

S.S. 675 "UMBRO - LAZIALE"
**Sistema infrastrutturale del collegamento del porto
 di Civitavecchia con il nodo intermodale di Orte**
Tratta Monte Romano est - Civitavecchia
1° Stralcio Monte Romano est - Tarquinia

PROGETTO DEFINITIVO

COD. RM366

R.T.I. di PROGETTAZIONE:



I PROGETTISTI:

Ing. Nicola Cuozzo (Integratore prestazioni specialistiche)
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma N. 15447

Ing. Andrea Poli
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Torino N. 8511W

IL RESPONSABILE DEL S.I.A.:

Ing. Biagio Camaldo

IL GEOLOGO:

Dott. Geol. Giampiero Carrieri
Ordine regionale dei Geologi del Piemonte. N. 274

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE

Dott. Geol. Giampiero Carrieri
Ordine regionale dei Geologi del Piemonte. N. 274

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO :

Ing. Achille Devitofranceschi

PROTOCOLLO

—

DATA

GALLERIA NATURALE MONTE ROMANO
ELABORATI GENERALI
 Relazione di calcolo della galleria naturale

CODICE PROGETTO

PROGETTO

LIV. PROG.

N. PROG.

DPRM0366 **D** **2201**

NOME FILE

P02GN01OSTRE01_A.dwg

CODICE
ELAB.

P02GN01OSTRE01

REVISIONE

SCALA:

A

—

A

EMISSIONE PD

MARZO 2022

Giuseppe Porcasi

G. Brino

G. Quaglio

REV.

DESCRIZIONE

DATA

REDATTO

VERIFICATO

APPROVATO

INDICE

INDICE	1
1 PREMESSA	1
2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	2
2.1 NORMATIVE, RACCOMANDAZIONI, LINEE GUIDA	2
2.2 BIBLIOGRAFIA	2
3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	4
4 SINTESI DEL QUADRO GEOLOGICO-GEOMECCANICO (FASE CONOSCITIVA)	10
4.1 INQUADRAMENTO GEOLOGICO e IDROGEOLOGICO	10
4.2 VALUTAZIONE DEI PARAMETRI GEOMECCANICI DI PROGETTO	11
5 ANALISI DEL COMPORTAMENTO DEFORMATIVO ALLO SCAVO (FASE DI DIAGNOSI)	14
5.1 CATEGORIA A: galleria a fronte stabile	14
5.2 CATEGORIA B: galleria a fronte stabile a breve termine	15
5.3 CATEGORIA C: galleria a fronte instabile	15
6 DETERMINAZIONE DELLE CATEGORIE DI COMPORTAMENTO.	16
6.1 Metodo delle linee caratteristiche	16
6.1.1 Analisi dei risultati (Linee Caratteristiche)	18
6.2 Stabilità del fronte	22
6.2.1 Dimensionamento degli interventi di stabilizzazione del fronte	26
7 FASE DI TERAPIA	28
7.1 SEZIONI TIPO ADOTTATE	28
7.1.1 Sezione tipo B1-A	29
7.1.2 Sezione tipo B1-B	30
7.1.3 Sezione tipo B2	30
7.1.4 Sezione tipo C2	31
7.2 Analisi con le linee caratteristiche	31
8 MONITORAGGIO	35
9 VERIFICA SEZIONI DI SCAVO E CONSOLIDAMENTO	36

9.1	Verifica sezioni in calcestruzzo armato (relativamente alla resistenza del rivestimento definitivo)	36
9.2	Verifica rivestimento di prima fase	41
9.3	Verifica del rivestimento definitivo.....	41
9.3.1	Caratterizzazione geologica e geotecnica.....	42
9.3.2	Modello di calcolo.....	43
9.3.3	Calcolo delle pressioni indotte dal terreno	44
9.3.4	Calcolo delle pressioni indotte dall'acqua.....	45
9.3.5	Calcolo dell'azione sismica	45
	Risultati e verifiche.....	47
ALLEGATO 1:	Risultati analisi strutturali.....	50
ALLEGATO 2:	Verifiche strutturali rivestimento definitivo.....	56

1 PREMESSA

Nella presente relazione si affrontano le problematiche progettuali connesse alla realizzazione della galleria Monteromano facente parte della S.S. 675 "Umbro-Laziale", riportando la descrizione dei requisiti funzionali, degli interventi previsti e delle modalità di realizzazione.

La metodologia di lavoro è stata sviluppata secondo l'approccio del metodo ADECO-RS, con i seguenti step progettuali:

- 1.FASE CONOSCITIVA: in tale fase si sono raccolte le informazioni geologiche e geotecniche sull'area in esame e sono stati definiti i parametri geotecnici di progetto.
- 2.FASE DI DIAGNOSI: è stato valutato il comportamento allo scavo dei materiali attraversati in assenza di interventi. Verranno definite pertanto 3 classi di comportamento del fronte a seconda dei fenomeni deformativi attesi: A (fronte stabile), B (fronte stabile a breve termine), C (fronte instabile).
- 3.FASE DI TERAPIA: si sono individuati gli interventi idonei per realizzare l'opera in condizioni di sicurezza mediante la definizione delle sezioni tipo di scavo e consolidamento.

Pertanto, dopo una introduzione al progetto, in questa fase preliminare, si è proceduto alla definizione di un sintetico quadro geologico - geomeccanico (fase conoscitiva), per un approfondimento del quale si rimanda alla relazione geologica, all'individuazione del comportamento dell'ammasso allo scavo (fase di diagnosi) ed alla scelta delle modalità di avanzamento da applicare (fase di terapia). A conclusione dello studio condotto, si riportano valutazioni in merito al programma di monitoraggio da predisporre per il controllo tenso-deformativo del terreno e dei rivestimenti durante lo scavo.

In questa fase di Progetto la scelta delle sezioni tipo è stata condotta facendo ricorso al metodo delle linee caratteristiche e al metodo di Tamez.

La galleria di cui verrà affrontata la progettazione ricade nella classe d'uso IV e prevede una vita nominale (V_N) pari 50 anni.

2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 NORMATIVE, RACCOMANDAZIONI, LINEE GUIDA

- [N1] **Decreto Ministeriale 5 novembre 2001, n. 6792 (S.O. n.5 alla G.U. n.3. del 4.1.02) -**
Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade.
- [N2] **Decreto Ministeriale 17/01/2018 –** *Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"*
- [N3] **Circolare 21/01/2019 n.7 C.S.LL.PP. -** *Istruzioni per l'applicazione dell' "aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 17/01/2018.*
- [N4] **UNI EN 1992-2005:** *"Progettazione delle strutture in calcestruzzo";*
- [N5] **EN 1998-5 (2004):** *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 5: Foundations, retaining, structures and geotechnical aspects*
- [N6] **A.F.T.E.S. Groupe de Travail n. 7 – Tunnel support and lining.** *"Recommendations for use of convergence – confinement method"*

2.2 BIBLIOGRAFIA

- [B1] **Lombardi G., Amberg W. A. (1974).** *Une méthode de calcul élasto-plastique de l'état de tension et de déformation autour d'une cavité souterraine. Congresso Internazionale ISRM, Denver, 1974.*
- [B2] **Lunardi P. (2000).** *The design and construction of tunnels using the approach based on the analysis of controlled deformation in rocks and soils. Tunnels & Tunnelling International, May 2000.*
- [B3] **Panet M., Guenot A. (1982).** *Analysis of convergence behind the face of a tunnel – Tunnelling '82, Brighton, 197-204.*

- [B4] **A.F.T.E.S. (1993).** *Tunnel et ouvrages souterrains – Supplement n°117.*
- [B5] **Hoek, E. and Brown, E.T. 1980.** *Underground Excavations in Rock, London, Instn Min. Metall.*
- [B6] **Hoek, E. 1990.** *Estimating Mohr-Coulomb friction and cohesion values from the Hoek-Brown failure criterion. Intl. J. Rock Mech. & Mining Sci. & Geomechanics Abstracts. 12 (3), 227-229.*
- [B7] **Hoek, E., Kaiser P.K. and Bawden W.F. 1995.** *Support of underground excavations in hard rock. Rotterdam, Balkema.*
- [B8] **Marinos. P, and Hoek, E. 2001.** – *Estimating the geotechnical properties of heterogeneous rock masses such as flysch. Accepted for publication in the Bulletin of the International Association of Engineering Geologists.*
- [B9] **Pietro Lunardi -** *Progetto e costruzione di gallerie - Analisi delle deformazioni controllate nelle rocce e nei suoli (ADECO-RS), Hoepli*
- [B10] **Cornejo -** *"El fenomeno de la inestabilidad del frente de excavation y su repercusion en la construccion de tuneles", tratto da Tunnels and Water 1968 Balkema*
- [B11] **RUSSO G. -** *An update of the "multiple graph" approach for the preliminary assessment of the excavation behaviour in rock tunnelling*

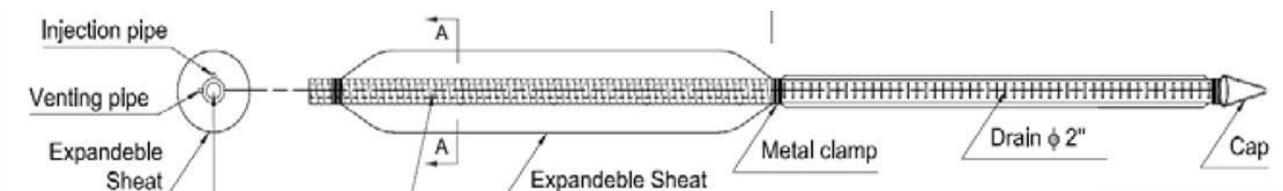
3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Di seguito sono riportate le caratteristiche meccaniche dei materiali che vanno a costituire gli elementi strutturali:

P.E.R. GROUND

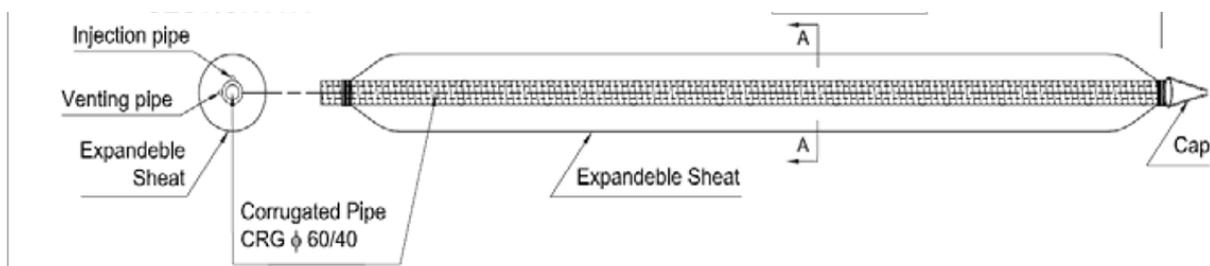
Elementi tipo P.E.R. Ground DP1:

- Lunghezza L=30m (modulo VTR L=7m + modulo dreno L=23m)



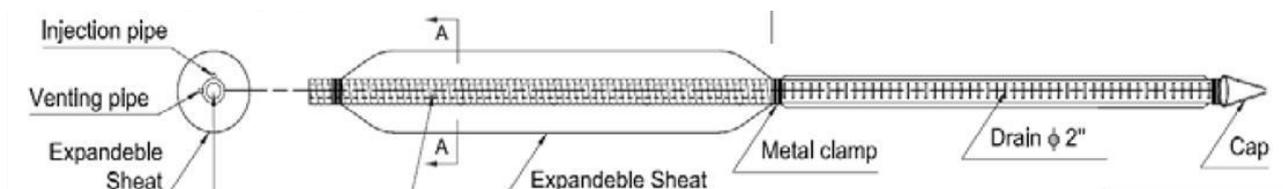
Elementi tipo P.E.R. Ground VP1:

- Lunghezza L=15m (modulo VTR L=15m)



Elementi tipo P.E.R. Ground VP2:

- Lunghezza L=15m (modulo VTR L=7m + modulo dreno L=8m)



MODULO VTR (ELEMENTI STRUTTURALI IN VETRORESINA)

Barre in VTR, $D_{perf} \geq 100\text{mm}$, $D_{ext} = 60\text{mm}$, $s = 10\text{mm}$

Densità $\geq 1.9\text{t/mc}$

Resistenza a trazione $f_{yk} \geq 600\text{ MPa}$

Resistenza a taglio $\tau \geq 140\text{ MPa}$

Contenuto in vetro $\geq 55\%$

MODULO DRENO (DRENAGGI)

Tubi microfessurati in PVC ad alta resistenza, $D_{perf} \geq 100\text{mm}$, $D_{ext} = 60\text{mm}$, $s = 5\text{mm}$

Resistenza a trazione $\geq 4.5\text{ MPa}$

IMPERMEABILIZZAZIONE

Teli in PVC $sp. = 2 \pm 0.5\text{ mm}$ densità $\geq 1.3\text{ g/cm}^2$

Strato di tessuto non tessuto di 500 gr/m^2 a filo continuo

Cordone bentonitico

CALCESTRUZZO DEL RIVESTIMENTO DEFINITIVO

Calcestruzzo **C28/35**

$R_{ck} \geq 35\text{ Mpa}$

Copriferro (inteso come ricoprimento minimo sull'armatura) $\geq 5\text{ cm}$

Fibre in propilene 1.5 kg/m^3

SLU

$R_{ck} \geq 35\text{ MPa}$ resistenza a compressione cubica caratteristica (frattile 5%)

$\gamma_c = 1.5$ coefficiente parziale per SLU

$\alpha = 0.85$ fattore che tiene conto degli effetti dei carichi di lunga durata

$f_{ck} = 0.83 R_{ck} = 29.05\text{ MPa}$ resistenza a compressione cilindrica caratteristica (frattile 5%)

$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 37.05 \text{ MPa}$ resistenza a compressione cilindrica media per SLU
 $f_{cd} = \alpha f_{ck} / \gamma_C = 16.46 \text{ MPa}$ resistenza a compressione cilindrica di progetto per SLU
 $f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{(2/3)} = 2.83 \text{ MPa}$ resistenza a trazione media (frattile 50%)
 $f_{ctk 0.05} = 0.7 f_{ctm} = 1.98 \text{ MPa}$ resistenza a trazione caratteristica (frattile 5%)
 $f_{ctk 0.95} = 1.3 f_{ctm} = 3.69 \text{ MPa}$ resistenza a trazione caratteristica (frattile 95%)
 $f_{ctd} = f_{ctk 0.05} / \gamma_C = 1.32 \text{ MPa}$ resistenza a trazione di progetto
 $f_{cfm} = 1.2 f_{ctm} = 3.40 \text{ MPa}$ resistenza a trazione per flessione media (frattile 50%)
 $f_{cfk 0.05} = 0.7 f_{cfm} = 2.38 \text{ MPa}$ resistenza a trazione per flessione caratteristica (frattile 5%)
 $f_{cfk 0.95} = 1.3 f_{cfm} = 4.42 \text{ MPa}$ resistenza a trazione per flessione caratteristica (frattile 95%)
 $E_{Cm} = 22000(f_{cm} / 10)^{(0.3)} = 32558 \text{ MPa}$ modulo di elasticità medio

SLE

$\sigma_c < 0.60 f_{ck} = 17.43 \text{ MPa}$ stato limite delle tensioni di esercizio (per comb. caratteristica)
 $\sigma_c < 0.45 f_{ck} = 13.07 \text{ MPa}$ stato limite delle tensioni di esercizio (combinaz. quasi perm.)
 $w_k < (w_1, w_2, w_3)$ verifica a fessurazione

CALCESTRUZZO PROIETTATO

$R_{ck} \quad 28 \text{ gg} \geq 35 \text{ MPa}$

Incidenza fibre $\geq 35 \text{ Kg/mc}$

SLU**Calcestruzzo C28/35**

$\gamma_C = 1.5$ coefficiente parziale per SLU
 $\alpha = 0.85$ fattore che tiene conto degli effetti dei carichi di lunga durata
 $f_{ck} = 0.83 R_{ck} = 29.05 \text{ MPa}$ resistenza a compressione cilindrica caratteristica (frattile 5%)
 $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 37.05 \text{ MPa}$ resistenza a compressione cilindrica media per SLU
 $f_{cd} = \alpha f_{ck} / \gamma_C = 16.46 \text{ MPa}$ resistenza a compressione cilindrica di progetto per SLU
 $f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{(2/3)} = 2.83 \text{ MPa}$ resistenza a trazione media (frattile 50%)
 $f_{ctk 0.05} = 0.7 f_{ctm} = 1.98 \text{ MPa}$ resistenza a trazione caratteristica (frattile 5%)
 $f_{ctk 0.95} = 1.3 f_{ctm} = 3.69 \text{ MPa}$ resistenza a trazione caratteristica (frattile 95%)
 $f_{ctd} = f_{ctk 0.05} / \gamma_C = 1.32 \text{ MPa}$ resistenza a trazione di progetto
 $f_{cfm} = 1.2 f_{ctm} = 3.40 \text{ MPa}$ resistenza a trazione per flessione media (frattile 50%)
 $f_{cfk 0.05} = 0.7 f_{cfm} = 2.38 \text{ MPa}$ resistenza a trazione per flessione caratteristica (frattile 5%)

$f_{ck,0.95} = 1.3 f_{cm} = 4.42 \text{ MPa}$ resistenza a trazione per flessione caratteristica (frattile 95%)

$E_{cm} = 22000(f_{cm} / 10)^{0.3} = 32558 \text{ MPa}$ modulo di elasticità medio

SLE

$\sigma_c < 0.60 f_{ck} = 17.43 \text{ MPa}$ stato limite delle tensioni di esercizio (per comb. caratteristica)

$\sigma_c < 0.45 f_{ck} = 13.07 \text{ MPa}$ stato limite delle tensioni di esercizio (combinaz. quasi perm.)

$w_k < (w_1, w_2, w_3)$ verifica a fessurazione

FIBRE IN ACCIAIO (SPRITZ FIBRORINFORZATO):

Fibre con basso contenuto di carbonio in filo di acciaio trafilato a freddo in accordo a CNR DT204/2006

- Resistenza a trazione del filamento $f_{yk} \geq 800 \text{ MPa}$.
- Lunghezza $L = 10\text{mm}$
- Diametro $D \leq 0.7\text{mm}$
- $L/D = 60$

ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO/ CATENE

B450C

SLU

$f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$ tensione di snervamento caratteristica (frattile 5%)

$\gamma_s = 1.15$ coefficiente parziale per SLU

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391.30 \text{ MPa}$ tensione di snervamento di calcolo

$E_s = 210000 \text{ MPa}$ modulo elastico

SLE

$\sigma_s < 0.80 f_{yk} = 360 \text{ MPa}$ stato limite delle tensioni di esercizio

$n = 15$ coefficiente di omogeneizzazione

copriferro = 5 cm

ACCIAIO CENTINE, PIASTRE E CALASTRELLI

UNI EN 10025-2 - S 275

$\gamma_M = 1.05$	coefficiente parziale per SLU
$f_{tk} = 430 \text{ MPa}$	tensione di rottura caratteristica (frattile 5%)
$f_{yk} = 275 \text{ MPa}$	tensione di snervamento caratteristica (frattile 5%)
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_M = 261.90 \text{ MPa}$	tensione di snervamento di calcolo
$E_s = 210000 \text{ MPa}$	modulo elastico

ACCIAIO MICROPALI/INFILAGGI

UNI EN 10025-2 - S 355

$\gamma_M = 1.05$	coefficiente parziale per SLU
$f_{tk} = 490 \text{ MPa}$	tensione di rottura caratteristica (frattile 5%)
$f_{yk} = 350 \text{ MPa}$	tensione di snervamento caratteristica (frattile 5%)
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_M = 333.33 \text{ MPa}$	tensione di snervamento di calcolo
$E_s = 210000 \text{ MPa}$	modulo elastico

BULLONI

classe 8.8 a dado classe 8

DESCRIZIONE DELLE OPERE IN SOTTERRANEO

La strada in progetto (S.S. 675 "Umbro-Laziale" (ex raccordo Civitavecchia-Orte) tra il Km 86+000 della S.S. 1 "Aurelia" ed il km 21+500 della S.S. 1 bis (Tronco n° 3 Lotto n° 1 stralcio B – Tronco n° 2 Lotti 1 e 2) appartiene alla categoria B in accordo con [N1].

L'itinerario prevede la realizzazione di una galleria denominata **Galleria Monte Romano** scavata con metodo tradizionale di lunghezza pari a 1551.03 m (carr.Sud) e 1586.92 m (carr.Nord).

Le progressive di imbocco della galleria naturale e dei portali sono definite nella seguente tabella:

GALLERIA MONTE ROMANO	<i>BECCO DI FLAUTO</i>	<i>GALLERIA ARTIFICIALE</i>	<i>GALLERIA NATURALE</i>	<i>GALLERIA NATURALE</i>	<i>GALLERIA ARTIFICIALE</i>	<i>BECCO DI FLAUTO</i>
carreggiata sud	2+187.67	2+207.68	2+247.97	3+688.94	3+733.94	3+753.97
carreggiata nord	2+163.13	2+183.12	2+238.41	3+675.34	3+745.34	3+765.34

Di seguito sono indicati i principali elementi della stessa:

- Ventilazione longitudinale delle gallerie
- By pass pedonali ogni 300 m e carrabili ogni 900 m
- Nicchie per alloggiamento delle dotazioni di sicurezza poste ogni 150 m;
- Piazzole di sosta ogni 600 m.

4 SINTESI DEL QUADRO GEOLOGICO-GEOMECCANICO (FASE CONOSCITIVA)

4.1 INQUADRAMENTO GEOLOGICO e IDROGEOLOGICO

La galleria Monte Romano si sviluppa nella serie dei Flysch Tolfetani. L'imbocco lato S.S. 1 Aurelia si sviluppa nei primi metri nel Flysch Calcereo caratterizzato da una alternanza di strati calcarenitici limoso-argillosi o argillo marnosi, la galleria naturale si sviluppa poi nel flysch argillo-scaglioso caratterizzato da argille scagliettate grigio piombo, marnose, con evidenti superfici di discontinuità per taglio, intensamente tettonizzate. Tali argille sono inoltre interessate da venature calcitiche e subordinati straterelli litoidi di calcari grigi.

	Tratto	
Previsione litologica:	3+750 ÷ 3+600	Flysch calcereo: Alternanza di strati calcereo-marnosi litoidi, con vene calcitiche, e interstrati di limi argillosi e di argille marnose, parzialmente strutturate.
	3+600÷ 3+500	Fascia di transizione fra il flysch calcereo e le argille scagliose; il passaggio si prevede graduale, con rapporti geometrici non semplici in ragione dell'assetto caotico. In generale nella parte superiore della sezione di scavo prevarranno i termini calcereo-argillosi, in quella inferiore quelli argilloso-scagliosi.
	3+500÷ 2+300	Flysch in facies di argille scagliose s.l.: argille grigie scagliettate con subordinati livelli litoidi calcereo-marnosi grigi, con abbondante calcite. Fortemente strutturate, con numerose superfici di discontinuità lucidate per taglio. A luoghi argille scagliose color rosso-vinaccia e marne scistose e argillose. Assetto generale caotico.
	2+300÷ 2+200	Sezione mista in presenza della fascia di passaggio fra argille scagliose (inferiori) e flysch calcereo (straterelli litoidi calcilutitici e marnosi alternati a strati limo-sabbiosi).
Faglie ed altri elementi tettonici	3+050 2+500÷ 2+300	Discontinuità presunta nelle unità flyscioidi argilloso-scagliose: lineamento individuato da fotointerpretazione; si suppone uno stato di ulteriore caoticizzazione dell'ammasso con sviluppo di una fascia cataclastica di spessore significativo. Il parallelismo fra asse di progetto e lineamento tettonico fa sì che lo scavo avvenga per intero dentro la fascia cataclastica.
Problematiche relative agli afflussi idrici:		Il flysch calcereo possiede una permeabilità relativamente maggiore delle argille scagliose ed ospita una debole circolazione idrica. L'unità Fas, complessivamente poco permeabile, evidenzia peraltro livelli piezometrici sostanzialmente in equilibrio con la sovrastante circolazione. Si prevede che lo scavo avvenga in condizioni umide, con locale aumento in corrispondenza delle fasce tettonizzate.
Condizioni degli imbocchi:	Imbocco Ovest	L'imbocco intercetta per intero il flysch calcereo in assetto geometrico difficilmente identificabile in ragione della scarsità di affioramenti.
	Imbocco Est	Le opere di sostegno della carreggiata sud cadono all'interno della coltre di frana quiescente, dello spessore massimo accertato di circa 6 m, costituita da una matrice argillosa contenente elementi litoidi calcereo-marnosi.

Caratteristiche del materiale di smarino:		Le caratteristiche del materiale di scavo rendono parzialmente riutilizzabile, per la formazione dei rilevati, previa selezione ed eventuale miscelazione con altre classi granulometriche, le porzioni di flysch calcareo con bassa incidenza di frazione argillosa. I restanti volumi di scavo verranno smaltiti in siti di deposito.
---	--	---

Nel profilo geomeccanico è indicata la successione litologica lungo il tracciato, messa a punto al fine di individuare le modalità di scavo ed effettuare quindi previsioni sui tempi e sui costi di realizzazione delle opere, obiettivo primario di questa fase di progettazione.

Le progressive che individuano i passaggi litologici sono state derivate da carte geologiche e geostrutturali, sono stati inoltre fatti una serie di sondaggi e prove in sito indirizzati alla definizione delle caratteristiche geomeccaniche dei terreni e del quadro idrogeologico di riferimento.

4.2 VALUTAZIONE DEI PARAMETRI GEOMECCANICI DI PROGETTO

Ai fini della caratterizzazione geomeccanica dei terreni, per la progettazione sono stati utilizzati i dati desunti da bibliografia integrati con i parametri ottenuti dai risultati di indagini eseguite in sito e sui campioni indisturbati prelevati.

Attraverso l'applicazione della classificazione G.S.I. (Hoek & Marinos, 2001), per le formazioni a carattere litoide strutturalmente complesse e attraverso l'uso dei parametri di resistenza che caratterizzano il modello di Hoek-Brown, si sono ricavati, attraverso interpolazione, gli intervalli equivalenti dei parametri relativi al modello di Mohr-Coulomb.

Per i terreni si sono desunti, direttamente dalle informazioni a disposizione, i parametri secondo il modello di Mohr-Coulomb. Di seguito si riportano una serie di tabelle di sintesi, dei campi di variabilità dei parametri suddetti rappresentativi delle litologie interessanti la galleria, che saranno impiegati nelle analisi preliminari volte alla valutazione del comportamento del fronte e del cavo.

LITOLOGIA	GSI	σ_c (Mpa)	Coperture (m)	γ (kN/m ³)	CARATTERISTICHE DI RESISTENZA			E (GPa)
					C _u (kPa)	C' (kPa)	ϕ	
Flysch calcareo *parte litoide **matrice	20 - 25	20* – 50*	0 - 20	19 - 21	-	20 - 40	24 - 26	0.15 – 0.30
Flysch argilloso - scaglioso	10 - 20	3 - 8	40	19 - 21	-	20 - 40	21 - 23	0.20 – 0.40

Nota: Data la notevole eterogeneità del materiale le caratteristiche geomeccaniche possono variare a seconda del prevalere di una facies su un'altra; mediamente comunque i valori assunti per le caratteristiche d'ammasso si ritengono realistici e sufficientemente cautelativi.

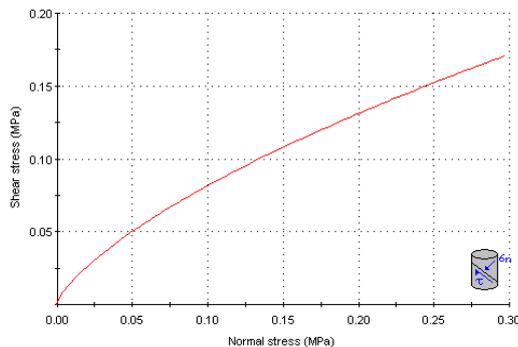
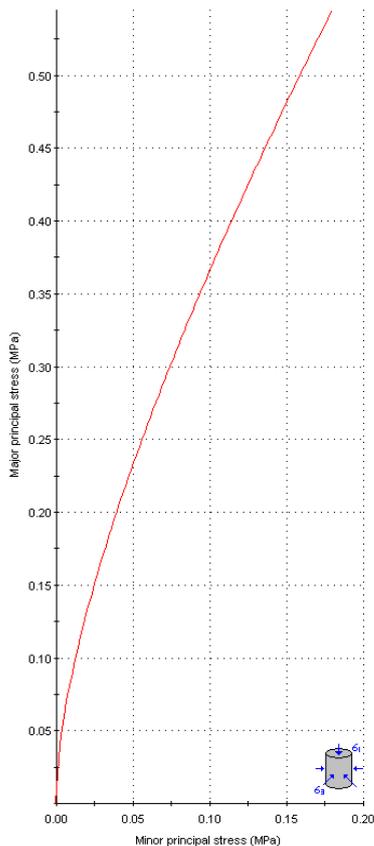
Analysis of Rock Strength using RocLab

Hoek-Brown Classification
 intact uniaxial compressive strength = 3 MPa
 GSI = 20 mi = 10 Disturbance factor = 0.3

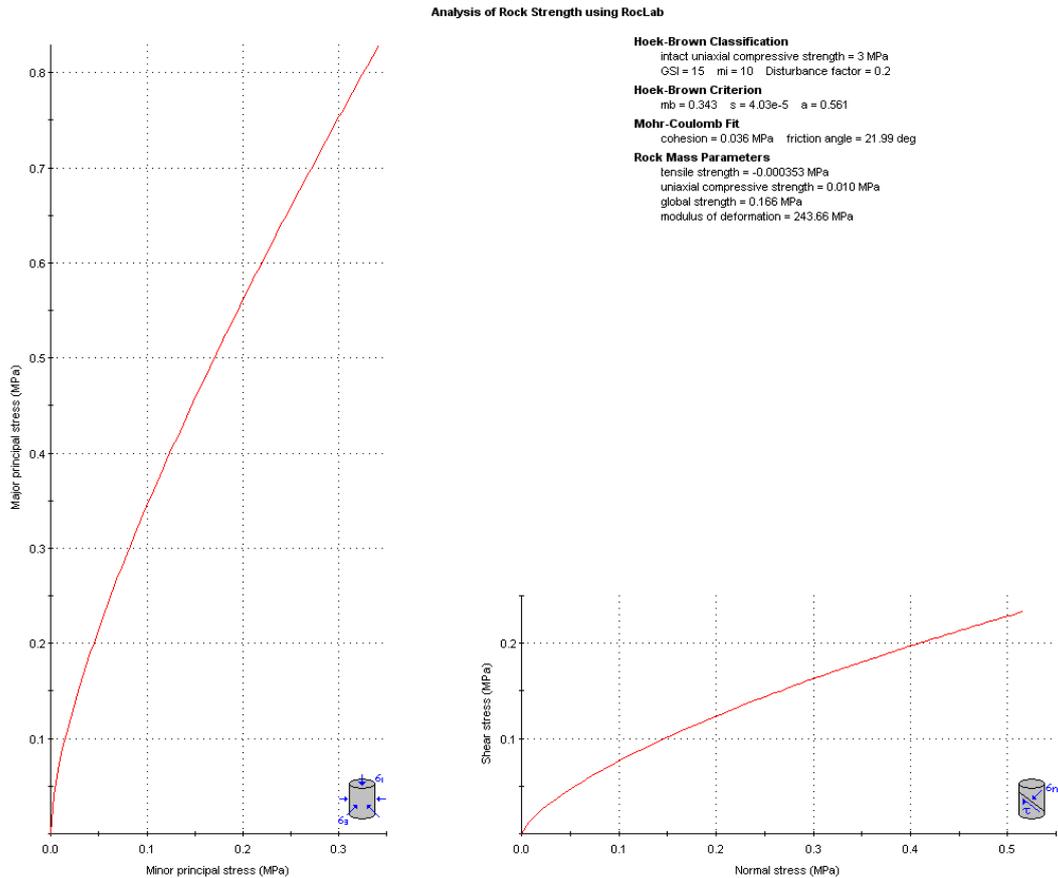
Hoek-Brown Criterion
 mb = 0.347 s = 0.0001 a = 0.544

Mohr-Coulomb Fit
 cohesion = 0.026 MPa friction angle = 27.23 deg

Rock Mass Parameters
 tensile strength = -0.000444 MPa
 uniaxial compressive strength = 0.014 MPa
 global strength = 0.185 MPa
 modulus of deformation = 288.64 MPa



Progetto Definitivo



Gli intervalli proposti risultano essere indicativi e talora ampi a causa di una dispersione dei dati osservati e soprattutto al fine di tenere conto del grado di alterazione e della eterogeneità presente in diverse tratte delle formazioni.

I valori inferiori dell'intervallo si applicano principalmente a campi di copertura modesti ovvero in presenza di stati tensionali contenuti, e nelle zone interessate da fasce tettonizzate .

5 ANALISI DEL COMPORTAMENTO DEFORMATIVO ALLO SCAVO (FASE DI DIAGNOSI)

Il processo di verifica dello scavo della galleria (metodo ADECO-RS) prevede una fase di "diagnosi" finalizzata alla valutazione dei fenomeni deformativi del mezzo attraversato, da cui discende una valutazione della stabilità dello scavo al fronte e lontano da esso.

Il comportamento del fronte di scavo, al quale è legato quello della cavità, può essere sostanzialmente ricondotto alle seguenti tre categorie di comportamento.

- CATEGORIA A: Galleria a fronte stabile
- CATEGORIA B: Galleria a fronte stabile a breve termine
- CATEGORIA C: Galleria a fronte instabile

Le tre categorie precedentemente introdotte secondo il metodo ADECO-RS sono definite secondo le seguenti caratteristiche.

5.1 CATEGORIA A: galleria a fronte stabile

Se il fronte di scavo è stabile, lo stato tensionale al contorno della cavità in prossimità del fronte si mantiene in campo prevalentemente elastico ed i fenomeni deformativi osservabili sono di piccola entità e tendono ad esaurirsi rapidamente.

In questo caso anche il comportamento del cavo sarà stabile, mantenendosi prevalentemente in campo elastico, e quindi non si rendono necessari interventi preventivi di consolidamento, se non localizzati e in misura molto ridotta. Il rivestimento definitivo costituirà allora il margine di sicurezza per la stabilità a lungo termine.

5.2 CATEGORIA B: galleria a fronte stabile a breve termine

Questa condizione si verifica quando lo stato tensionale indotto dall'apertura della cavità supera la resistenza geomeccanica del materiale al fronte, che si allontana progressivamente da un comportamento di tipo elastico, per passare ad un comportamento di tipo elasto-plastico.

I fenomeni deformativi connessi con la redistribuzione delle tensioni risultano più accentuati che nel caso precedente e producono nell'ammasso al fronte una riduzione delle caratteristiche di resistenza con decadimento verso i parametri plastici residui.

La decompressione indotta dallo scavo può essere opportunamente controllata con adeguati interventi di preconsolidamento del fronte. In tal modo si fornisce l'opportuno contenimento all'ammasso, che manterrà un comportamento stabile.

Nel caso non si prevedano opportuni interventi, lo stato tenso-deformativo potrà evolvere verso situazioni di instabilità del cavo in via di realizzazione. Il rivestimento definitivo costituirà, ancora, il margine di sicurezza per la stabilità nel lungo termine.

5.3 CATEGORIA C: galleria a fronte instabile

L'instabilità progressiva del fronte di scavo è attribuibile ad una accentuazione dei fenomeni deformativi in campo plastico, che risultano immediati e più rilevanti, manifestandosi prima ancora che avvenga lo scavo, oltre il fronte stesso.

Tali deformazioni producono un incremento dell'estensione della zona dell'ammasso decompressa in corrispondenza del fronte, dove si sviluppa un progressivo e rapido decadimento delle caratteristiche geomeccaniche del materiale.

L'espansione della fascia di materiale decompresso al contorno del cavo deve essere contenuta prima dell'arrivo del fronte di scavo, e richiede pertanto interventi di preconsolidamento sistematici in avanzamento, che consentano di creare artificialmente l'effetto arco capace di far evolvere la situazione verso configurazioni di equilibrio stabile.

6 DETERMINAZIONE DELLE CATEGORIE DI COMPORTAMENTO.

In funzione delle coperture previste per ciascun litotipo, e dei parametri geomeccanici dell'ammasso interessato dalla galleria, sono state individuate le risposte deformative allo scavo. In particolare, le verifiche di stabilità sono state condotte utilizzando il metodo delle linee caratteristiche per le sezioni con copertura in calotta superiore a due diametri e il metodo all'equilibrio limite (analisi di stabilità del fronte) per sezioni con copertura inferiore a due diametri.

6.1 Metodo delle linee caratteristiche

Il metodo delle linee caratteristiche (o convergenza-confinamento, CCM) è un metodo di calcolo che consente l'analisi 3D semplificata dello scavo di gallerie in relazione alle proprietà meccaniche dell'ammasso attraversato, alle caratteristiche geometriche dell'opera, agli interventi previsti di pre-contenimento e contenimento, e all'installazione dei rivestimenti provvisori e definitivi.

Per la determinazione della curva di de-confinamento si ricostruisce sia l'andamento degli spostamenti del cavo della galleria in funzione della distanza dal fronte (curva degli spostamenti longitudinali), sia l'andamento degli spostamenti dei punti di una sezione in funzione della pressione di stabilizzazione interna (curva caratteristica).

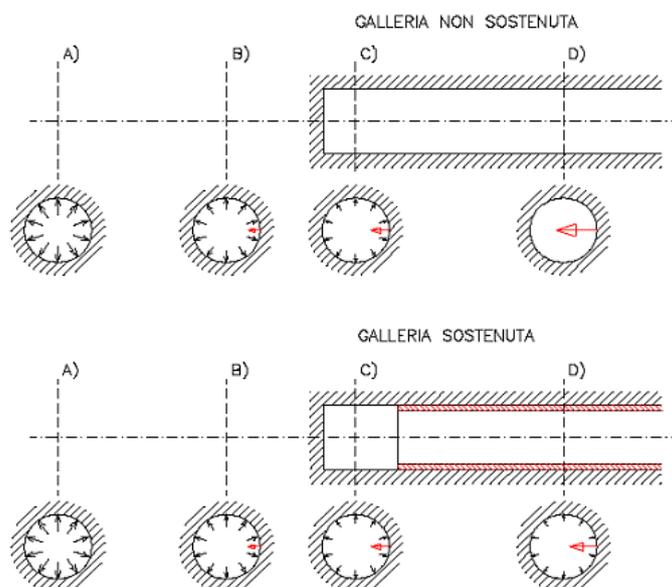


Figura 1: Progressivo de-confinamento del bordo di scavo per simulare l'avanzamento della galleria

Combinando i risultati delle due analisi, che forniscono la dipendenza dello spostamento radiale del cavo dalla distanza dal fronte di scavo e dalla pressione interna, si è determinata la relazione tra la pressione di equilibrio interna al cavo (p), la tensione geostatica iniziale (p_0) e la distanza dal fronte, ovvero $p/p_0 = (1-\lambda)$, detta legge di deconfinamento, in cui λ è il tasso di deconfinamento.

Le ipotesi alla base del metodo sono le seguenti:

- simmetria cilindrica e stato piano di deformazione;
- ammasso omogeneo ed isotropo;
- stato tensionale iniziale isotropo.

L'ideale campo di applicazione è pertanto costituito da gallerie profonde a sezione circolare.

Formulazioni per la modellazione delle curve caratteristiche e della curva degli spostamenti longitudinali

L'applicazione del metodo convergenza-confinamento (CCM) viene applicato a ciascuna combinazione dei parametri prima definiti con l'obiettivo di valutare lo stato tensionale, gli spostamenti radiali e al fronte, la zona plastica nell'intorno della galleria in relazione al metodo di scavo della galleria in convenzionale.

Per l'ammasso si utilizza un modello costitutivo elasto-plastico, con criterio di resistenza di Mohr-Coulomb e con eventuale decadimento dei parametri (sempre caratteristici) di resistenza dai valori di picco ai valori residui. Per il calcolo della convergenza al fronte si utilizzano le soluzioni analitiche per cavità sferiche.

Per valutare lo spostamento radiale si applicano delle curve degli spostamenti longitudinali, che permettono di definire il profilo longitudinale degli spostamenti:

- per i terreni, la formula sviluppata da Panet e Corbetta (1995):

$$u = u_{max} \cdot \left[1 - 0.75 \cdot \left(\frac{0.75R_0}{0.75R_0 + \xi \cdot X} \right)^2 \right]$$

$$X = \frac{1}{\xi} \cdot \left(\frac{0.75^{\frac{3}{2}} R_0}{\sqrt{1 - \frac{u}{u_{max}}}} - 0.75R_0 \right); \quad \xi = \frac{u_{ILE}}{u_{max}}$$

- per gli ammassi rocciosi, la formula sviluppata da Vlachopoulos & Diederichs (2009):

$$\frac{u_d}{u_{max}} = 1 - \left(1 - \frac{u_0}{u_{max}}\right) \cdot e^{-\frac{3\left(\frac{d}{R_0}\right)}{2P_r}}$$

$$\frac{u_0}{u_{max}} = \frac{1}{3}^{-0.15P_r}$$

dove:

- u_{max} = Spostamento radiale massimo
- u_0 = Spostamento radiale al fronte
- R_0 = Raggio del tunnel
- $R_{pl,max}$ = raggio plastico massimo
- $P_r = (R_{pl,max})/R_0$, estensione fascia plastica

Effetto dei pre-consolidamenti

L'effetto dei pre-consolidamenti è tenuto in considerazione nel calcolo della pressione di equilibrio (equilibrio tra convergenza del cavo e confinamento del supporto) tenendo conto dell'effetto di irrigidimento offerto da tali elementi.

6.1.1 Analisi dei risultati (Linee Caratteristiche)

Di seguito sono riportate le sezioni analizzate, con indicate le coperture, i valori dei parametri del modello di Mohr-Coulomb utilizzati nelle analisi con le linee caratteristiche e la tipologia di supporto.

ANALISI	Copertura m	γ kN/m ³	Parametri di M-C delle Linee Caratteristiche		
			c' kPa	ϕ°	E MPa
1	65	21	40	21	400
2	65	21	40	21	200
3	65	20	20	23	200
4	80	21	30	21	300

Le linee caratteristiche sono riportate in forma grafica nelle pagine che seguono; nei grafici è riportata la curva caratteristica del cavo libero, come previsione sul comportamento del cavo in condizioni intrinseche (non rivestito).

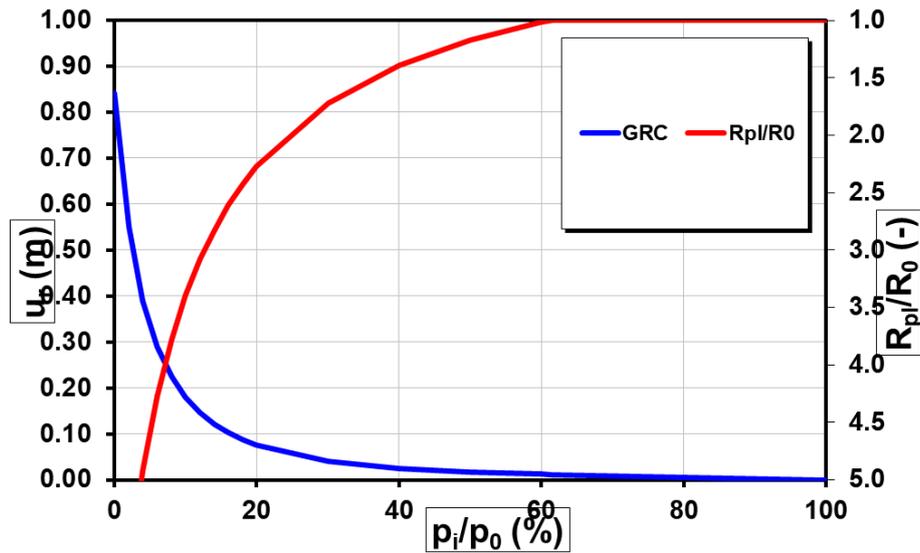


Figura 2 – Analisi 1

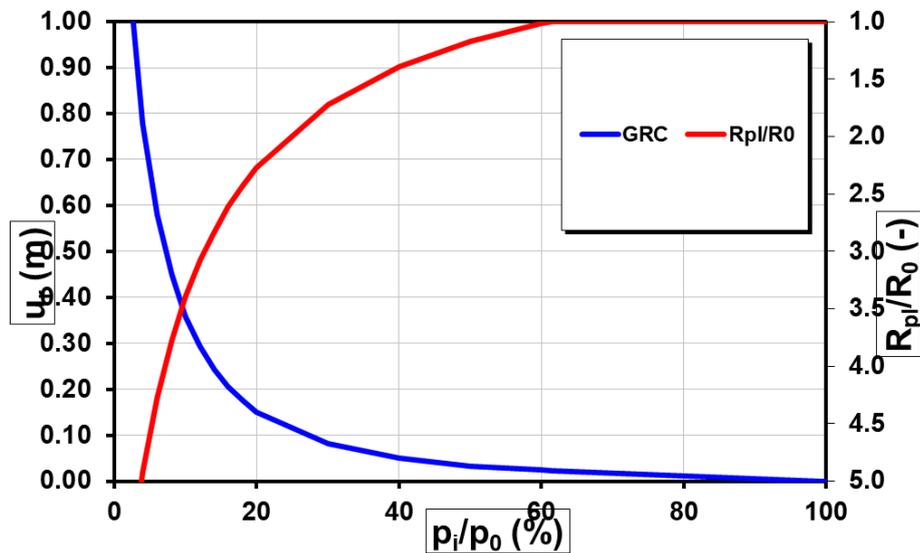


Figura 3 – Analisi 2

Progetto Definitivo

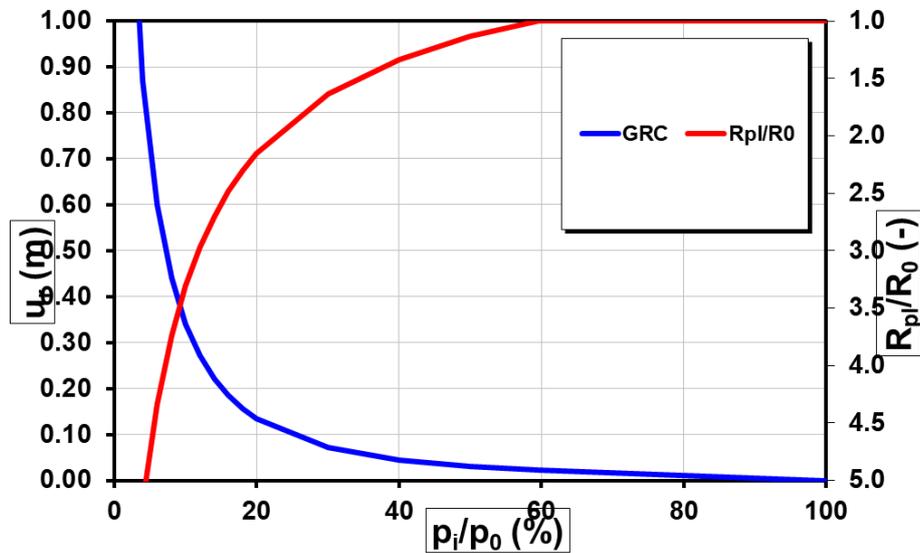


Figura 4 - Analisi 3

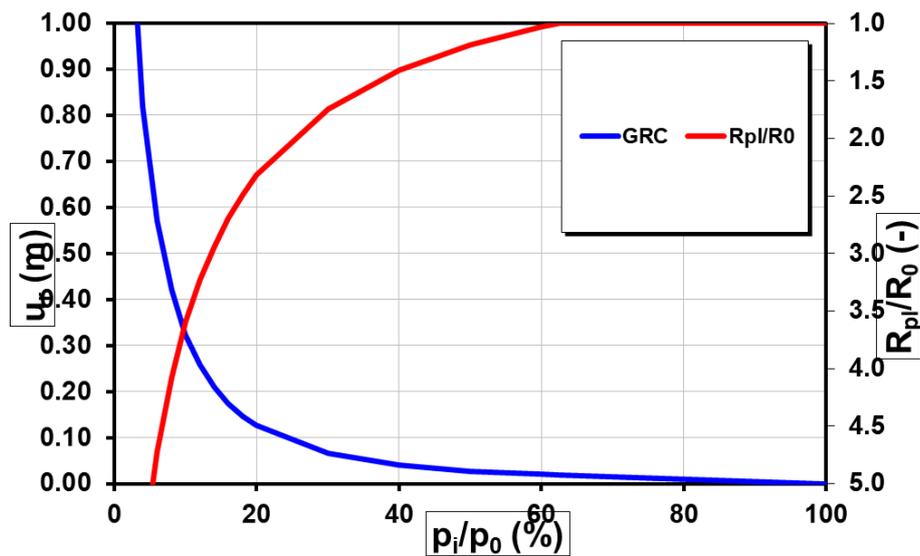


Figura 5 - Analisi 4

Nella tabella seguente si riportano il valore della convergenza al fronte, l'entità dell'anello plastico al contorno del cavo (quale rapporto tra il raggio plastico ed il raggio teorico di scavo R_p/R_0) e la conseguente categoria di comportamento individuata considerando la galleria in condizioni intrinseche.

ANALISI	Copertura (m)	Convergenza fronte Uf (cm)	R_p/R₀ al fronte	Categoria di comportamento
1	65	9.5	2.53	B/C
2	65	19.1	2.53	C
3	65	23.4	9.28	C
4	80	19.1	2.81	B/C

Nel profilo geomeccanico della galleria (vedi documenti di riferimento) si è proceduto ad individuare, in funzione dei risultati delle analisi effettuate e delle considerazioni espresse, le categorie di comportamento (A, B o C) per ciascuna tratta a comportamento geotecnico omogeneo ed in funzione delle coperture e delle problematiche allo scavo.

6.2 Stabilità del fronte

Le analisi di stabilità del fronte e del cavo sono mirate alla valutazione dello sviluppo di possibili meccanismi di collasso, con o senza propagazione verso la superficie, o di deformazioni e spostamenti elevati al contorno ed in superficie.

Per la valutazione del fattore di stabilità del fronte si fa riferimento ai seguenti metodi:

- Tamez & Cornejo (1988)
- Caquot & Kerisel, modificato da Carranza Torres (2004)

Metodo di Tamez & Cornejo (1988)

L'approccio si basa sull'equilibrio di un blocco prismatico di terreno (paraboloide) che grava sulla corona della galleria. Il blocco è diviso in 3 sotto unità (blocchi prismatici) per determinare le massime tensioni tangenziali che si possono sviluppare sulle facce di ogni prisma senza che avvengano scorrimenti (forze resistenti) e le forze di massa di ogni prisma (forze agenti). Il rapporto tra i momenti delle forze resistenti e delle forze agenti fornisce un coefficiente di sicurezza globale del fronte, denominato FSF (face security factor).

$$FSF = \frac{\left[\frac{2(\tau_{m2} - \tau_{m3})}{(1 + a/L)^2} + 2\tau_{m3} \right] \frac{h_1}{D} + \frac{2\tau_{m3}}{(1 + a/L)\sqrt{k_a}} \frac{h_1}{D} + \frac{3.4C_{fronte}}{(1 + a/L)^2 \sqrt{k_a}}}{\left[1 + \frac{2D}{3Z(1 + a/L)^2} \right] [\gamma Z - P_E]}$$

Dove:

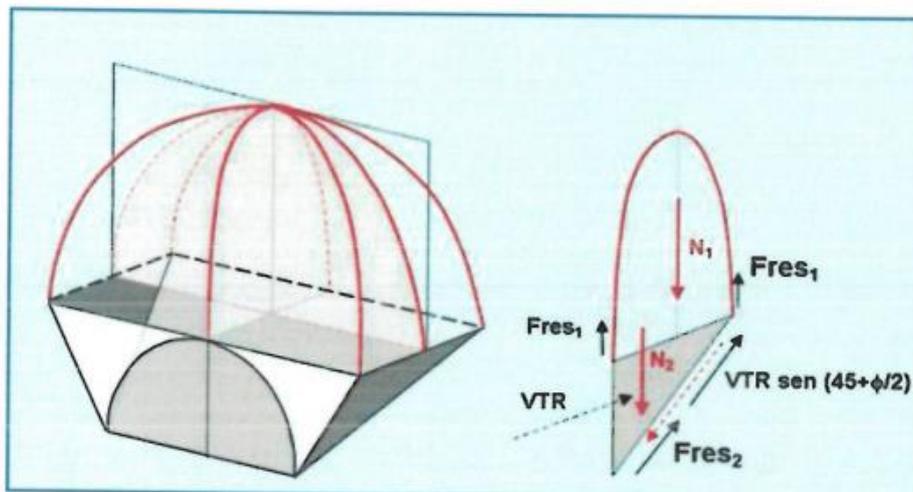
D = Diametro equivalente galleria;

a = Lunghezza di scavo non sostenuta (sfondo);

Z = copertura fino alla calotta

$$L = D \cdot \tan\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$h_1 = 1.7D \text{ per } \frac{Z}{D} > 3 \quad h_1 = Z \text{ per } \frac{Z}{D} \leq 3$$

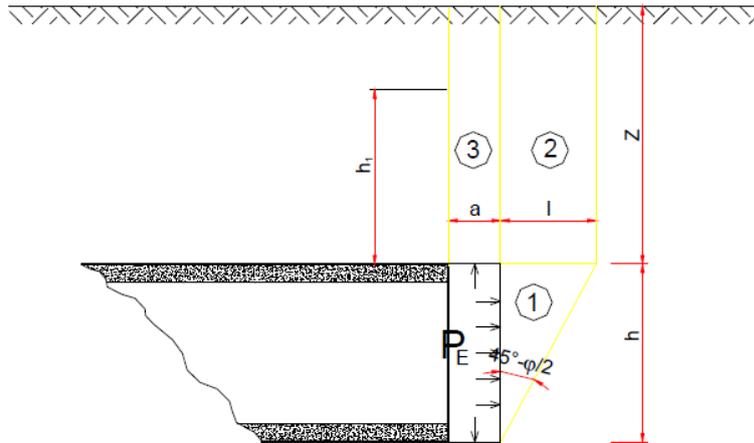


Tamez ha preso in esame i seguenti casi:

1. Terreni e rocce tenere che possono essere considerati isotropi ed omogenei (indicati dall'autore con la sigla T-1) che a sua volta comprende tre sottocasi: terreni e rocce tenere caratterizzati da coesione e angolo di resistenza al taglio (indicati con la sigla CF), terreni a grana grossa senza coesione (indicati con F) e terreni a grana fine (indicati con C).
2. Terreni stratificati e rocce tenere caratterizzati da proprietà geotecniche variabili con la profondità (indicati con T-2) a sua volta suddivisi in terreni e rocce tenere caratterizzati con coesione e angolo di resistenza a taglio (CF), terreni granulari senza coesione (F) e terreni coesivi (C).

Per la galleria, si ricade nel gruppo T-1 CF, ovvero terreno isotropo e omogeneo dotato di coesione ed attrito. In questo caso con riferimento alla figura precedente, il coefficiente di sicurezza è pari al più piccolo fra il coefficiente globale (FSF) e quello seguente alla rottura del solo prisma (3):

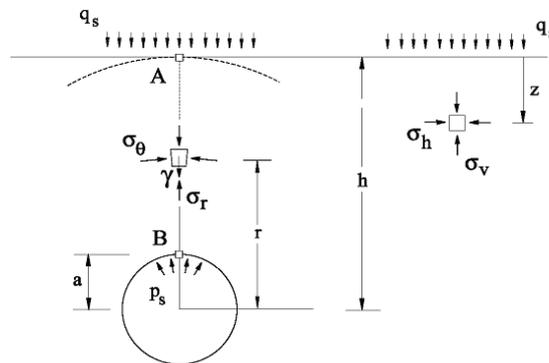
$$FS_3 = \frac{2\tau_{m3}}{\gamma Z - P_E} \left[\frac{h_1}{D} \right] \left[1 + \frac{D}{a} \right]$$



L'analisi sarà effettuata in tensioni totali, visto che il materiale di scavo ha permeabilità elevate ($k=10^{-7}$ m/s) e lo scavo è effettuato in condizioni non drenate. Il fattore di sicurezza considerato accettabile è pari a 1.5.

Metodo di Caquot & Kerisel (1956), implementato da Carranza Torres (2004)

Nella seguente figura è riportato lo schema generale per l'applicazione della soluzione di Caquot, con particolare riferimento alla soluzione bidimensionale (2D).



Dove p_s : pressione lungo il contorno del cavo; a : raggio della cavità; h : profondità dell'asse della galleria rispetto alla superficie; q_s : sovraccarico in superficie; γ : peso di volume del terreno.

Si assume:

- una distribuzione delle tensioni verticali seconda la legge di variazione litostatica: $\sigma_v = q_s + \gamma \cdot h$;
- il coefficiente di spinta K_0 è assunto unitario per cui: $\sigma_h = \sigma_v$.

Tale soluzione considera l'equilibrio del materiale sovrastante la calotta di un cavo di forma circolare (cilindrica o sferica) in condizioni superficiali. Per la condizione rappresentata in figura, la

soluzione di Caquot consente di definire il valore minimo critico di pressione interna (p_s) al di sotto del quale il cavo collassa. Con riferimento alla soluzione di Caquot per criterio di rottura alla M-C, la seguente uguaglianza consente di legare il valore di pressione (p_s) ai parametri rappresentativi del problema in termini geometrici e meccanici:

$$\frac{p_s}{\gamma a} = \left(\frac{q_s}{\gamma a} + \frac{c}{\gamma a \tan \phi} \right) \left(\frac{h}{a} \right)^{-k(N_\phi - 1)} - \frac{1}{k(N_\phi - 1) - 1} \left[\left(\frac{h}{a} \right)^{1 - k(N_\phi - 1)} - 1 \right] - \frac{c}{\gamma a \tan \phi} \quad [eq.1]$$

essendo:

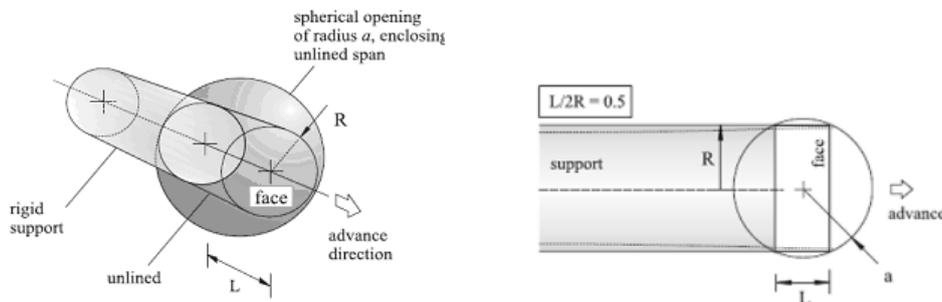
$$N_\phi = \frac{1 + \sin(\phi)}{1 - \sin(\phi)} \quad [eq.2]$$

Il coefficiente k assume i seguenti valori a seconda della forma del cavo e dunque della relativa condizione di analisi:

$k=1$: forma cilindrica del cavo;

$k=2$: forma sferica per l'analisi del solo fronte.

Nel caso di analisi di stabilità del solo fronte (analisi tridimensionale) si considera il seguente schema geometrico di calcolo:



dove si approssima il fronte con una sfera di raggio a calcolato come segue:

$$a = \sqrt{\frac{L^2}{4} + R^2} \quad [eq.3]$$

essendo L la distanza non sostenuta del cavo, ipotizzando, ove presente, un sostegno rigido.

I parametri di resistenza assegnati al terreno (ad es: per M-C coesione [c'] ed angolo di attrito [ϕ']) sono in genere superiori ai valori di resistenza associati ad una condizione di stato di equilibrio critico della cavità espressa formalmente dalla precedente equazione. A tale riguardo è stato

inserito nella soluzione di Caquot il concetto di fattore di sicurezza FS, espresso come segue con riferimento al criterio di M-C:

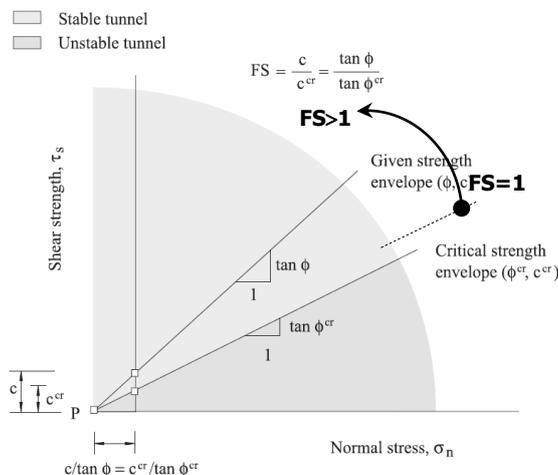
$$FS = \frac{c}{c^{cr}} = \frac{\tan \phi}{\tan \phi^{cr}} \quad [eq.4]$$

ossia come rapporto dei parametri di resistenza del terreno e i corrispondenti valori critici (indicati con c^r), ossia i valori di coesione ed angolo di attrito che portano al collasso della cavità. Si calcola il valore di N_ϕ^{FS} , applicando il metodo "Strength Reduction Method" di Dawson et al. (1999):

$$N_\phi^{FS} = \frac{1 + \sin\left(\tan^{-1} \frac{\tan \phi}{FS}\right)}{1 - \sin\left(\tan^{-1} \frac{\tan \phi}{FS}\right)} \quad [eq.5]$$

che inserito nella eq.1 consente di introdurre nella soluzione di Caquot un fattore di sicurezza FS:

$$\frac{p_s}{\gamma a} = \left(\frac{q_s}{\gamma a} + \frac{c}{\gamma a \tan \phi} \right) \left(\frac{h}{a} \right)^{-k(N_\phi^{FS}-1)} - \frac{1}{k(N_\phi^{FS}-1)-1} \left[\left(\frac{h}{a} \right)^{1-k(N_\phi^{FS}-1)} - 1 \right] - \frac{c}{\gamma a \tan \phi} \quad [eq.6]$$



6.2.1 Dimensionamento degli interventi di stabilizzazione del fronte

Per il dimensionamento degli interventi di stabilizzazione al fronte, si è considerato l'effetto delle barre di vetroresina al fronte attraverso l'effetto di stabilizzazione del fronte, considerato come un aumento della tensione minima in direzione radiale (estrusione del fronte), valutato come $\Delta\sigma_3$.

Infatti, l'intervento di precontenimento del fronte, realizzato con elementi strutturali in vetroresina (GFRP), realizza un irrigidimento del nucleo d'avanzamento e previene i fenomeni di estrusione e

mantengono i conseguenti fenomeni deformativi entro valori tali da mantenere quanto più possibile l'ammasso in campo elastico. Gli elementi impiegati per la stabilizzazione del fronte sono costituiti da barre in vetroresina strutturali.

La capacità di contenimento dipende dal numero di barre in vetroresina installate al fronte e dal loro numero. Il tiro massimo (T) sopportabile dal tubo in vetroresina è pari al valore minimo tra la resistenza ultima allo sfilamento (T_1), il limite di rottura del materiale (T_2) e, se presente, il limite di rottura a trazione del manicotto (T_3). L'effetto di stabilizzazione dei tubi in GFRP può essere valutato in base alla seguente relazione:

$$\Delta\sigma_3 = \frac{n_b}{A} \cdot T = \frac{n_b}{A} \cdot \min\{T_1; T_2; T_3\} = \min\left\{\left[n_b \cdot \frac{\pi \cdot D_B \cdot L}{A} \cdot \tau_{max}\right]; \left[n_b \cdot \frac{A_{GFRP}}{A} \cdot f_{yk}\right]; \left[n_b \cdot \frac{T_m}{A}\right]\right\}$$

$$p_{f,d} = \Delta\sigma_3 / \gamma_c = \Delta\sigma_3 / 1.25$$

dove:

- A_{GFRP} = area elementi in vetroresina;
- $D_B = D_p \cdot \alpha$ = diametro del bulbo di fondazione
- D_p = diametro nominale di perforazione;
- α = parametro moltiplicativo del diametro nominale di perforazione per tenere conto dell'aumento della sezione del bulbo di fondazione dovuto all'iniezione della miscela cementizia in base alle indicazioni di Bustamante e Doix (1985);
- L = lunghezza dei tubi in GFRP efficace (lunghezza di sovrapposizione);
- n_b = numero di tubi previsti. Il numero di GFRP è variabile in base al tipo di sezione considerato, si considera cautelativamente il numero minimo a fine campo di scavo.
- f_{yk} = resistenza a trazione della sezione dei tubi in GFRP;
- τ_{max} = resistenza limite tra bulbo di fondazione e terreno in base alle indicazioni di Bustamante e Doix (1985);
- A = area della sezione di scavo media.
- T_m = resistenza a trazione del manicotto.

Calcolata la pressione di confinamento offerta dagli elementi in GFRP con le relazioni precedentemente elencate è possibile valutare la stabilità del fronte di scavo con i metodi precedentemente illustrati, verificando che in ogni zona del tracciato il coefficiente di sicurezza risulti pari o superiore a 1.0.

7 FASE DI TERAPIA

La galleria Monteromano sarà realizzata mediante scavo in tradizionale. La sezione di scavo, ad esclusione dei fuori scavo, risulta variabile tra 136.1m² e 148.4m², in dipendenza dagli spessori dei rivestimenti di prima fase e definitivi. In ammassi di caratteristiche geomeccaniche scadenti, si procederà alla realizzazione di consolidamenti in avanzamento, mediante elementi strutturali in vetroresina iniettati. Effettuato lo scavo e le operazioni di smarino, si procederà alla posa in opera dei rivestimenti di prima fase, mediante spritz-beton, e centine metalliche al fine di garantire l'adeguato confinamento delle pareti di scavo. A distanza dal fronte di scavo, in funzione del comportamento deformativo del cavo, si procederà al getto dei rivestimenti definitivi di arco rovescio e murette, così da contrastare il piede del rivestimento di prima fase, e, previa posa dell'impermeabilizzazione, al getto dei rivestimenti definitivi di calotta. Al piede dello strato di impermeabilizzazione esterna, si disporrà una canaletta microfessurata di raccolta delle acque, con scarico nel condotto di smaltimento delle acque bianche. I rivestimenti definitivi saranno armati o in funzione delle caratteristiche dell'ammasso e delle coperture presenti.

7.1 SEZIONI TIPO ADOTTATE

E' prevista l'adozione dello scavo a piena sezione, per sfondi di lunghezza funzione delle caratteristiche geomeccaniche degli ammassi attraversati e del loro comportamento allo scavo; tale metodologia di avanzamento consente il controllo delle deformazioni al contorno del cavo (e conseguentemente dei livelli di plasticizzazione), con un rapido contenimento del cavo a seguito dello scavo, mediante il getto dell'arco rovescio a ridosso del fronte, quale incremento della capacità portante dei rivestimenti di prima fase. Il rivestimento definitivo di calotta sarà gettato ad una distanza funzione dello stato deformativo del pre-rivestimento e della relativa pressione esercitata dall'ammasso circostante.

Il rivestimento di prima fase è costituito da uno strato di spritz-beton e centine metalliche in funzione del grado di separazione strutturale e dei carichi preventivabili sui rivestimenti. Tali interventi rappresentano azioni di "contenimento" del cavo.

Quali azioni di "pre-contenimento" in avanzamento al fronte si è previsto l'impiego di elementi strutturali in vetroresina.

Quali azioni di "pre-consolidamento" in avanzamento al contorno del cavo si sono previsti elementi in VTR iniettati a pressione mediante valvole (o cementati mediante miscele espansive) con schema a quinconce tale da determinare la formazione di un "arco consolidato". Questo assolve alla funzione di "scaricare" il nucleo di scavo riducendo, in combinazione con il trattamento del fronte, i fenomeni estrusivi del nucleo, i valori di pre-convergenza al fronte e conseguentemente controllando lo stato di plasticizzazione dell'ammasso e le pressioni sul cavo. Tale intervento permette di evitare il decadimento dei parametri geomeccanici dell'ammasso verso condizioni residue.

In presenza di ammassi fratturati, ma non spingenti, potranno essere impiegati come interventi di "pre-sostegno" tubi metallici in corrispondenza della calotta.

Dovranno inoltre essere previsti drenaggi in avanzamento nelle tratte ove è presente il rischio di venute d'acqua.

I rivestimenti sono previsti in calcestruzzo armato. A tergo dei rivestimenti definitivi di calotta e piedritto si porrà in opera l'impermeabilizzazione, costituita da uno strato di geotessuto e da una guaina in PVC.

Le sezioni tipo di avanzamento prevedono gli interventi descritti nei paragrafi che seguono, intesi quali quantità medie, da calibrare in funzione del comportamento deformativo riscontrato allo scavo attraverso l'analisi delle misure e dei rilievi di un apposito monitoraggio, descritto nel capitolo 9.

7.1.1 Sezione tipo B1-A

La sezione tipo B1-A è costituita da:

- 15 P.E.R. Ground DP1 L=30.00m (7m VTR + 23m dreno), sovr. 16.00 m per drenaggio al contorno;
- 10/15 P.E.R. Ground VP2 L=15.00m (7m VTR +8m dreno), sovr. 8.00 m per drenaggio al fronte;
- spritz-beton fibrorinforzato fino ad uno spessore totale di 25cm;
- centine 2IPN180/0.80 – 1.20m;
- 40±20% P.E.R. Ground VP2 L=15m (15m VTR) cementati al fronte, L=15.00m, sovr. 8.00 m

- impermeabilizzazione costituita da geotessuto, e un manto in PVC;
- arco rovescio in cls, sp. 80cm gettato da 0.5Ø a 1Ø dal fronte;
- rivestimento di calotta in cls. sp. 70cm gettato da 3Ø a 5Ø dal fronte.

7.1.2 Sezione tipo B1-B

La sezione tipo B1 (campo di 7.00m) è costituita da:

- 15 P.E.R. Ground DP1 L=30.00m (7m VTR + 23m dreno), sovr. 16.00 m per drenaggio al contorno;
- 10/15 P.E.R. Ground VP2 L=15.00m (7m VTR +8m dreno), sovr. 8.00 m per drenaggio al fronte;
- 60±20% P.E.R. Ground VP2 L=15m (15m VTR) cementati al fronte, L=15.00m, sovr. 8.00m
- centine 2IPN180/0.80 a 1.20m;
- spritz-beton fibrorinforzato fino ad uno spessore totale di 25cm;
- impermeabilizzazione costituita da geotessuto, e un manto in pvc;
- arco rovescio in cls, sp. 80cm gettato da 0.5Ø a 1Ø dal fronte;
- rivestimento di calotta in cls. sp. 70cm gettato da 3Ø a 5Ø dal fronte.

7.1.3 Sezione tipo B2

La sezione tipo B2 (campo di 7.00m) è costituita da:

- 15 P.E.R. Ground DP1 L=30.00m (7m VTR + 23m dreno), sovr. 16.00 m per drenaggio al contorno;
- 15/20 P.E.R. Ground VP2 L=15.00m (7m VTR +8m dreno), sovr. 8.00 m per drenaggio al fronte;
- 37 tubi metallici Ø127/10 mm, L=15.00 m sovr. 8.00 m, per 120° di calotta, valvolati (1 vl/m);
- 80±20% P.E.R. Ground VP2 L=15m (15m VTR) cementati al fronte, L=15.00m, sovr. 8.00 m
- centine 2IPN180/0.80 - 1.20m;
- spritz-beton fibrorinforzato fino ad uno spessore totale di 25cm;

- impermeabilizzazione costituita da geotessuto, e un manto in pvc;
- arco rovescio in c.a., sp. 80cm gettato a circa da 0.5Ø a 1Ø dal fronte;
- rivestimento di calotta in cls. sp. Min 60cm sp. Max 125cm gettato da 3Ø a 5Ø dal fronte.

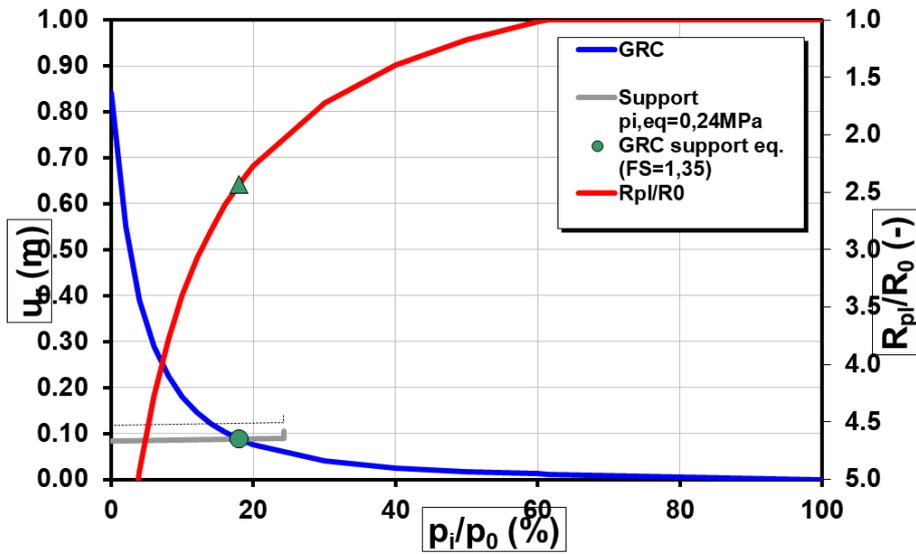
7.1.4 Sezione tipo C2

La sezione tipo C2 (campo di 7.00m) è costituita da:

- 15 P.E.R. Ground DP1 L=30.00m (7m VTR + 23m dreno), sovr. 16.00 m per drenaggio al contorno;
- 15/20 P.E.R. Ground VP2 L=15.00m (7m VTR +8m dreno), sovr. 8.00 m per drenaggio al fronte;
- 80±30% P.E.R. Ground VP2 L=15m (15m VTR) cementati al fronte, L=15.00m, sovr. 8.00 m
- 7+7 P.E.R. Ground VP2 L=15m (15m VTR) al piede centina cementati, L=15.00m, sovr. 8.00 m
- 65 P.E.R. Ground VP2 L=15m (15m VTR) al contorno cementati, L=15.00 m sovr. 8.00m;
- centine 2IPN200/0.80 – 1.10m;
- spritz-beton fibrorinforzato o armato con rete elettrosaldata fino ad uno spessore totale di 30 cm;
- impermeabilizzazione costituita da geotessuto, e un manto in pvc;
- arco rovescio in c.a., sp. 100cm, gettato da 0.5Ø a 1Ø al fronte;
- rivestimento di calotta in c.a. sp. 90 cm, gettato a circa 1Ø dal fronte.

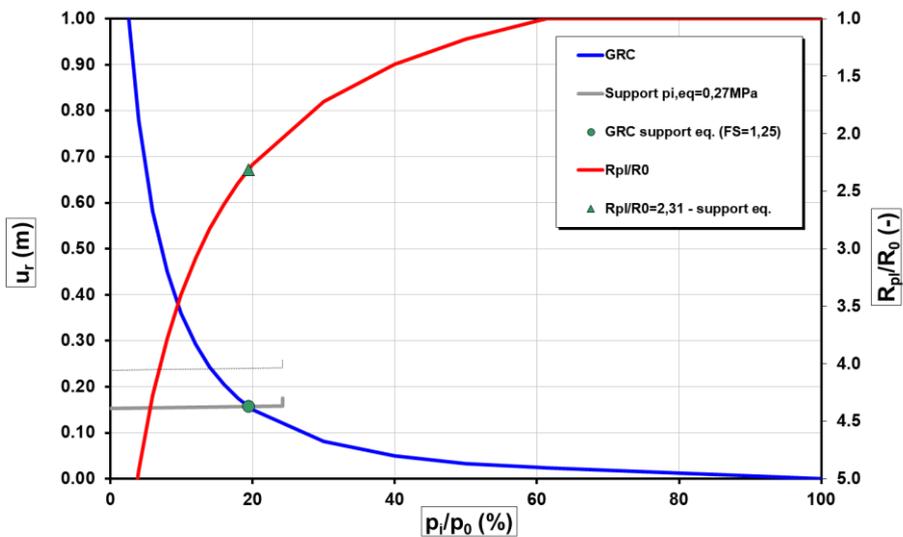
7.2 Analisi con le linee caratteristiche

Si riportano di seguito i risultati delle analisi effettuate con il metodo delle linee caratteristiche. I grafici rappresentano il comportamento deformativo atteso del cavo in presenza dei consolidamenti previsti per le sezioni di progetto. Sono inoltre calcolati i carichi agenti sui rivestimenti di prima fase.



$u_{r,d}$ (d=distanza applicazione rivestimento)	(m)	0.084
$u_{r,eq}$	(m)	0.088
$p_{i,eq}$	(MPa)	0.240
$(R_{pl}/R_0)_{eq}$	(-)	2.430
$R_{pl,eq}$	(m)	16.77
p_{lim}	(MPa)	0.331
FS	(-)	1.350

Figura 6 – Analisi 1 – Sezione tipo B1_a

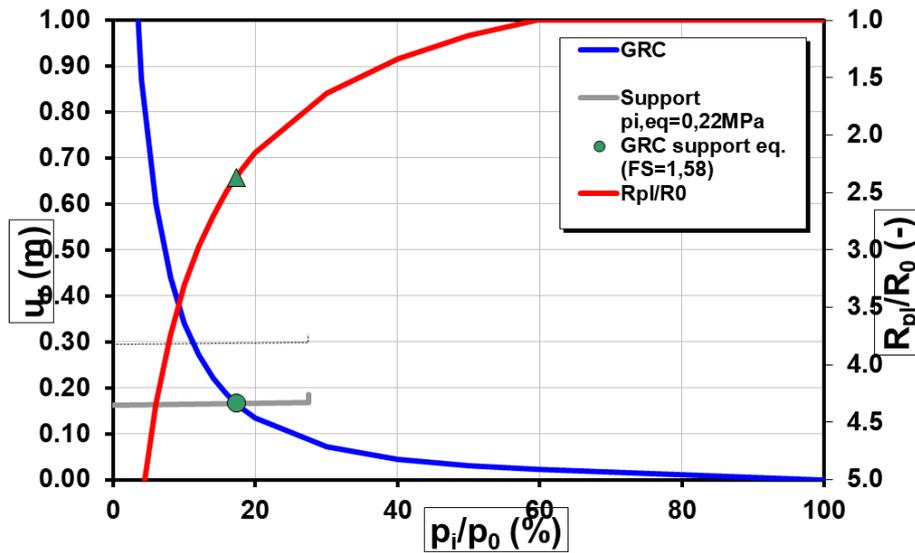


$u_{r,d}$ (d=distanza applicazione rivestimento)	(m)	0.153
$u_{r,eq}$	(m)	0.158
$p_{i,eq}$	(MPa)	0.270

Progetto Definitivo

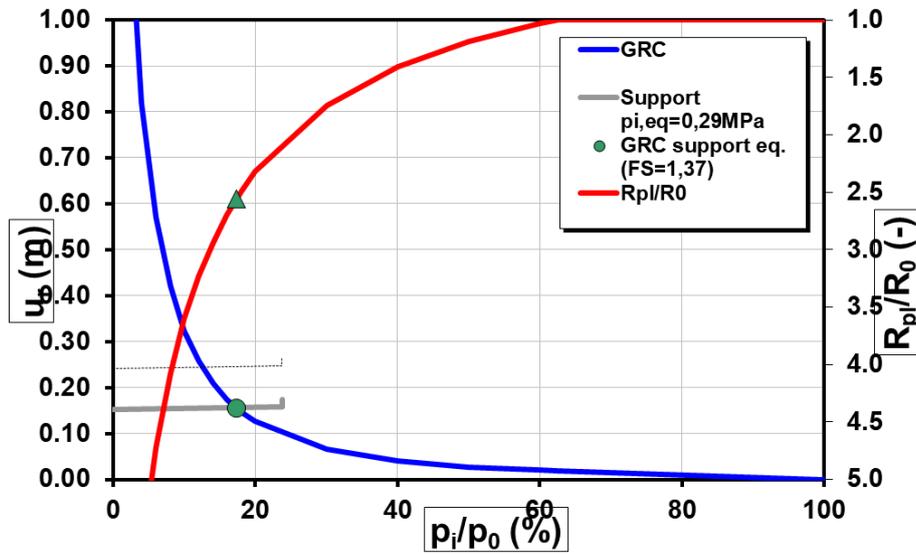
$(R_{pl}/R_0)_{eq}$	(-)	2.310
$R_{pl,eq}$	(m)	15.94
p_{lim}	(MPa)	0.331
FS	(-)	1.250

Figura 7 – Analisi 2 – Sezione tipo B1_b



$u_{r,d}$ (d=distanza applicazione rivestimento)	(m)	0.163
$u_{r,eq}$	(m)	0.166
$p_{i,eq}$	(MPa)	0.220
$(R_{pl}/R_0)_{eq}$	(-)	2.370
$R_{pl,eq}$	(m)	16.35
p_{lim}	(MPa)	0.357
FS	(-)	1.580

Figura 8 – Analisi 3 – Sezione tipo B2



$u_{r,d}$ (d=distanza applicazione rivestimento)	(m)	0.152
$u_{r,eq}$	(m)	0.156
$p_{i,eq}$	(MPa)	0.290
$(R_{pi}/R_0)_{eq}$	(-)	2.560
$R_{pi,eq}$	(m)	17.66
p_{lim}	(MPa)	0.399
FS	(-)	1.370

Figura 9 – Analisi 4 – Sezione tipo C2

I risultati precedenti dimostrano che i rivestimenti di prima fase previsti per la galleria Monte Romano rispettano le verifiche di resistenza richieste. Le curve caratteristiche dei rivestimenti calcolate per le varie sezioni tipo, infatti, forniscono fattori di sicurezza sempre maggiori dell'unità.

8 MONITORAGGIO

Nelle successive fasi della progettazione dovrà essere posta attenzione nella redazione di un dettagliato programma di monitoraggio che segua le diverse fasi costruttive delle gallerie consentendo la valutazione degli effetti prodotti dalle operazioni di scavo nei terreni e nelle strutture presenti nell'area di influenza delle gallerie.

L'acquisizione di dati significativi (variazione dello stato tenso-deformativo nel terreno, variazione delle pressioni neutre, evoluzione degli spostamenti e delle sollecitazioni nelle strutture di sostegno, ecc.) conseguenti alle operazioni di scavo consente infatti di avere un controllo continuo e completo dell'evoluzione verso le nuove condizioni di equilibrio del terreno e delle strutture di sostegno.

Dal confronto sistematico tra i dati acquisiti e le previsioni progettuali, sarà possibile avere conferma delle ipotesi e degli schemi assunti nei calcoli, verificando in maniera continua l'efficacia delle strutture di sostegno delle gallerie e, se necessario, adeguare i metodi costruttivi e l'entità dei sostegni alla reale risposta tenso – deformativa del cavo, in modo da assicurare la stabilità dell'opera nel breve e lungo termine, la sicurezza del cantiere e delle lavorazioni al fronte.

In linea di principio per le gallerie in oggetto dovranno essere eseguite, durante la realizzazione delle opere, almeno seguenti tipologie di misure:

- Misure di convergenza su 5 punti sul contorno del cavo.
- Misure di estrusione del fronte per i materiali maggiormente deformabili.
- Misure delle sollecitazioni nel rivestimento definitivo.
- Misure delle pressioni neutre.
- Misure estensimetriche per i materiali rocciosi.
- Misure inclinometriche
- Misure su capisaldi superficiali.

Di norma queste misure saranno raggruppate in diverse "sezioni di misura" organizzate in relazione ai dati che si intenderanno acquisire.

9 VERIFICA SEZIONI DI SCAVO E CONSOLIDAMENTO

9.1 Verifica sezioni in calcestruzzo armato (relativamente alla resistenza del rivestimento definitivo)

SLU - Presso-flessione

Analogamente al caso di sezione mista acciaio-calcestruzzo soggetta a forza normale e flessione retta, la verifica si effettua operando nel piano N-M: basta accertare che il punto avente le coordinate M_d , N_d rappresentative degli effetti delle azioni di calcolo (cioè delle azioni di servizio moltiplicate per i correlativi coefficienti parziali di sicurezza γ_e), appartenga al dominio resistente, delimitato dalla curva di interazione M-N. Sono state verificate le sezioni in cemento armato relative al rivestimento definitivo.

In questo caso viene adottato un procedimento rigoroso, basato sulle ipotesi seguenti (DM2018 4.1.2.1.2):

- diagramma σ - ϵ del calcestruzzo compresso a forma di parabola-rettangolo;
- diagramma σ - ϵ dell'acciaio, sia teso che compresso, elastico-perfettamente plastico:
 - o conservazione delle tensioni piane;
 - o perfetta aderenza fra acciaio e calcestruzzo;
 - o calcestruzzo teso non reagente.

La determinazione della capacità resistente a flessione/pressoflessione della generica sezione, viene effettuata con i criteri descritti nelle specifiche sezioni delle NTC18, secondo quanto riportato schematicamente nelle figure seguito, tenendo conto dei valori delle resistenze e deformazioni di calcolo riportate al paragrafo dedicato alle caratteristiche dei materiali:

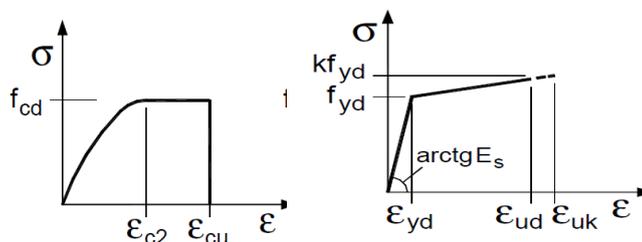
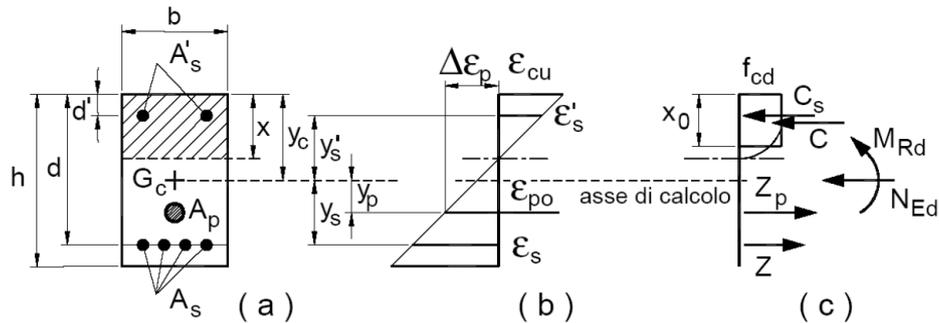


Figura 10 –Legami costitutivi Calcestruzzo ed Acciaio



Sono stati calcolati i momenti resistenti di progetto (momenti ultimi) corrispondenti al valore assegnato dell'azione assiale sollecitante di progetto N_{sd} . È stato verificato che il valore di N_{sd} non risulti maggiore del valore ultimo per compressione o trazione semplice. I momenti sono calcolati rispetto al baricentro della sezione.

Il momento resistente viene determinato dopo aver calcolato la curvatura che, in condizioni di deformazione limite del calcestruzzo o dell'acciaio, soddisfa l'equilibrio alla traslazione.

Sono stati ricavati i punti di dominio M-N della sezione, evidenziando la posizione del punto NSd-MSd rappresentativo dello stato di sollecitazione. Si assumono come positive le compressioni.

SLU - Taglio

È stata eseguita, inoltre, la verifica nei confronti delle sollecitazioni taglianti della sezione in calcestruzzo armato dotata di specifica armatura a taglio (DM2018 – 4.1.2.3.5.2).

La resistenza a taglio V_{Rd} della membratura priva di armatura specifica risulta pari a:

$$V_{Rd} = \left\{ 0.18 \cdot k \cdot \frac{(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \cdot b_w \cdot d$$

Dove:

$$v_{\min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2};$$

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2;$$

$$\rho_1 = A_{sw}/(b_w \cdot d)$$

d = altezza utile per piedritti soletta superiore e inferiore;

b_w = 1000 mm larghezza utile della sezione ai fini del taglio.

In presenza di armatura, invece, la resistenza a taglio V_{Rd} è il minimo tra la resistenza a taglio trazione V_{Rsd} e la resistenza a taglio compressione V_{Rcd}

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$$

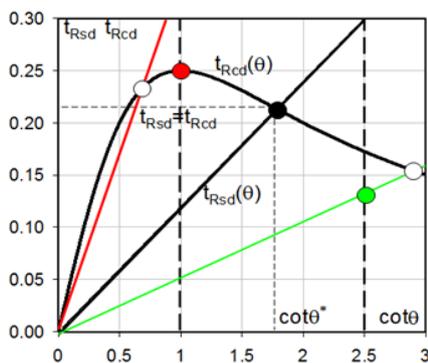
$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot \frac{(\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta)}{(1 + \text{ctg}^2\theta)}$$

Essendo:

$$1 \leq \text{ctg}\theta \leq 2.5$$

Per quanto riguarda in particolare le verifiche a taglio per elementi armati a taglio, si è fatto riferimento al metodo del traliccio ad inclinazione variabile, in accordo a quanto prescritto nelle NTC18, considerando ai fini delle verifiche, un angolo θ di inclinazione delle bielle compresse del traliccio resistente tale da rispettare la condizione.

$$1 \leq \text{ctg}\theta \leq 2.5 \quad 45^\circ \geq \theta \geq 21.8^\circ$$



- Se la $\cot\theta^*$ è compresa nell'intervallo (1,0-2,5) è possibile valutare il taglio resistente $V_{Rd}(=V_{Rcd}=V_{Rsd})$
- Se la $\cot\theta^*$ è maggiore di 2,5 la crisi è da attribuirsi all'armatura trasversale e il taglio resistente $V_{Rd}(=V_{Rsd})$ coincide con il massimo taglio supportato dalle armature trasversali valutabile per una $\cot\theta=2,5$.
- Se la $\cot\theta^*$ è minore di 1,0 la crisi è da attribuirsi alle bielle compresse e il taglio resistente $V_{Rd}(=V_{Rcd})$ coincide con il massimo taglio supportato dalle bielle di calcestruzzo valutabile per una $\cot\theta=1,0$.

L'angolo effettivo di inclinazione delle bielle (θ) assunto nelle verifiche è stato in particolare valutato, nell'ambito di un problema di verifica, tenendo conto di quanto di seguito indicato:

$$\cot\theta^* = \sqrt{\frac{v \cdot \alpha_c}{\omega_{sw}} - 1}$$

(θ^* angolo di inclinazione delle bielle cui corrisponde la crisi contemporanea di bielle compresse ed armature)

Dove:

$$v = f'_{cd} / f_{cd} = 0.5$$

f'_{cd} = resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima

f_{cd} = resistenza a compressione di calcolo del calcestruzzo d'anima

Progetto Definitivo

α_c	coefficiente maggiorativo pari a	1	per membrature non compresse
		$1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$	per $0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$
		1,25	per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$
		$2,5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$	per $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

ω_{sw} : Percentuale meccanica di armatura trasversale.

$$\omega_{sw} = \frac{A_{sw} f_{yd}}{b s f_{cd}}$$

SLE – Tensioni ammissibili

Successivamente sono state effettuate delle verifiche agli Stati Limite di Esercizio, che consistono in una limitazione delle tensioni di esercizio, e verifiche agli Stati Limite di Fessurazione (limitazione delle ampiezze massime delle aperture) DM2018 4.1.2.2.4 – 4.1.2.2.5.

In particolare:

$\sigma_{cls} < 0.45 f_{ck}$	tensione nel calcestruzzo (comb. frequente)
$\sigma_{cls} < 0.60 f_{ck}$	tensione nel calcestruzzo (comb. rara)
$\sigma_s < 0.80 f_{ck}$	tensione nell'acciaio di armatura
$w_k < 0.20 \text{ mm}$	apertura delle fessure nel cls.

SLE – Verifica apertura delle fessure

Per il calcolo dell'apertura delle fessure si procede in questo modo:

$$w_k = 1.7 s_{rm} \epsilon_{sm} \quad \text{ampiezza delle fessure}$$

dove:

- w_k è l'ampiezza di calcolo delle fessure;
- s_{rm} è la distanza media finale tra le fessure;
- ϵ_{sm} è la deformazione media che tiene conto, nella combinazione di carico considerata, degli effetti di "tension stiffening", del ritiro ecc.;

Armatura minima

Le armature minime e massime da disporre nelle sezioni sono definiti tramite le seguenti espressioni in accordo alle NTC 17/01/2018:

Tabella 1: Limiti di armatura a flessione per la sezione in c.a

Vincolo	Formulazione
---------	--------------

A_{sl,min_1}	$0.26 \cdot (f_{ctm}/f_{yk}) \cdot b \cdot d$
A_{sl,min_2}	$0.0013 \cdot b \cdot d$
$A_{sl,max}$	$0.0400 \cdot b \cdot h$

Tabella 2: Limiti di armatura a taglio per la sezione in c.a

Vincolo	Formulazione
$A_{sw,min}$ [mm ² /m]	$1.5 \cdot b_w$
s_{max} [mm]	$\max(0.80 \cdot d ; 1000/3)$

9.2 Verifica rivestimento di prima fase

Al capitolo 8 è stato dimostrato come i rivestimenti di prima fase previsti per la galleria Monte Romano rispettano le verifiche di resistenza richieste. Le curve caratteristiche calcolate per le varie sezioni tipo, infatti, forniscono fattori di sicurezza sempre maggiori dell'unità.

La tabella di seguito riportata schematizza le fasi di costruzione delle due gallerie in accordo con i rivestimenti prima descritti.

Fase	Descrizione fase
Fase 1	Geostatico
Fase C2-0	Attivazione interventi di preconsolidamento
Fase C1-1	Attivazione dei drenaggi e scavo sino al fronte
Fase C1-2	Scavo fino al passo di installazione della centina
Fase C1-3	Posa rivestimento di I fase e scarico fino alla massima distanza di installazione dell'arco
Fase C1-4	Getto arco rovescio e scarico fino alla massima distanza di installazione della calotta
Fase C1-5	Getto calotta e scarico totale
Fase C2-0	Attivazione interventi di preconsolidamento
Fase C2-1	Attivazione dei drenaggi e scavo sino al fronte
Fase C2-2	Scavo fino al passo di installazione della centina x_{rib}
Fase C2-3	Posa rivestimento di I fase e scarico fino alla massima distanza di installazione dell'arco
Fase C2-4	Getto arco rovescio e scarico fino alla massima distanza di installazione della calotta x_{crw}
Fase C2-5	Getto calotta e scarico totale
Fase n	Ripristino falda

9.3 Verifica del rivestimento definitivo

Il rivestimento definitivo della Galleria Monte Romano è stato calcolato a mezzo del software agli elementi finiti Straus7 R2.4.6.

La struttura è discretizzata con elementi beam avente lunghezza pari a 25cm rigidamente vincolati tra di loro come indicato nella seguente immagine.

Molle elastiche (Galerkin)

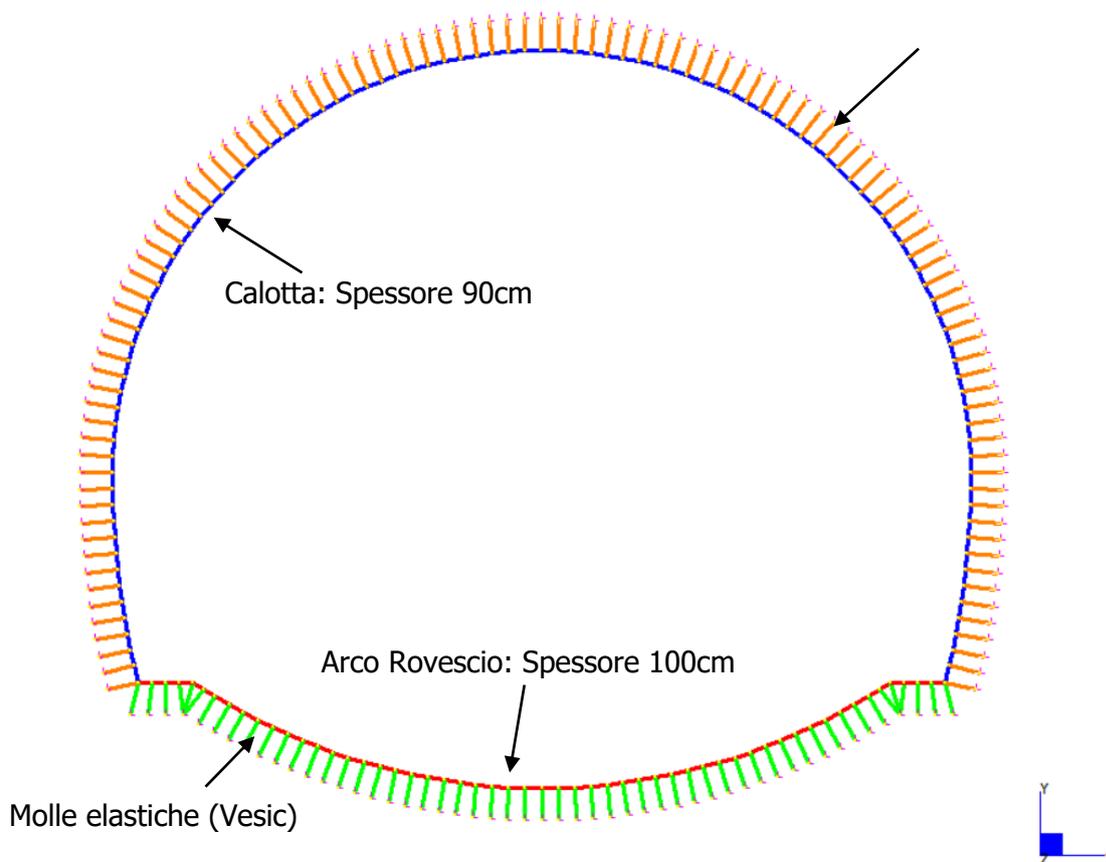


Figura 11 – Modello numerico per il calcolo del rivestimento definitivo

L'interazione terreno struttura è considerata a mezzo di molle elastiche reagenti solo a compressione.

9.3.1 Caratterizzazione geologica e geotecnica

L'analisi in questione è relativa ad una sezione con 67 m di copertura dove il terreno interessato è costituito da una formazione di Flysch argillo - scaglioso.

Le principali caratteristiche del modello possono essere così sinteticamente riassunte:

Sezione tipo	C2
Copertura H	67 m
Litologia	<ul style="list-style-type: none"> Flysch argillo - scaglioso

L'analisi è stata condotta allo scopo di determinare le sollecitazioni risultanti sul rivestimento definitivo.

Nella seguente tabella sono riportati i parametri adottati nell'analisi numerica per i terreni naturali:

	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	φ' (°)	E' (MPa)	ν (-)	K_0 (-)
Flysch argillo - scaglioso	20	20	21	300	0.3	0.6

9.3.2 Modello di calcolo

Nell'analisi FEM il rivestimento definitivo è stato modellato come un materiale avente comportamento perfettamente elastico attraverso elementi degli "beam".

L'interazione suolo/rivestimento è stata modellata attraverso delle molle in cui viene trascurato la resistenza a trazione. Il modulo di reazione del terreno (K_n) per le pareti laterali e la calotta è definito come direttamente proporzionale al modulo elastico del terreno e inversamente proporzionale al raggio della galleria e al rapporto di Poisson, secondo la seguente equazione (formula di Galerkin):

$$K_n = \frac{E}{R_{eq} \cdot (1 + \nu)}$$

dove:

E = modulo elastico del terreno

R_{eq} = raggio equivalente del tunnel

ν = coefficiente di Poisson

Per il calcolo del modulo di reazione dell'arco rovescio è stata utilizzata la seguente equazione, dove al posto del raggio è stata introdotta la larghezza dei basamenti (o rovescio) (metodo di Vesić):

$$K_n^* = \frac{E}{D \cdot (1 - \nu^2)}$$

dove:

D = larghezza dell'arco rovescio/invert della galleria.

Per il caso in esame si ottengono i seguenti risultati:

Vesic		
$K_{\text{Rock-mass}}$	82417.58	kN/m

Galerkin		
$K_{\text{Rock-mass}}$	8484.16	kN/m

9.3.3 Calcolo delle pressioni indotte dal terreno

In caso di comportamento elastoplastico del suolo o di ammassi rocciosi alterati, la pressione del terreno/roccia può essere stimata a mezzo della formulazione di Terzaghi di seguito riportata:

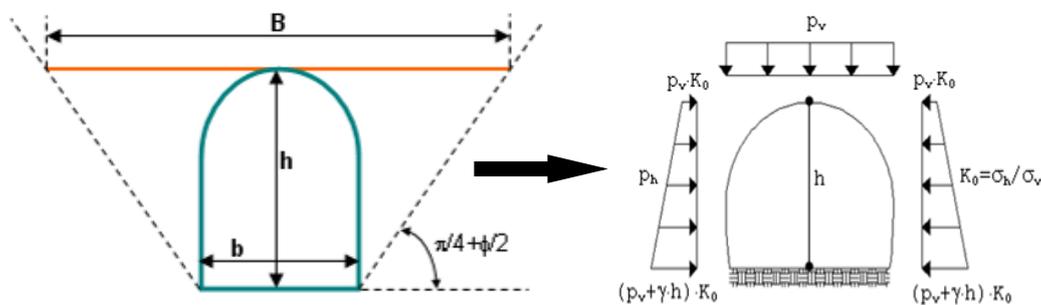


Figura 12 Schema concettuale del carico secondo Terzaghi

$$P_v = \frac{B \cdot \left(\gamma - \frac{2c}{B} \right)}{2 \cdot \tan \varphi} \cdot \left(1 - e^{-\frac{2H \tan \varphi}{B}} \right)$$

$$P_{h1} = P_v \cdot K_0$$

$$P_{h2} = (P_v + (\gamma \cdot h)) \cdot K_0$$

Dove:

H (m): Copertura riferita alla calotta

P_v (kPa): Pressione verticale agente sulla calotta

P_{h1} (kPa): Pressione orizzontale agente sulla calotta

P_{h2} (kPa): Pressione orizzontale agente sulla base dello scavo

γ (kN/m³): unità di volume del terreno di scavo

B (m): larghezza dell'effetto arco secondo Terzaghi, calcolato come:

$$B = b + 2h \cdot \tan\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)$$

ϕ (°): Angolo di attrito

b, h(m): larghezza ed altezza della sezione

K_0 (-): coefficiente di spinta a riposo

Si precisa che in caso di condizione di carico "bagnato", sarà considerato il peso unitario

drenato: $\gamma' = \gamma - \gamma_w$

Per il caso in esame si ottengono i seguenti risultati:

$$P_v = 612 \text{ kPa}$$

$$P_{h1} = 392.8 \text{ kPa}$$

$$P_{h2} = 550.70 \text{ kPa}$$

9.3.4 Calcolo delle pressioni indotte dall'acqua

Vista la presenza dei dreni installati ai lati della galleria, per la progettazione del rivestimento definitivo si è considerato un carico idraulico corrispondente all'altezza del tunnel.

Si è considerata inoltre una condizione eccezionale in cui è previsto un carico idraulico corrispondente alla massima altezza misurata della falda (33.75m rispetto all'arco rovescio della galleria). I risultati di tali analisi (Allegato 2) dimostrano la necessità di un sistema di drenaggio ai lati della galleria.

9.3.5 Calcolo dell'azione sismica

Secondo la classificazione sismica del territorio nazionale introdotta dal DM2008 e ripresa dal DM2018, alle gallerie in esame (Latitudine = 42.284; Longitudine = 11.9297; Vita nominale = 50 anni; Classe d'uso = IV) corrisponde una pericolosità di base definita a partire dai seguenti valori:

- Vita nominale: $V_N=50$ anni
- Classe d'uso IV ($C_u=2.0$)
- Periodo di riferimento: $V_R= V_N \cdot C_u = 100$ anni
- Tempo di ritorno (SLC): $T_R=1950$ anni
- $a_g = 0.218g$

- $F0 = 2.51$
- $Tc^* = 0.291$
- Categoria di suolo: B
- Categoria Topografica T1
- Coefficiente categoria sottosuolo: $S_S = 1.20$
- Coefficiente categoria topografica: $S_T = 1.00$
- $S = S_S \cdot S_T = 1.2$

Essendo la galleria una struttura rigida, l'approccio progettuale implementato nell'analisi strutturale si basa sulla teoria di Wood, 1973 (EC8, Annex E) e consiste nell'applicare alla struttura un carico orizzontale pseudo-statico uniformemente distribuito al fine di modellare l'aumento del carico indotto dall'azione sismica.

La pressione sismica orizzontale Δp_d è calcolata come:

$$\Delta p_d = \frac{a_g}{g} \cdot S \cdot \gamma \cdot H$$

Dove:

- $\frac{a_g}{g}$ è l'accelerazione di picco scalata alla profondità del tunnel
- γ peso dell'unità di volume della roccia
- H altezza del muro/tunnel

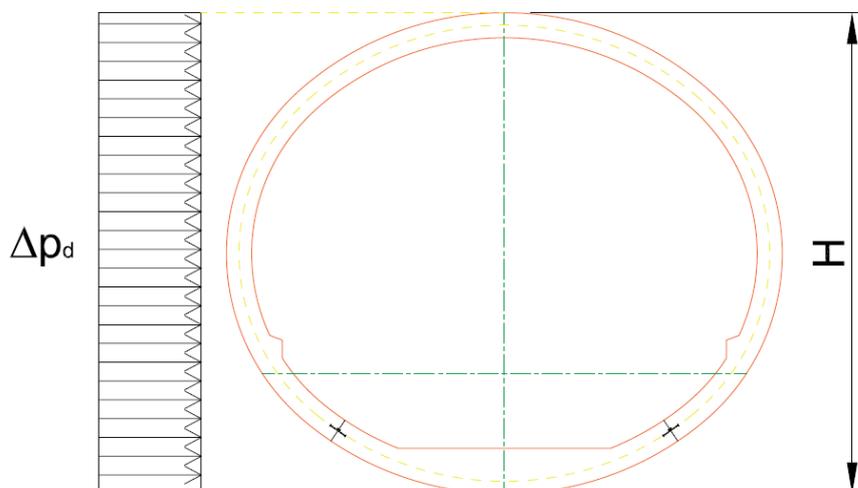


Figura 13 Applicazione della pressione pseudo-statica in accordo con Wood, 1973

A questo punto è necessario calcolare l'effetto sismico rispetto alla profondità della galleria. Secondo Hashash et al. 2001, il coefficiente C è definito come:

Tunnel depth (m)	Ratio of ground motion at tunnel depth to motion at ground surface
≤ 6	1.0
6–15	0.9
15–30	0.8
> 30	0.7

$$a_{z,max} = C \cdot a_{max,s}$$

Per il caso in esame, il valore della pressione pseudo-statica è pari a:

S_S	1.2	-	Coefficiente di amplificazione stratigrafica (NTC2018 - Tab. 3.2.IV)
S_T	1	-	Coefficiente di amplificazione topografica (NTC2018 - Tab. 3.2.V)
S = S_S · S_T	1.2	-	Coefficiente di amplificazione
H	12.31	m	Altezza tunnel
γ	20	kN/m ³	Peso dell'unità di volume del terreno
C	0.7	-	Rapporto a _{z,max} /a _g secondo Hashash,2001
a_{z,max}	0.153	g	Accelerazione alla profondità del tunnel
Δp_d	45	kPa	Pressione pseudo-statica da applicare al tunnel

Risultati e verifiche

I rivestimenti delle gallerie sono stati verificati per le condizioni di carico riportate nel DM 2018 sia nei riguardi degli stati limite ultimi che nei riguardi degli stati limite di esercizio, mediante il metodo dei coefficienti parziali di sicurezza sulle azioni e sulle resistenze (DM2018 6.2).

Le combinazioni di calcolo adottate sono schematizzate nella seguente tabella:

SLU	CASO	AZIONI γF				PROPRIETA' TERRENO γM			RESISTENZE γR		
		PERMANENTI		VARIABILI		tanΦ'	c'	Cu	qB	δ	Kp
		SFAV.	FAV.	SFAV.	FAV.						
A1+M1	1	1.3	1	1.5	0	1	1	1	1	1	1
SISMICA	2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1

SLE	CASO	AZIONI γ_F				PROPRIETA' TERRENO γ_M			RESISTENZE γ_R		
		PERMANENTI		VARIABILI		tan Φ'	c'	Cu	qB	δ	Kp
		SFAV.	FAV.	SFAV.	FAV.						
A1+M1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	1

Gli allegati 1 e 2 del presente elaborato raccolgono l'insieme delle verifiche sviluppate.

Arco rovescio e murette

In questa fase è stata effettuata la verifica dell'arco rovescio e delle murette che costituiscono parte del rivestimento definitivo. In particolare, tali verifiche sono state eseguite considerando il calcestruzzo armato in uno stadio di piena maturazione ($R_{ck} = 35$ MPa).

È stata considerata una sezione di calcestruzzo armato avente base pari a 1 m, altezza pari a 100 cm con armatura simmetrica e copri ferro pari a 5 cm.

Sono stati ricavati i valori di sforzo assiale e momento flettente in output dal software Straus7.

Si è accertato, in seguito, che i punti aventi le coordinate N_d , M_d rappresentativi degli effetti delle azioni di calcolo (cioè delle azioni di servizio moltiplicate per i correlativi coefficienti parziali di sicurezza γ_e), appartengono al dominio resistente, delimitato dalla curva di interazione M-N.

Per quanto riguarda le verifiche agli stati limite di esercizio, sono state monitorate sia le tensioni di esercizio nel calcestruzzo e nell'acciaio, sia le ampiezze delle aperture nel calcestruzzo fessurato.

Di seguito sono indicate le armature di progetto per l'arco rovescio e le murette:

Armatura Principale	Estradosso	$\phi 24/12$
	Intradosso	$\phi 24/12$
Armatura Longitudinale	Estradosso	$\phi 16/24$
	Intradosso	$\phi 16/24$

A seguito di verifiche nei confronti delle sollecitazioni taglianti nella sezione in calcestruzzo armato, si predispone una specifica armatura a taglio uniforme in tutta la sezione della galleria tranne che ai lati dell'arco rovescio e nelle murette dove è stato necessario raddoppiare con dei cavallotti il quantitativo di armatura per via dei picchi di tale sollecitazione.

La seguente tabella riassume i quantitativi di armatura richiesti a taglio:

Staffe	$\phi 16/24/12$
--------	-----------------

Calotta

Le verifiche sono state eseguite considerando il calcestruzzo completamente maturo ($R_{ck} = 35$ MPa).

Nei calcoli sono state seguite le disposizioni riportate nel paragrafo 9.1; sono stati presi in considerazione, per le verifiche, tre elementi beam situati rispettivamente uno in sommità della calotta e due ai reni.

È stata considerata una sezione di calcestruzzo armato avente base pari a 1 m, altezza pari a 90 cm, armatura simmetrica con copriferro pari a 5 cm.

Sono stati ricavati i valori di sforzo assiale e momento flettente in output dal software Straus7.

Si è accertato, in seguito, che i punti aventi le coordinate N_d , M_d rappresentativi degli effetti delle azioni di calcolo (cioè delle azioni di servizio moltiplicate per i correlativi coefficienti parziali di sicurezza γ_e), appartengano al dominio resistente, delimitato dalla curva di interazione M-N.

Per quanto riguarda le verifiche agli stati limite di esercizio, sono state monitorate sia le tensioni di esercizio nel calcestruzzo e nell'acciaio, sia le ampiezze delle aperture nel calcestruzzo fessurato.

Di seguito sono indicate le armature di progetto per la calotta:

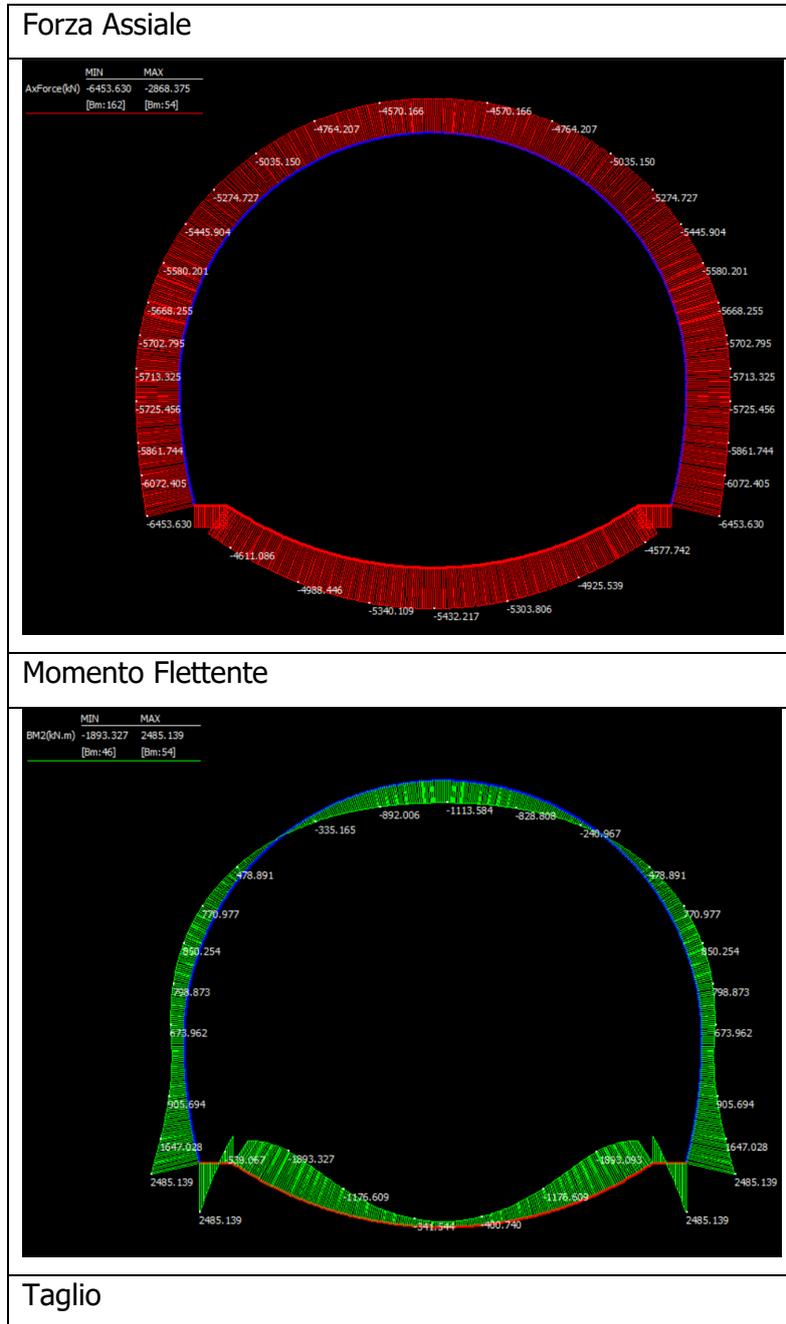
Armatura Principale	Estradosso	$\phi 20/24$
	Intradosso	$\phi 20/24$
Armatura Longitudinale	Estradosso	$\phi 10/24$
	Intradosso	$\phi 10/24$

La seguente tabella riassume i quantitativi di armatura richiesti a taglio:

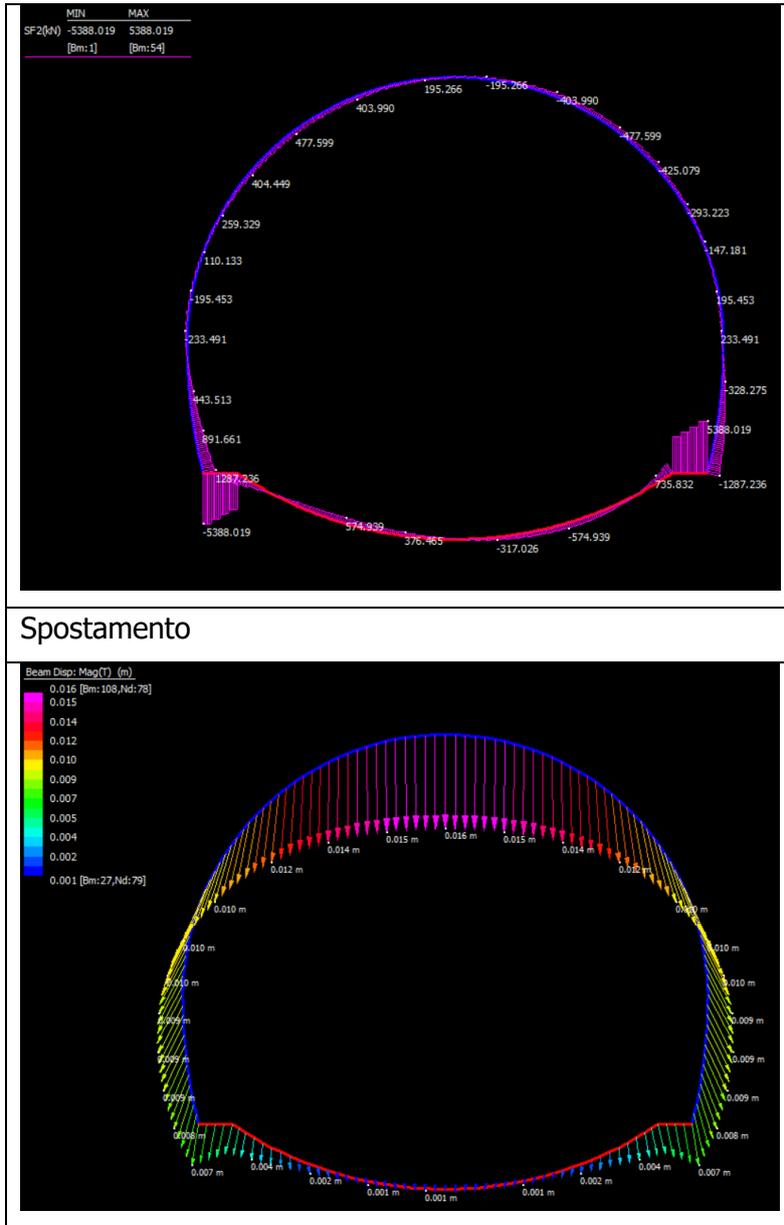
Staffe	$\phi 16/24/24$
--------	-----------------

ALLEGATO 1: Risultati analisi strutturali

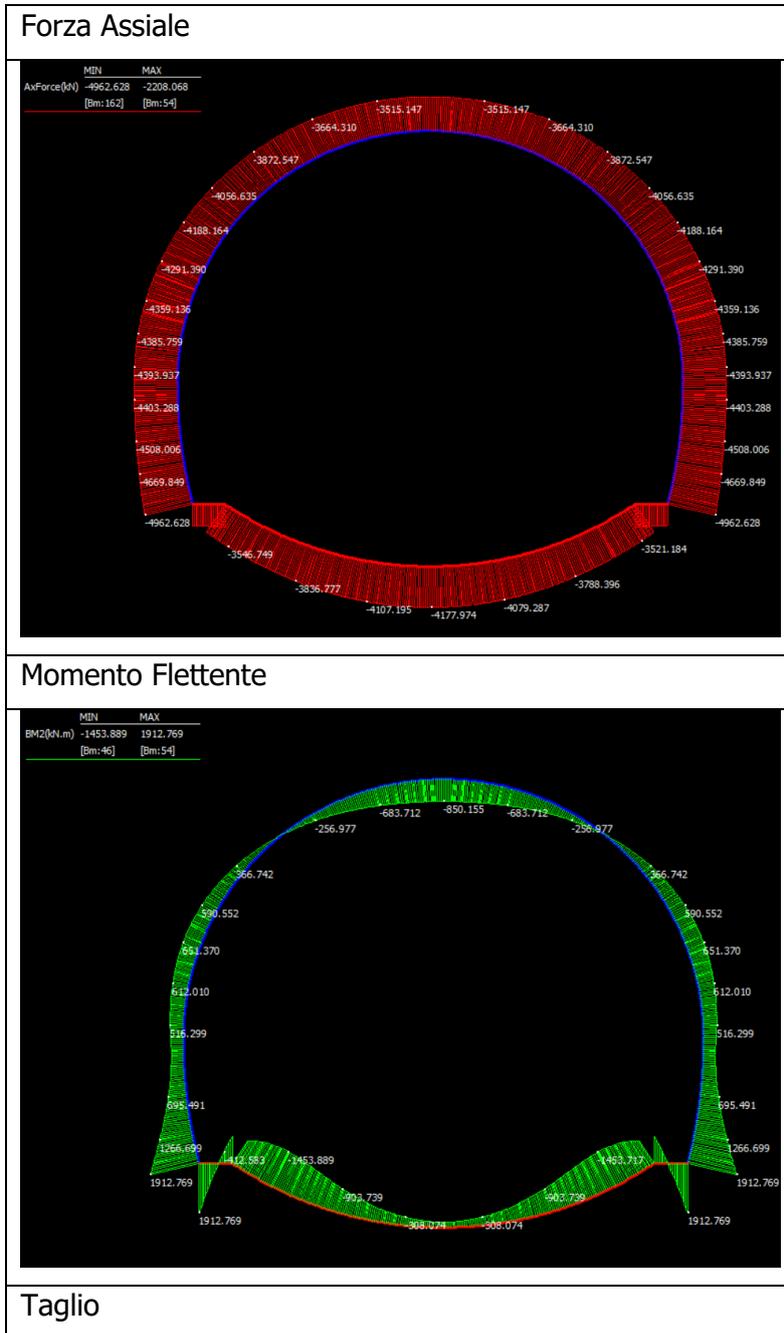
- Combinazione SLU



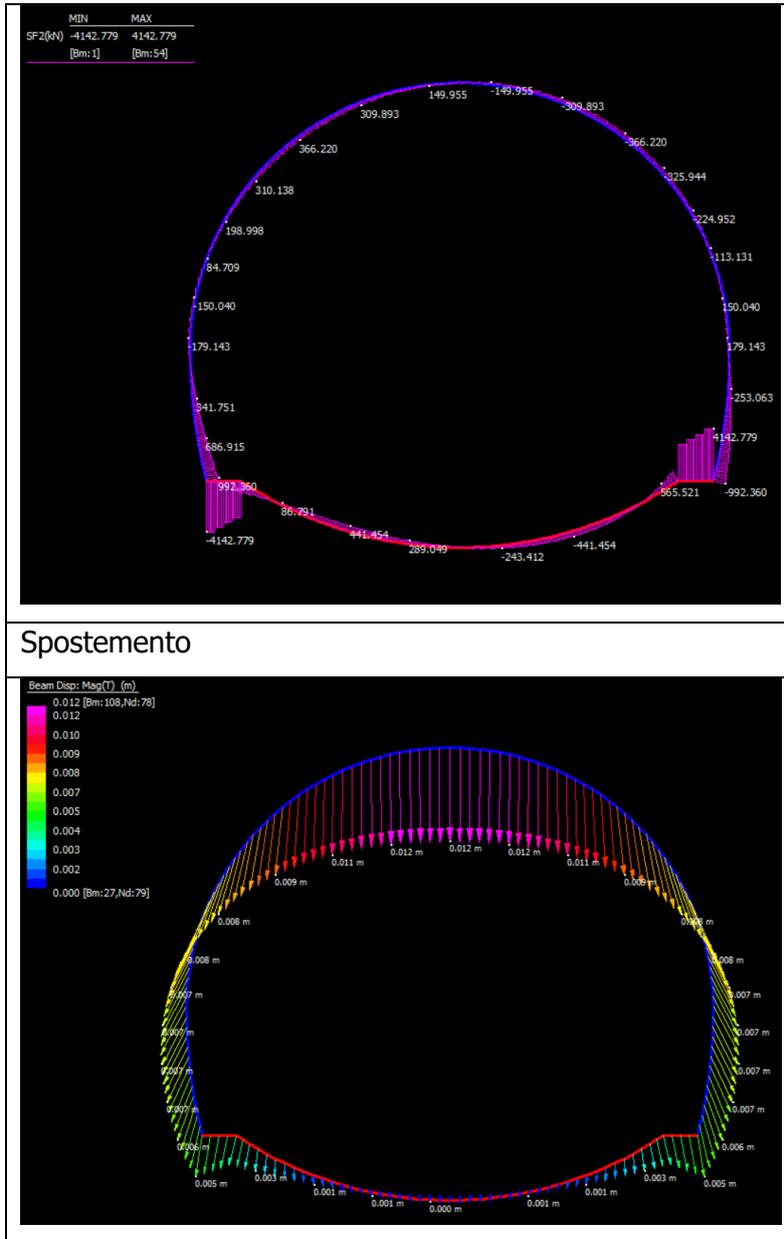
Progetto Definitivo



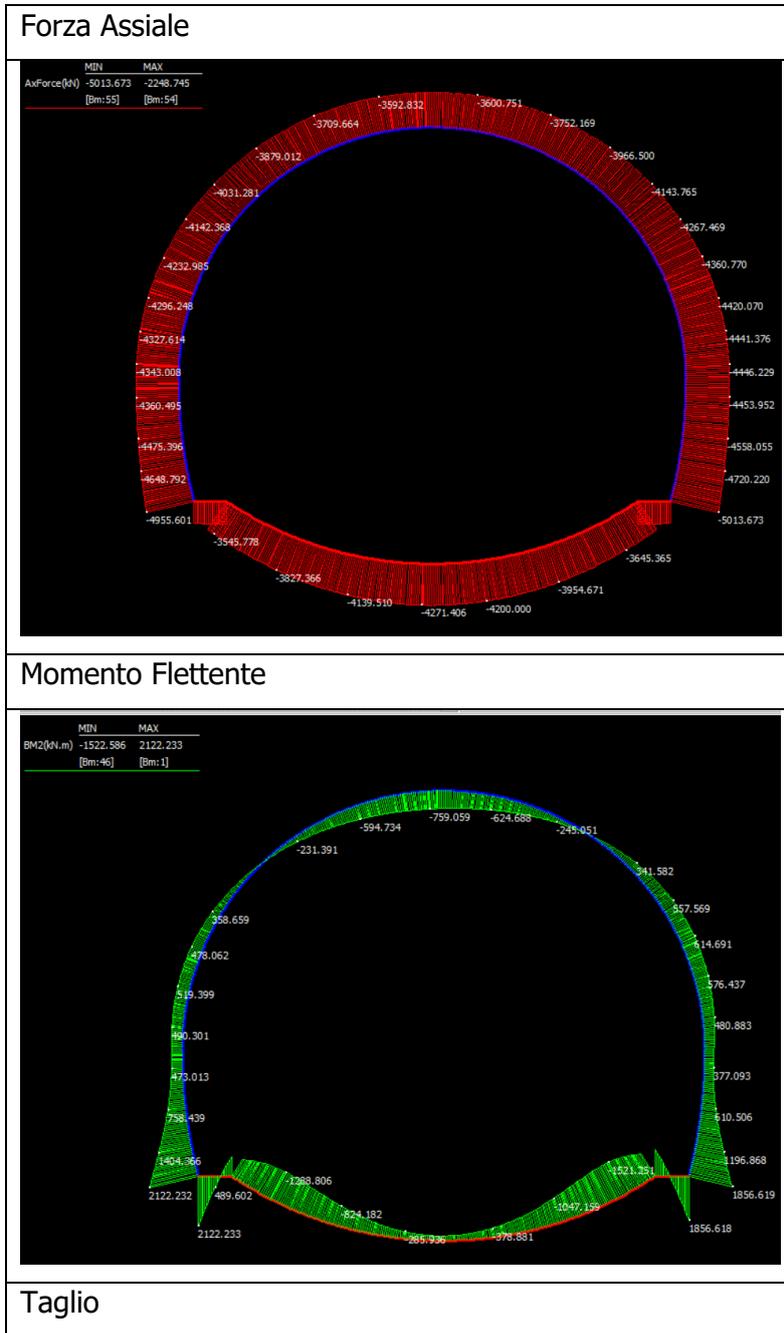
- Combinazione SLE



Progetto Definitivo



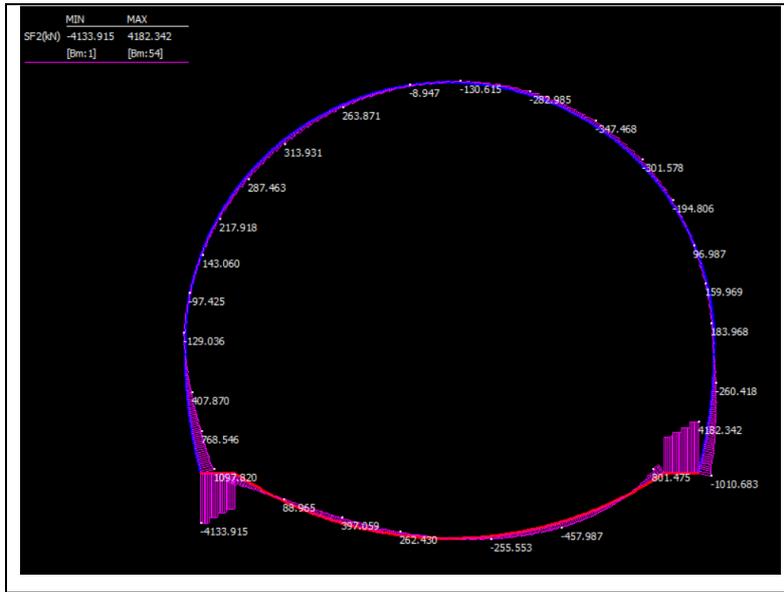
- Combinazione Sismica



S.S. 675 "UMBRO-LAZIALE"

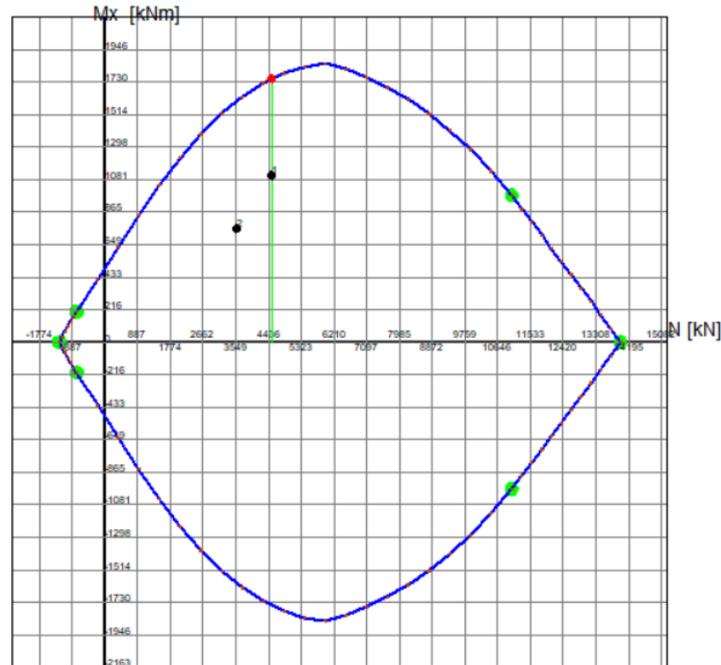
Sistema infrastrutturale del collegamento del porto di Civitavecchia con il nodo intermodale di Orte - Tratta Monte Romano est - Civitavecchia - 1° stralcio Monte Romano est - Tarquinia

Progetto Definitivo



ALLEGATO 2: Verifiche strutturali rivestimento definitivo**CALOTTA**

Le verifiche sono relative alla sezione maggiormente sollecitata



Nota: Il punto 2 fa riferimento alla condizione sismica

GENERAL DATA OF GENERIC RC CROSS-SECTION

Section Name: Crown.secEC

(File path: C:\Users\sgpo\Desktop\3404\01 - CALCOLI\02_Verifiche_RC-SEC\02-Reduced Head\Crown.secEC)

Section description:

Section type:	Calotta
Reference code:	EC2/EC8 Italian Annex
Exposure Class:	XC4 - Carbonation (cyclic wet and dry)
Stress path:	Constant axial force force to achieve bending ULS
Type of bending:	Uniaxial (neutral axis always parallel to Y axis of reference system)
Reference of assigned forces:	Principal axes y,y of inertia

MATERIALS DATA

CONCRETE -	Class:	C28/35
	Design compressive strength fcd:	15.9 MPa
	Shear reduced compressive strenght v1*fcd:	7.9 MPa (6.9)EC2
	Coeff Crd,c:	0.1200 (§ 6.2.2(1) EC2
	Coeff K1:	0.1500 (§ 6.2.2(1) EC2
	Coeff v min:	0.0091 Mpa (§ 6.2.2(1) EC2
	Strain at max strength ec2:	0.0020
	Ultimate strain ecu:	0.0035

Progetto Definitivo

	Compression diagram stress-strain:	Parabola-Rectangle	
	Mean Elastic Modulus Ecm:	32308.2	MPa
	Mean tensile strength fctm:	2.8	MPa
	Es/Ec in SLS combination:	15.00	
	Stress limit in SLS Characteristic comb.:	16.8	kN/cm ²
STEEL -	Longitudinal Bars and Stirrups:	B450C	
	Characteristic yield stress fyk:	450.00	MPa
	Tensile strength ftk:	450.0	MPa
	Design yield stress fyd:	391.3	MPa
	Design strength ftd:	391.3	MPa
	Design ultimate strain esu:	0.068	
	Mean elastic modulus Es:	200000.0	MPa
	SLS Charact. - Ss Limit:	360.00	MPa

GEOMETRICAL DATA OF CONCRETE CROSS-SECTION

Shape of Region: Polygonal
Concrete Class: C28/35

Vertex N.:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	90.0
3	50.0	90.0
4	50.0	0.0

DATA ISOLATED LONGITUDINAL BARS

Bar N.	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-47.0	82.4	20
2	47.0	82.4	20
3	-47.0	7.6	20
4	47.0	7.6	20

DATA OF LINEAR GENERATIONS OF LONGITUDINAL BARS

N. Gen. Number of generated bars of the current linear generation
N.Initial Bar Order number of initial bar (between the isolated bars just defined)
N.Final Bar Order number of final bar (between the isolated bars just defined)
N. Bars Number of bars generated equidistant in the current generation
Ø Diameter [mm] of generated bars

Gen.N.	Initial Bar	Final Bar	N. Bars	Ø
1	1	2	3	20
2	3	4	3	20

SHEAR REINFORCEMENT

Stirrups diameter: 16 mm
Spacing of hoops and cross-ties: 24.0 cm

Stirrups: One hoop
Cross-tie: 3

Order number of two end bars defining each cross-tie:

Cross-tie	Bar 1	Bar 2
1	5	8
2	6	9
3	7	10

Progetto Definitivo

Coordinates of generate bars defining the two ends of each cross-ties:

Bar	X[cm]	Y[cm]
5	-23.5	82.4
8	-23.5	7.6
6	0.0	82.4
9	0.0	7.6
7	23.5	82.4
10	23.5	7.6

ULTIMATE LIMIT STATE - ASSIGNED DESIGN FORCES FOR EACH COMBINATION

Comb.	N d	Design bending force [kNm] around X axis of reference system	
		Mx d	Vy d
1	4522.00	1110.00	478.00
2	3568.00	754.00	350.00

SERVICEABILITY LIMIT STATES - CHARACTERISTIC COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

Comb.	N	Axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)	
		Mx	My
1	3480.00	851.00	0.00

CHECKS RESULTS

Checks OK for all assigned combinations

Min edge cover of longitudinal bars:	6 cm
Min distance between longitudinal bars:	21.5 cm
Min edge cover of stirrups:	5 cm

ULTIMATE LIMIT STATES - N-MX-MY CAPACITY CHECKS

Check	Result of check
N	Design axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx	Design bending moment [kNm] around x axis principal of inerzia
N ult	Axial force capacity [kN] (+ if compressive)
Mx ult	Bending moment capacity [kNm] around x axis principal of inertia
S.F.	Safety Factor = vectorial ratio of (N ult,Mx ult,My ult) to (N,Mx,My). Check OK if ratio >=1.00
As Tension	Area [cm ²] of bars in tension (beam section). Min area for code is shown between brackets [eq.(9.1N) EC2]

Comb.	Check	N	Mx	N ult	Mx ult	S.F.	As Tension
1	OK	4522.00	1110.00	4521.91	1832.42	1.651	15.7(0.0)
2	OK	3568.00	754.00	3567.88	1653.05	2.192	15.7(0.0)

ULTIMATE LIMIT STATE - BENDING AND AXIAL FORCE - STRAIN VALUES

ec max	Ultimate compressive strain in concrete
ec*	Strain in the concrete fiber at ec2/ecu of depth (if ec*>0 then the section is all compressed)
Xc max	X-coordinate [cm] in the concrete point in wich is ec max
Yc max	Y-coordinate [cm] in the concrete point in wich is ec max
es max	Max strain in steel bars (+ if compressive)
Xs max	X-coordinate [cm] of bar in wich is es max

Progetto Definitivo

Comb.	ec max	ec*	Xc max	Yc max	es max	Xs max	Ys max	es min	Xs min	Ys min
1	0.00350	-0.00033	-50.0	90.0	0.00274	-47.0	82.4	-0.00469	-47.0	7.6
2	0.00350	-0.00136	-50.0	90.0	0.00254	-47.0	82.4	-0.00688	-47.0	7.6

ULTIMATE LIMIT STATE - POSITION OF NEUTRAL AXIS FOR EACH COMBINATION

Comb.	a	b	c	x/d	D
1	0.000000000	0.000099413	-0.005447205	0.427	0.974
2	0.000000000	0.000125991	-0.007839185	0.337	0.861

ULTIMATE LIMIT STATES - SHEAR CHECKS

Stirrup diameter:	16	mm	
N.Cross-Ties/ Diameter :	3/ 16	mm	
Stirrups (& cross-ties) spacing:	24.0	cm	< Max spacing for code = 30.0 cm
Area stirrup/m:	41.9	cm ² /m	> Stirrup area strictly necessary for shear = 6.8cm ² /m
Area stirrups/m:	41.9	cm ² /m	> Min. Area stirrup bars (9.5N) = 9.4cm ² /m

Check	Result of check									
Ved	Design Shear Vy [kN] orthogonal to neutral axis									
Vrd,max	Shear resistance [kN] by concrete diagonal struts [(6.9) EC2]									
Vrd,s	Shear resistance [kN] by stirrups [(6.8) EC2]									
Zm	Main weighted inner lever arm [cm] of strips orthogonal to neutral axis: are not included strips without an extreme compressed. The weights are constituted by the length of lever arm for each strips.									
Dm	Main weighted effective depth [cm] of strips orthogonal to neutral axis.									
bw	Mean weighted shear width [cm] misurate parallel to the neutral axis = = ratio of area of resistant strips to Zmed value									
Ctg	Cot of angle between the inclined concrete struts and beam axis (§6.2.3(1) EC2)									
Ast min	Min area [cm ² /m] of stirrups: Ast min = 100*rw*bw. In wich rw is given from (9.5N) EC2									
Ast	Area of hoops+cross-ties strictly necessary for shear force[cm ² /m]									
A.Eff	Effective Area of hoops+cross-ties in the shear direction in current comb. [cm ² /m] Between brackets is shown the value related to the cross-ties only Cross-ties area is reduced by factor L/d_max (L=ties length projected on the shear direction; d_max= max. effective section width on the shear direction.									

Comb.	Check	Ved	Vrd,max	Vrd,s	Zm Dm	bw	Ctg	Ast min	Ast	A.Eff
1	OK	478.00	1967.41	2946.98	71.9 86.0	100.0	2.50	9.4	6.8	41.9(25.1)
2	OK	350.00	2048.67	3068.71	74.9 86.0	100.0	2.50	9.4	4.8	41.9(25.1)

SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

Tension in concrete:	Considered if not less than -fctm									
Check	Result of Check									
Reg	Number of current concrete sub-region of the cross section									
Sc max (Sc lim)	Max compressive stress (+) in concrete [Mpa]. Code limit stress Sc lim is shown between brackets									
Xc max, Yc max	X-coordinae, Y-coordinate [cm] of concrete vertex corresponding to Sc max (reference X,Y,O)									
Ss min (Ss lim)	Min stess (- if tensile) in steel bars [Mpa], Code limit stress is shown between brackets									
Xs min, Ys min	X-coordinae, Y-coordinate [cm] of bar corresponding to Ss min (reference X,Y,O)									
Ac eff	Effective tension area [cm ²] that is the area of concrete surrounding the tension reinforcement (for crack width control)									
As eff	Area of tension steel bars [cm ²] within Ac eff (for crack width control)									

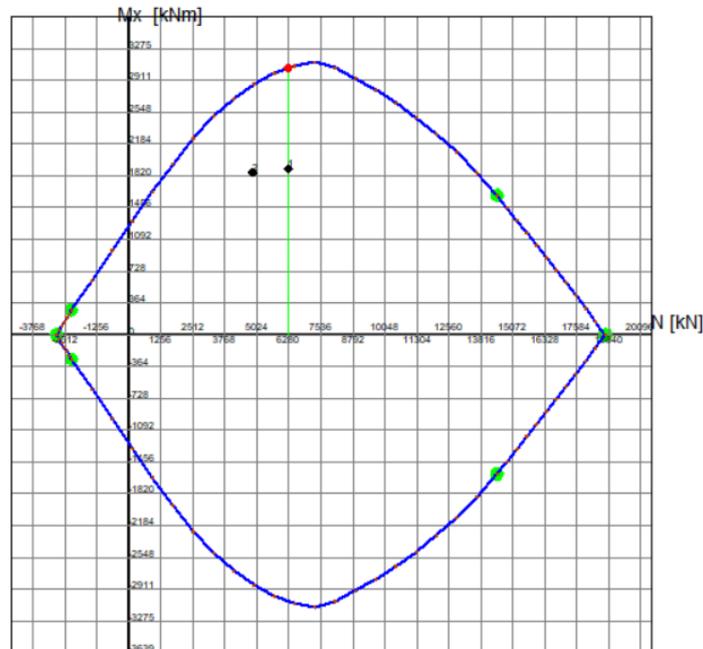
Progetto Definitivo

NComb	Reg	Check	Geometrical ratio $A_{c\text{ eff}}/A_{c\text{ eff}}$ [eq.(7.10) EC2]								
			Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff	As eff	r eff
1	1	OK	9.36 (16.8)	-50.0	90.0	-15.8 (360.0)	23.5	---	0	---	---

SLS CHARACTERISTIC - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Check	e1	e2	k2	Ø	e sm - e cm	sr max	wk	Mx crack	My crack
1	OK	0.00000	0	---	---	---	---	---	1169.79	0.00

Section is assumed cracked if flexural tensile stress exceeds f_{ctm} in at least one combination
 Check Result of check
 e1 Greater concrete tensile strain (tension is -) assessed in cracked section
 e2 Lesser concrete tensile strain within the entire section (tension is -) assessed in cracked section
 k1 = 0.8 high bond bars assigned [see eq.(7.11) EC2]
 kt = 0.6 for frequent and characteristic SLS; = 0.4 for q.perm SLS [see eq.(7.9) EC2]
 k2 = 0.5 for bending; $=(e1 + e2)/(2 \cdot e1)$ for eccentric tension [see eq.(7.13) EC2]
 k3 = 3.400 Coeff. in eq. (7.11) according to national annex
 k4 = 0.425 Coeff. in eq. (7.11) according to national annex
 Ø Bar diameter [mm] or equivalent diameter of tensile bars in $A_{c\text{ eff}}$ [eq.(7.11)]
 e sm - e cm Difference between the mean strain of tensile steel and concrete [eq.(7.8)]
 Between brackets: Minimum value of eq.(7.9) = $0.6 \cdot S_{max} / E_s$
 sr max Max final crack [mm] spacing
 wk Calculated value [mm] of crack width = $sr\ max \cdot (e\ sm - e\ cm)$ [eq.(7.8)]. Limit value of wk is shown between brackets
 MX crack First cracking bending moment around X axis[kNm]
 MY crack First cracking bending moment around Y axis[kNm]

MURETTE

Nota: Il punto 2 fa riferimento alla condizione sismica

GENERAL DATA OF GENERIC RC CROSS-SECTION

Section Name: Murette.secEC

(File path: C:\Users\gpo\Desktop\3404\01 - CALCOLI\02_Verifiche_RC-SEC\02-Reduced Head\Murette.secEC)

Section description:

Section type: Muretta
 Reference code: EC2/EC8 Italian Annex
 Exposure Class: XC4 - Carbonation (cyclic wet and dry)
 Stress path: Constant axial force force to achieve bending ULS
 Type of bending: Uniaxial (neutral axis always parallel to Y axis of reference system)
 Reference of assigned forces: Principal axes y,y of inertia

MATERIALS DATA

CONCRETE -	Class:	C28/35
	Design compressive strength fcd:	15.9 MPa
	Shear reduced compressive strenght $v_1 \cdot f_{cd}$:	7.9 MPa (6.9)EC2
	Coeff Crd,c:	0.1200 (§ 6.2.2(1) EC2
	Coeff K1:	0.1500 (§ 6.2.2(1) EC2
	Coeff v_{min} :	0.0091 Mpa (§ 6.2.2(1) EC2
	Strain at max strength ec2:	0.0020
	Ultimate strain ecu:	0.0035
	Compression diagram stress-strain:	Parabola-Rettangle
	Mean Elastic Modulus Ecm:	32308.2 MPa
	Mean tensile strength fctm:	2.8 MPa
	Es/Ec in SLS combination:	15.00
	Stress limit in SLS Characteristic comb.:	16.8 kN/cm ²

Progetto Definitivo

STEEL -	Longitudinal Bars and Stirrups:	B450C	
	Characteristic yield stress fyk:	450.00	MPa
	Tensile strength ftk:	450.0	MPa
	Design yield stress fyd:	391.3	MPa
	Design strength ftd:	391.3	MPa
	Design ultimate strain esu:	0.068	
	Mean elastic modulus Es:	200000.0	MPa
	SLS Charact. - Ss Limit:	360.00	MPa

GEOMETRICAL DATA OF CONCRETE CROSS-SECTION

Shape of Region: Polygonal
Concrete Class: C28/35

Vertex N.:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	100.0
3	50.0	100.0
4	50.0	0.0

DATA ISOLATED LONGITUDINAL BARS

Bar N.	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-47.0	92.2	24
2	47.0	92.2	24
3	-47.0	7.8	24
4	47.0	7.8	24

DATA OF LINEAR GENERATIONS OF LONGITUDINAL BARS

N. Gen. Number of generated bars of the current linear generation
N.Initial Bar Order number of initial bar (between the isolated bars just defined)
N.Final Bar Order number of final bar (between the isolated bars just defined)
N. Bars Number of bars generated equidistant in the current generation
Ø Diameter [mm] of generated bars

Gen.N.	Initial Bar	Final Bar	N. Bars	Ø
1	1	2	6	24
2	3	4	6	24

SHEAR REINFORCEMENT

Stirrups diameter: 16 mm
Spacing of hoops and cross-ties: 12.0 cm

Stirrups: One hoop
Cross-tie: 2

Order number of two end bars defining each cross-tie:

Cross-tie	Bar 1	Bar 2
1	6	12
2	8	14

Coordinates of generate bars defining the two ends of each cross-ties:

Bar	X[cm]	Y[cm]
6	-20.1	92.2
12	-20.1	7.8
8	6.7	92.2
14	6.7	7.8

Progetto Definitivo

ULTIMATE LIMIT STATE - ASSIGNED DESIGN FORCES FOR EACH COMBINATION

Comb.	N d	Mx d	Vy d
1	6254.00	1898.00	1200.00
2	4863.00	1855.00	1020.00

SERVICEABILITY LIMIT STATES - CHARACTERISTIC COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

Comb.	N	Mx	My
1	4809.00	1460.00	0.00

CHECKS RESULTS

Checks OK for all assigned combinations

Min edge cover of longitudinal bars:	6.4	cm
Min distance between longitudinal bars:	11.0	cm
Min edge cover of stirrups:	5.0	cm

ULTIMATE LIMIT STATES - N-MX-MY CAPACITY CHECKS

Check	Result of check
N	Design axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx	Design bending moment [kNm] around x axis principal of inerzia
N ult	Axial force capacity [kN] (+ if compressive)
Mx ult	Bending moment capacity [kNm] around x axis principal of inertia
S.F.	Safety Factor = vectorial ratio of (N ult,Mx ult,My ult) to (N,Mx,My). Check OK if ratio >=1.00
As Tension	Area [cm ²] of bars in tension (beam section). Min area for code is shown between brackets [eq.(9.1N) EC2]

Comb.	Check	N	Mx	N ult	Mx ult	S.F.	As Tension
1	OK	6254.00	1898.00	6254.25	3055.61	1.610	36.2(0.0)
2	OK	4863.00	1855.00	4862.73	2860.82	1.542	36.2(0.0)

ULTIMATE LIMIT STATE - BENDING AND AXIAL FORCE - STRAIN VALUES

ec max	Ultimate compressive strain in concrete
ec*	Strain in the concrete fiber at ec2/ecu of depth (if ec*>0 then the section is all compressed)
Xc max	X-coordinate [cm] in the concrete point in wich is ec max
Yc max	Y-coordinate [cm] in the concrete point in wich is ec max
es max	Max strain in steel bars (+ if compressive)
Xs max	X-coordinate [cm] of bar in wich is es max
Ys max	Y-coordinate [cm] of bar in wich is es max
es min	Min strain in steel bars (+ if compressive)
Xs min	X-coordinate [cm] of bar in wich is es min
Ys min	Y-coordinate [cm] of bar in wich is es min

Comb.	ec max	ec*	Xc max	Yc max	es max	Xs max	Ys max	es min	Xs min	Ys min
1	0.00350	0.00042	-50.0	100.0	0.00294	-47.0	92.2	-0.00313	-47.0	7.8
2	0.00350	-0.00046	-50.0	100.0	0.00278	-47.0	92.2	-0.00502	-47.0	7.8

Progetto Definitivo

ULTIMATE LIMIT STATE - POSITION OF NEUTRAL AXIS FOR EACH COMBINATION

Comb.	a	b	c	x/d	D
1	0.000000000	0.000071879	-0.003687888	0.528	1.000
2	0.000000000	0.000092449	-0.005744939	0.411	0.953

1) $x/d > 0.450$ = max allowed value x/d for redistribution of bending in eq.(5.10)EC2 (D=1)

ULTIMATE LIMIT STATES - SHEAR CHECKS

Stirrup diameter:	16	mm	
N.Cross-Ties/ Diameter :	2/ 16	mm	
Stirrups (& cross-ties) spacing:	12.0	cm	< Max spacing for code = 36.0 cm
Area stirrup/m:	67.0	cm ² /m	> Stirrup area strictly necessary for shear = 16.0cm ² /m
Area stirrups/m:	67.0	cm ² /m	> Min. Area stirrup bars (9.5N) = 9.4cm ² /m

Check	Result of check
Ved	Design Shear Vy [kN] orthogonal to neutral axis
Vrd,max	Shear resistance [kN] by concrete diagonal struts [(6.9) EC2]
Vrd,s	Shear resistance [kN] by stirrups [(6.8) EC2]
Zm	Main weighted inner lever arm [cm] of strips orthogonal to neutral axis: are not included strips without an extreme compressed. The weights are constituted by the length of lever arm for each strips.
Dm	Main weighted effective depth [cm] of strips orthogonal to neutral axis.
bw	Mean weighted shear width [cm] misurate parallel to the neutral axis = = ratio of area of resistant strips to Zmed value
Ctg	Cot of angle between the inclined concrete struts and beam axis (§6.2.3(1) EC2)
Ast min	Min area [cm ² /m] of stirrups: Ast min = 100*rw*bw. In wich rw is given from (9.5N) EC2
Ast	Area of hoops+cross-ties strictly necessary for shear force[cm ² /m]
A.Eff	Effective Area of hoops+cross-ties in the shear direction in current comb. [cm ² /m] Between brackets is shown the value related to the cross-ties only Cross-ties area is reduced by factor L/d_max (L=ties length projected on the shear direction; d_max= max. effective section width on the shear direction.

Comb.	Check	Ved	Vrd,max	Vrd,s	Zm Dm	bw	Ctg	Ast min	Ast	A.Eff
1	OK	1200.00	2093.39	5017.11	76.5 96.0	100.0	2.50	9.4	16.0	67.0(33.5)
2	OK	1020.00	2211.95	5301.25	80.9 96.0	100.0	2.50	9.4	12.9	67.0(33.5)

SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

Tension in concrete:	Considered if not less than -fctm
Check	Result of Check
Reg	Number of current concrete sub-region of the cross section
Sc max (Sc lim)	Max compressive stress (+) in concrete [Mpa]. Code limit stress Sc lim is shown between brackets
Xc max, Yc max	X-coordinae, Y-coordinate [cm] of concrete vertex corresponding to Sc max (reference X,Y,O)
Ss min (Ss lim)	Min stress (- if tensile) in steel bars [Mpa]. Code limit stress is shown between brackets
Xs min, Ys min	X-coordinae, Y-coordinate [cm] of bar corresponding to Ss min (reference X,Y,O)
Ac eff	Effective tension area [cm ²] that is the area of concrete surrounding the tension reinforcement (for crack width control)
As eff	Area of tension steel bars [cm ²] within Ac eff (for crack width control)
r eff	Geometrical ratio Ac eff/Ac eff [eq.(7.10) Ec2]

NComb	Reg	Check	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff	As eff	r eff
1	1	OK	12.14 (16.8)	-50.0	100.0	-49.4 (360.0)	33.6	7.8	900	36.2	0.040

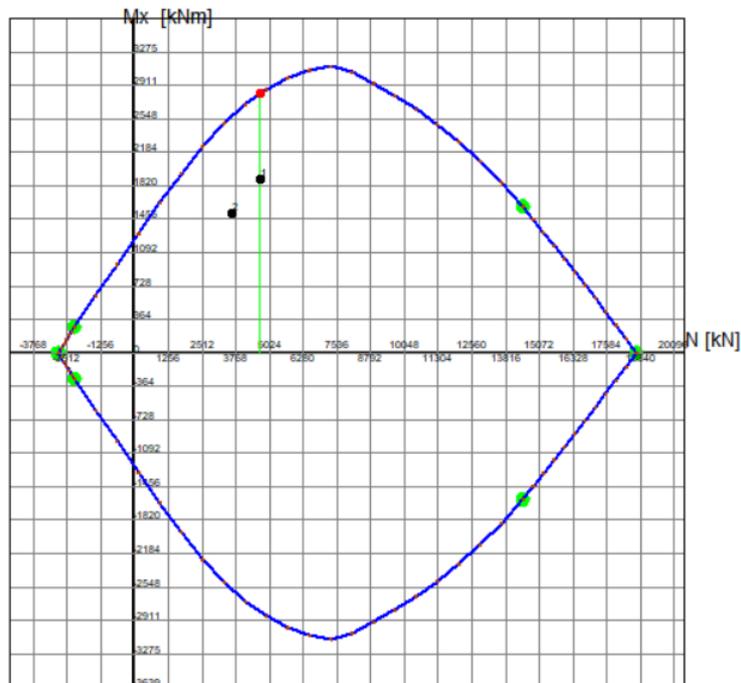
SLS CHARACTERISTIC - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Relazione Tecnica delle Opere in Sotterraneo

Progetto Definitivo

Check	Section is assumed cracked if flexural tensile stress exceeds f_{ctm} in at least one combination									
e1	Result of check									
e2	Greater concrete tensile strain (tension is -) assessed in cracked section									
k1	Lesser concrete tensile strain within the entire section (tension is -) assessed in cracked section									
kt	= 0.8 high bond bars assigned [see eq.(7.11) EC2]									
k2	= 0.6 for frequent and characteristic SLS; = 0.4 for q.perm SLS [see eq.(7.9) EC2]									
k3	= 0.5 for bending; $= (e1 + e2)/(2 \cdot e1)$ for eccentric tension [see eq.(7.13) EC2]									
k4	= 3.400 Coeff. in eq. (7.11) according to national annex									
Ø	= 0.425 Coeff. in eq. (7.11) according to national annex									
e sm - e cm	Bar diameter [mm] or equivalent diameter of tensile bars in $A_{c\text{ eff}}$ [eq.(7.11)]									
sr max	Difference between the mean strain of tensile steel and concrete [eq.(7.8)]									
wk	Between brackets: Minimum value of eq.(7.9) = $0.6 S_{max} / E_s$									
MX crack	Max final crack [mm] spacing									
MY crack	Calculated value [mm] of crack width = $sr\ max \cdot (e\ sm - e\ cm)$ [eq.(7.8)]. Limit value of wk is shown between brackets									
	First cracking bending moment around X axis[kNm]									
	First cracking bending moment around Y axis[kNm]									

Comb.	Check	e1	e2	k2	Ø	e sm - e cm	sr max	wk	Mx crack	My crack
1	OK	-0.00034	0	0.500	24.0	0.00015 (0.00015)	326	0.048	1456.84	0.00

ARCO ROVESCIO

Nota: Il punto 2 fa riferimento alla condizione sismica

GENERAL DATA OF GENERIC RC CROSS-SECTION

Section Name: Invert.secEC

(File path: C:\Users\gpo\Desktop\3404\01 - CALCOLI\02_Verifiche_RC-SEC\02-Reduced Head\Invert.secEC)

Section description:

Section type:	Arco Rovescio
Reference code:	EC2/EC8 Italian Annex
Exposure Class:	XC4 - Carbonation (cyclic wet and dry)
Stress path:	Constant axial force force to achieve bending ULS
Type of bending:	Uniaxial (neutral axis always parallel to Y axis of reference system)
Reference of assigned forces:	Principal axes y,y of inertia

MATERIALS DATA

CONCRETE -	Class:	C28/35
	Design compressive strength fcd:	15.9 MPa
	Shear reduced compressive strenght $v_1 \cdot f_{cd}$:	7.9 MPa (6.9)EC2
	Coeff Crd,c:	0.1200 (§ 6.2.2(1) EC2)
	Coeff K1:	0.1500 (§ 6.2.2(1) EC2)
	Coeff v min:	0.0091 Mpa (§ 6.2.2(1) EC2)
	Strain at max strength ec2:	0.0020
	Ultimate strain ecu:	0.0035
	Compression diagram stress-strain:	Parabola-Rettangle
	Mean Elastic Modulus Ecm:	32308.2 MPa
	Mean tensile strength fctm:	2.8 MPa
	Es/Ec in SLS combination:	15.00
	Stress limit in SLS Characteristic comb.:	16.8 kN/cm ²

Progetto Definitivo

STEEL -	Longitudinal Bars and Stirrups:	B450C	
	Characteristic yield stress fyk:	450.00	MPa
	Tensile strength ftk:	450.0	MPa
	Design yield stress fyd:	391.3	MPa
	Design strength ftd:	391.3	MPa
	Design ultimate strain esu:	0.068	
	Mean elastic modulus Es:	200000.0	MPa
	SLS Charact. - Ss Limit:	360.00	MPa

GEOMETRICAL DATA OF CONCRETE CROSS-SECTION

Shape of Region: Polygonal
Concrete Class: C28/35

Vertex N.:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	100.0
3	50.0	100.0
4	50.0	0.0

DATA ISOLATED LONGITUDINAL BARS

Bar N.	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-47.0	92.2	24
2	47.0	92.2	24
3	-47.0	7.8	24
4	47.0	7.8	24

DATA OF LINEAR GENERATIONS OF LONGITUDINAL BARS

N. Gen. Number of generated bars of the current linear generation
N.Initial Bar Order number of initial bar (between the isolated bars just defined)
N.Final Bar Order number of final bar (between the isolated bars just defined)
N. Bars Number of bars generated equidistant in the current generation
Ø Diameter [mm] of generated bars

Gen.N.	Initial Bar	Final Bar	N. Bars	Ø
1	1	2	6	24
2	3	4	6	24

SHEAR REINFORCEMENT

Stirrups diameter: 16 mm
Spacing of hoops and cross-ties: 12.0 cm

Stirrups: One hoop
Cross-tie: 3

Order number of two end bars defining each cross-tie:

Cross-tie	Bar 1	Bar 2
1	6	12
2	8	14
3	10	16

Coordinates of generate bars defining the two ends of each cross-ties:

Bar	X[cm]	Y[cm]
6	-20.1	92.2
12	-20.1	7.8
8	6.7	92.2

Progetto Definitivo

14	6.7	7.8
10	33.6	92.2
16	33.6	7.8

ULTIMATE LIMIT STATE - ASSIGNED DESIGN FORCES FOR EACH COMBINATION

Comb.	N d	MX d	VY d
		Mx d	Vy d
1	4678.00	1894.00	1500.00
2	3624.00	1522.00	1020.00

SERVICEABILITY LIMIT STATES - CHARACTERISTIC COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

Comb.	N	Mx	My
1	3598.00	1454.00	0.00

CHECKS RESULTS

Checks OK for all assigned combinations

Min edge cover of longitudinal bars:	6.4 cm
Min distance between longitudinal bars:	11.0 cm
Min edge cover of stirrups:	5.0 cm

ULTIMATE LIMIT STATES - N-MX-MY CAPACITY CHECKS

Check	Result of check
N	Design axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx	Design bending moment [kNm] around x axis principal of inerzia
N ult	Axial force capacity [kN] (+ if compressive)
Mx ult	Bending moment capacity [kNm] around x axis principal of inertia
S.F.	Safety Factor = vectorial ratio of (N ult, Mx ult, My ult) to (N, Mx, My). Check OK if ratio >=1.00
As Tension	Area [cm ²] of bars in tension (beam section). Min area for code is shown between brackets [eq.(9.1N) EC2]

Comb.	Check	N	Mx	N ult	Mx ult	S.F.	As Tension
1	OK	4678.00	1894.00	4677.82	2825.49	1.492	36.2(0.0)
2	OK	3624.00	1522.00	3624.19	2581.97	1.696	36.2(0.0)

ULTIMATE LIMIT STATE - BENDING AND AXIAL FORCE - STRAIN VALUES

ec max	Ultimate compressive strain in concrete
ec*	Strain in the concrete fiber at ec2/ecu of depth (if ec*>0 then the section is all compressed)
Xc max	X-coordinate [cm] in the concrete point in wich is ec max
Yc max	Y-coordinate [cm] in the concrete point in wich is ec max
es max	Max strain in steel bars (+ if compressive)
Xs max	X-coordinate [cm] of bar in wich is es max
Ys max	Y-coordinate [cm] of bar in wich is es max
es min	Min strain in steel bars (+ if compressive)
Xs min	X-coordinate [cm] of bar in wich is es min
Ys min	Y-coordinate [cm] of bar in wich is es min

Comb.	ec max	ec*	Xc max	Yc max	es max	Xs max	Ys max	es min	Xs min	Ys min
-------	--------	-----	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------

Progetto Definitivo

1	0.00350	-0.00062	-50.0	100.0	0.00275	-47.0	92.2	-0.00536	-47.0	7.8
2	0.00350	-0.00182	-50.0	100.0	0.00253	-47.0	92.2	-0.00794	-47.0	7.8

ULTIMATE LIMIT STATE - POSITION OF NEUTRAL AXIS FOR EACH COMBINATION

a, b, c Coeff. a, b, c in neutral axis equation: $aX+bY+c=0$ reference X,Y,O
x/d Ratio of the depth of neutral axis to the effective depth of the section
D Ratio of redistributed moment to the elastic moment in continuous beams [eq.(5.10)EC2]

Comb.	a	b	c	x/d	D
1	0.000000000	0.000096106	-0.006110587	0.395	0.934
2	0.000000000	0.000124034	-0.008903422	0.306	0.823

ULTIMATE LIMIT STATES - SHEAR CHECKS

Stirrup diameter: 16 mm
N.Cross-Ties/ Diameter : 3/ 16 mm
Stirrups (& cross-ties) spacing: 12.0 cm < Max spacing for code = 36.0 cm
Area stirrup/m: 83.8 cm²/m > Stirrup area strictly necessary for shear = 18.8cm²/m
Area stirrups/m: 83.8 cm²/m > Min. Area stirrup bars (9.5N) = 9.4cm²/m

Check Result of check
Ved Design Shear Vy [kN] orthogonal to neutral axis
Vrd,max Shear resistance [kN] by concrete diagonal struts [(6.9) EC2]
Vrd,s Shear resistance [kN] by stirrups [(6.8) EC2]
Zm Main weighted inner lever arm [cm] of strips orthogonal to neutral axis:
are not included strips without an extreme compressed.
The weights are constituted by the length of lever arm for each strips.
Dm Main weighted effective depth [cm] of strips orthogonal to neutral axis.
bw Mean weighted shear width [cm] misurate parallel to the neutral axis =
= ratio of area of resistant strips to Zmed value
Ctg Cot of angle between the inclined concrete struts and beam axis (§6.2.3(1) EC2)
Ast min Min area [cm²/m] of stirrups: Ast min = 100*rw*bw. In wich rw is given from (9.5N) EC2
Ast Area of hoops+cross-ties strictly necessary for shear force[cm²/m]
A.Eff Effective Area of hoops+cross-ties in the shear direction in current comb. [cm²/m]
Between brackets is shown the value related to the cross-ties only
Cross-ties area is reduced by factor L/d_max (L=ties length projected on the shear
direction; d_max= max. effective section width on the shear direction.

Comb.	Check	Ved	Vrd,max	Vrd,s	Zm Dm	bw	Ctg	Ast min	Ast	A.Eff
1	OK	1500.00	2227.71	6673.79	81.4 96.0	100.0	2.50	9.4	18.8	83.8(50.3)
2	OK	1020.00	2317.44	6942.60	84.7 96.0	100.0	2.50	9.4	12.3	83.8(50.3)

SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

Tension in concrete: Considered if not less than -fctm
Check Result of Check
Reg Number of current concrete sub-region of the cross section
Sc max (Sc lim) Max compressive stress (+) in concrete [Mpa]. Code limit stress Sc lim is shown between brackets
Xc max, Yc max X-coordinae, Y-coordinate [cm] of concrete vertex corresponding to Sc max (reference X,Y,O)
Ss min (Ss lim) Min stress (- if tensile) in steel bars [Mpa], Code limit stress is shown between brackets
Xs min, Ys min X-coordinae, Y-coordinate [cm] of bar corresponding to Ss min (reference X,Y,O)
Ac eff Effective tension area [cm²] that is the area of concrete surrounding the tension reinforcement (for crack width control)
As eff Area of tension steel bars [cm²] within Ac eff (for crack width control)
r eff Geometrical ratio Ac eff/Ac eff [eq.(7.10) Ec2]

NComb	Reg	Check	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff	As eff	r eff
1	1	OK	11.89 (16.8)	-50.0	100.0	-107.0 (360.0)	33.6	7.8	1400	36.2	0.026

Progetto Definitivo

SLS CHARACTERISTIC - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

		Section is assumed cracked if flexural tensile stress exceeds f_{ctm} in at least one combination								
Check		Result of check								
e1		Greater concrete tensile strain (tension is -) assessed in cracked section								
e2		Lesser concrete tensile strain within the entire section (tension is -) assessed in cracked section								
k1		= 0.8 high bond bars assigned [see eq.(7.11) EC2]								
kt		= 0.6 for frequent and characteristic SLS; = 0.4 for q.perm SLS [see eq.(7.9) EC2]								
k2		= 0.5 for bending; $=(e1 + e2)/(2*e1)$ for eccentric tension [see eq.(7.13) EC2]								
k3		= 3.400 Coeff. in eq. (7.11) according to national annex								
k4		= 0.425 Coeff. in eq. (7.11) according to national annex								
Ø		Bar diameter [mm] or equivalent diameter of tensile bars in $A_{c\text{eff}}$ [eq.(7.11)]								
e sm - e cm		Difference between the mean strain of tensile steel and concrete [eq.(7.8)]								
		Between brackets: Minimum value of eq.(7.9) = $0.6 S_{max} / E_s$								
sr max		Max final crack [mm] spacing								
wk		Calculated value [mm] of crack width = $sr\ max*(e\ sm - e\ cm)$ [eq.(7.8)]. Limit value of wk is shown between brackets								
MX crack		First cracking bending moment around X axis[kNm]								
MY crack		First cracking bending moment around Y axis[kNm]								

Comb.	Check	e1	e2	k2	Ø	e sm - e cm	sr max	wk	Mx crack	My crack
1	OK	-0.00066	0	0.500	24.0	0.00032 (0.00032)	382	0.123	1048.68	0.00

ALLEGATO 3: Massimo carico idraulico (33.75m)

Di seguito sono riportate le verifiche strutturali effettuate per il rivestimento definitivo nel caso in cui si consideri il massimo carico idraulico in accordo con le misure di falda (33.75m rispetto all'arco rovescio del tunnel.

MURETTA:**GENERAL DATA OF GENERIC RC CROSS-SECTION**

Section Name: Murette.secEC

(File path: C:\Users\gpo\Desktop\3404\01 - CALCOLI\02_Verifiche_RC-SEC\01-Total Head\Murette.secEC)

Section description:

Section type:	Beam
Reference code:	EC2/EC8 Italian Annex
Exposure Class:	XC4 - Carbonation (cyclic wet and dry)
Stress path:	Constant axial force force to achieve bending ULS
Type of bending:	Uniaxial (neutral axis always parallel to Y axis of reference system)
Reference of assigned forces:	Principal axes y,y of inertia

MATERIALS DATA

CONCRETE -	Class:	C28/35
	Design compressive strength fcd:	15.9 MPa
	Shear reduced compressive strenght $v1*fcd$:	7.9 MPa (6.9)EC2
	Coeff Crd,c:	0.1200 (§ 6.2.2(1) EC2
	Coeff K1:	0.1500 (§ 6.2.2(1) EC2
	Coeff v min:	0.0091 Mpa (§ 6.2.2(1) EC2
	Strain at max strength ec2:	0.0020
	Ultimate strain ecu:	0.0035
	Compression diagram stress-strain:	Parabola-Rectangle
	Mean Elastic Modulus Ecm:	32308.2 MPa
	Mean tensile strength fctm:	2.8 MPa
	Es/Ec in SLS combination:	15.00
	Stress limit in SLS Characteristic comb.:	16.8 kN/cm ²
STEEL -	Longitudinal Bars and Stirrups:	B450C
	Characteristic yield stress fyk:	450.00 MPa
	Tensile strength ftk:	450.0 MPa
	Design yield stress fyd:	391.3 MPa
	Design strength ftd:	391.3 MPa
	Design ultimate strain esu:	0.068
	Mean elastic modulus Es:	200000.0 MPa
	SLS Charact. - Ss Limit:	360.00 MPa

GEOMETRICAL DATA OF CONCRETE CROSS-SECTION

Shape of Region: Polygonal
Concrete Class: C28/35

Vertex N.:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	100.0
3	50.0	100.0
4	50.0	0.0

DATA ISOLATED LONGITUDINAL BARS

Relazione Tecnica delle Opere in Sotterraneo

Progetto Definitivo

Bar N.	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-45.0	92.2	24
2	45.0	92.2	24
3	-45.0	7.8	24
4	45.0	7.8	24

DATA OF LINEAR GENERATIONS OF LONGITUDINAL BARS

N. Gen. Number of generated bars of the current linear generation
 N.Initial Bar Order number of initial bar (between the isolated bars just defined)
 N.Final Bar Order number of final bar (between the isolated bars just defined)
 N. Bars Number of bars generated equidistant in the current generation
 Ø Diameter [mm] of generated bars

Gen.N.	Initial Bar	Final Bar	N. Bars	Ø
1	1	2	4	24
2	3	4	4	24

SHEAR REINFORCEMENT

Stirrups diameter: 16 mm
 Spacing of hoops and cross-ties: 12.0 cm

Stirrups: One hoop
 Cross-tie: 2

Order number of two end bars defining each cross-tie:

Cross-tie	Bar 1	Bar 2
1	6	10
2	8	12

Coordinates of generate bars defining the two ends of each cross-ties:

Bar	X[cm]	Y[cm]
6	-9.0	92.2
10	-9.0	7.8
8	27.0	92.2
12	27.0	7.8

ULTIMATE LIMIT STATE - ASSIGNED DESIGN FORCES FOR EACH COMBINATION

MX d Design bending force [kNm] around X axis of reference system
 VY d Design shear component [kN] parallel to Y reference axis

Comb.	N d	Mx d	Vy d
1	8000.00	2600.00	2500.00

SERVICEABILITY LIMIT STATES - CHARACTERISTIC COMB. - ASSIGNED INTERNAL FORCES FOR EACH COMBINATION

N Axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
 MX Bending force [kNm] around X axis of reference system. First cracking value is shown between brackets.

Comb.	N	Mx	My
1	6154.00	2000.00	0.00

Progetto Definitivo

CHECKS RESULTS

Checks NOT OK for all assigned combinations

Min edge cover of longitudinal bars:	6.4	cm
Min distance between longitudinal bars:	11.0	cm
Min edge cover of stirrups:	5.0	cm

ULTIMATE LIMIT STATES - N-MX-MY CAPACITY CHECKS

Check	Result of check
N	Design axial force [kN] applied at the centroid of concrete section (+ if compressive)
Mx	Design bending moment [kNm] around x axis principal of inertia
N ult	Axial force capacity [kN] (+ if compressive)
Mx ult	Bending moment capacity [kNm] around x axis principal of inertia
S.F.	Safety Factor = vectorial ratio of (N ult, Mx ult, My ult) to (N, Mx, My). Check OK if ratio >=1.00
As Tension	Area [cm ²] of bars in tension (beam section). Min area for code is shown between brackets [eq.(9.1N) EC2]

Comb.	Check	N	Mx	N ult	Mx ult	S.F.	As Tension
1	OK	8000.00	2600.00	7999.78	2778.91	1.069	27.1(0.0)

ULTIMATE LIMIT STATE - BENDING AND AXIAL FORCE - STRAIN VALUES

ec max	Ultimate compressive strain in concrete
ec*	Strain in the concrete fiber at ec2/ecu of depth (if ec*>0 then the section is all compressed)
Xc max	X-coordinate [cm] in the concrete point in wich is ec max
Yc max	Y-coordinate [cm] in the concrete point in wich is ec max
es max	Max strain in steel bars (+ if compressive)
Xs max	X-coordinate [cm] of bar in wich is es max
Ys max	Y-coordinate [cm] of bar in wich is es max
es min	Min strain in steel bars (+ if compressive)
Xs min	X-coordinate [cm] of bar in wich is es min
Ys min	Y-coordinate [cm] of bar in wich is es min

Comb.	ec max	ec*	Xc max	Yc max	es max	Xs max	Ys max	es min	Xs min	Ys min
1	0.00350	0.00106	-50.0	100.0	0.00306	-45.0	92.2	-0.00175	-45.0	7.8

ULTIMATE LIMIT STATE - POSITION OF NEUTRAL AXIS FOR EACH COMBINATION

a, b, c	Coeff. a, b, c in neutral axis equation: aX+bY+c=0 reference X,Y,O
x/d	Ratio of the depth of neutral axis to the effective depth of the section
D	Ratio of redistributed moment to the elastic moment in continuous beams [eq.(5.10)EC2]

Comb.	a	b	c	x/d	D
1	0.000000000	0.000056981	-0.002198095	0.666	1.000

1) x/d > 0.450 = max allowed value x/d for redistribution of bending in eq.(5.10)EC2 (D=1)

ULTIMATE LIMIT STATES - SHEAR CHECKS

Stirrup diameter:	16	mm	
N.Cross-Ties/ Diameter :	2/ 16	mm	
Stirrups (& cross-ties) spacing:	12.0	cm	< Max spacing for code = 36.0 cm
Area stirrup/m:	67.0	cm ² /m	> Stirrup area strictly necessary for shear = 53.7cm ² /m
Area stirrups/m:	67.0	cm ² /m	> Min. Area stirrup bars (9.5N) = 9.4cm ² /m

Check	Result of check
Ved	Design Shear Vy [kN] orthogonal to neutral axis
Vrd,max	Shear resistance [kN] by concrete diagonal struts [(6.9) EC2]
Vrd,s	Shear resistance [kN] by stirrups [(6.8) EC2]

Progetto Definitivo

Zm	Main weighted inner lever arm [cm] of strips orthogonal to neutral axis: are not included strips without an extreme compressed. The weights are constituted by the length of lever arm for each strips.									
Dm	Main weighted effective depth [cm] of strips orthogonal to neutral axis.									
bw	Mean weighted shear width [cm] misurate parallel to the neutral axis = = ratio of area of resistant strips to Zmed value									
Ctg	Cot of angle between the inclined concrete struts and beam axis (§6.2.3(1) EC2)									
Ast min	Min area [cm ² /m] of stirrups: Ast min = 100*rw*bw. In wich rw is given from (9.5N) EC2									
Ast	Area of hoops+cross-ties strictly necessary for shear force[cm ² /m]									
A.Eff	Effective Area of hoops+cross-ties in the shear direction in current comb. [cm ² /m] Between brackets is shown the value related to the cross-ties only Cross-ties area is reduced by factor L/d_max (L=ties length projected on the shear direction; d_max= max. effective section width on the shear direction.									
Comb.	Check	Ved	Vrd,max	Vrd,s	Zm Dm	bw	Ctg	Ast min	Ast	A.Eff
1	OK	2500.00	2500.01	3122.33	71.4 96.0	100.0	1.67	9.4	53.7	67.0(33.5)

SLS CHARACTERISTIC COMBINATIONS - STRESS LIMITATION [§ 7.2 EC2]

Tension in concrete:	Considered if not less than -fctm
Check	Result of Check
Reg	Number of current concrete sub-region of the cross section
Sc max (Sc lim)	Max compressive stress (+) in concrete [Mpa]. Code limit stress Sc lim is shown between brackets
Xc max, Yc max	X-coordinae, Y-coordinate [cm] of concrete vertex corresponding to Sc max (reference X,Y,O)
Ss min (Ss lim)	Min stress (- if tensile) in steel bars [Mpa], Code limit stress is shown between brackets
Xs min, Ys min	X-coordinae, Y-coordinate [cm] of bar corresponding to Ss min (reference X,Y,O)
Ac eff	Effective tension area [cm ²] that is the area of concrete surrounding the tension reinforcement (for crack width control)
As eff	Area of tension steel bars [cm ²] within Ac eff (for crack width control)
r eff	Geometrical ratio Ac eff/Ac eff [eq.(7.10) Ec2]

NComb	Reg	Check	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff	As eff	r eff
1	1	NotOK	17.49 (16.8)	-50.0	100.0	-102.1 (360.0)	27.0	7.8	1100	27.1	0.025 1)

1) Sc max > Sc lim

SLS CHARACTERISTIC - CRACK WIDTH [§ 7.3.4 EC2]

Check	Section is assumed cracked if flexural tensile stress exceeds fctm in at least one combination										
e1	Greater concrete tensile strain (tension is -) assessed in cracked section										
e2	Lesser concrete tensile strain within the entire section (tension is -)assessed in cracked section										
k1	= 0.8 high bond bars assigned [see eq.(7.11) EC2]										
kt	= 0.6 for frequent and characteristic SLS; = 0.4 for q.perm SLS [see eq.(7.9) EC2]										
k2	= 0.5 for bending; =(e1 + e2)/(2*e1) for eccentric tension [see eq.(7.13) EC2]										
k3	= 3.400 Coeff. in eq. (7.11) according to national annex										
k4	= 0.425 Coeff. in eq. (7.11) according to national annex										
Ø	Bar diameter [mm] or equivalent diameter of tensile bars in Ac eff [eq.(7.11)]										
e sm - e cm	Difference between the mean strain of tensile steel and concrete [eq.(7.8)] Between brackets: Minimum value of eq.(7.9) = 0.6 Smax / Es										
sr max	Max final crack [mm] spacing										
wk	Calculated value [mm] of crack width = sr max*(e sm - e cm) [eq.(7.8)]. Limit value of wk is shown between brackets										
MX crack	First cracking bending moment around X axis[kNm]										
MY crack	First cracking bending moment around Y axis[kNm]										

Comb.	Check	e1	e2	k2	Ø	e sm - e cm	sr max	wk	Mx crack	My crack
1	OK	-0.00066	0	0.500	24.0	0.00031 (0.00031)	390	0.119	1221.12	0.00

La verifica in SLE dimostra una tensione di compressione sulla muretta superiore alla tensione massima ammissibile del calcestruzzo. Rimane quindi dimostrata la necessità di realizzare un sistema di drenaggio in grado di abbassare il carico idraulico agente sul rivestimento definitivo.