ 356.36	€ 1,425.44

punto di perforazione			
Perforazione a carotaggio continuo (2 sondaggi da 20 m ciascuno)	40	€ 79.02	€ 3,160.80
Installazione basi per assestimetro magnetico (4 per sondaggio)	8	€ 294.00	€ 2,352.00
TOTALE PARZIALE			€ 7,562.24
TOTALE PER LE 3 OPERE DI PRESA			€ 22,686.72

Monitoraggio strutturale opere di captazione (tutte)			
Strumentazione	Quantità	Prezzo unitario	Costo
Centralina portatile per la lettura dei fessurimetri	1	€ 2,150.00	€ 2,150.00
Sistema acquisizione dati in automatico a 32 canali per livellometro, con possibilità di collegamento anche dei fessurimetri, completo di alimentatori e software	1	€ 9,680.00	€ 9,680.00
Fessurimetri elettrici	100	€ 340.00	€ 34,000.00
Cavi elettrici per fessurimetri	2000	€ 2.20	€ 4,400.00
Tiltmetro	1	€ 3,100.00	€ 3,100.00

Sistema assestimetrico (livellometro) a vasi comunicanti ed a 3 tazze, completo di circuiti, coibentazione, miscela liquida ecc	4	€ 2,570.00	€ 10,280.00
Pezzi di ricambio per fessurimetri e livellometri, piastre di lettura per tilmetro, messa in opera	a corpo	€ 10,000.00	€ 10,000.00
TOTALE PARZIALE			€ 73,610.00

MONITORAGGIO GENERALE	TOTALE € 96,896.72

(I prezzi sono da intendersi IVA esclusa)

7. ALLEGATI

7.1 Allegato 1: Relazione di Calcolo dell'Opera di Presa Rio Fereggiano 1° Tratto

7.2 Allegato 2: Relazione di Calcolo dell'Opera di Presa Rio Fereggiano 2° Tratto

7.3 Allegato 3: Relazione di Calcolo dell'Opera di Presa Rio Fereggiano 3° Tratto

7.4 Allegato 4: Relazione di calcolo delle colonne di jet-grouting armate tirantate (Rio Ferregiano)

7.5 Allegato 5: Relazione di Calcolo della cameretta con Scala d'Accesso (Rio Fereggiano)

7.6 Allegato 6: Relazione di calcolo della paratia tirantata (Rio Ferreggiano)

7.7 Allegato 7: Relazione di Calcolo della Scala d'accesso (Rio Ferreggiano)

7.8 Allegato 8: Calcolo delle Pressioni (Rio Ferreggiano)

7.9 Allegato 9:Stabilità del Fronte di Scavo (Rio Ferreggiano)

7.10 Allegato 10: Relazione di calcolo della paratia tirantata a sostegno dello scavo del pozzo scale per ispezione (T.Rovare)

7.11 Allegato 11: Relazione di Calcolo della cameretta con Scale d'accesso (Rio Rovare)

7.12 Allegato 12: Relazione di calcolo della paratia tirantata a sostegno dello scavo del pozzo a vortice (T.Rovare)

7.13 Allegato 13: Relazione di Calcolo dell'Opera di Presa Rio Rovare 1° Tratto

7.14 Allegato 14: Relazione di calcolo della paratia con puntoni di contrasto (T.Rovare)

7.15 Allegato 15: Relazione di Calcolo dell'Opera di Presa Rio Rovare 2° Tratto e 4°Tratto

7.16 Allegato 16: Relazione di calcolo della paratia tirantata a sostegno dello scavo del pozzo diametro int. 6.0 m (T.Rovare)

7.17 Allegato 17: Relazione di Calcolo dell'Opera di Presa Rio Rovare 3° Tratto

7.18 Allegato 18: Relazione di Calcolo del Pozzo a Vortice (Rio Rovare)

7.19 Allegato 19: Relazione di Calcolo della Scala d'accesso (Rio Rovare)

7.20 Allegato 20: Calcolo delle Pressioni (Rio Rovare)

7.21 Allegato 21: Stabilità del Fronte di Scavo (Rio Rovare)

7.22 Allegato 22: Relazione di Calcolo del Pozzo a Vortice (Rio Noce) e Relazione di Calcolo della Scala d'accesso (Rio Rovare)

7.23 Allegato 23: Relazione di calcolo della paratia tirantata (T.Noce)

7.24 Allegato 24: Relazione di Calcolo dell'Opera di Presa Rio Noce

7.25 Allegato 25: Calcolo della Spina Laterale

7.26 Allegato 26: Calcolo dei Micropali da 0 a 12mm

7.27 Allegato 27: Calcolo dei Micropali da 12 a 27mm

7.28 Allegato 28: Calcolo dei Micropali da 20 a 25mm

7.29 Allegato 29: Calcolo delle Pressioni (Rio Noce)

7.30 Allegato 30: Stabilità del fronte di Scavo (Rio Noce)