

ITINERARIO "SALERNO – POTENZA – BARI"

Adeguamento delle sedi esistenti e tratti di nuova realizzazione IV tratta
da zona industriale Vaglio a svincolo S.P. Oppido S.S. 96

Codice CIG - 70219264A5

PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA

ANAS - DIREZIONE PROGETTAZIONE E REALIZZAZIONE LAVORI

IL PROGETTISTA E RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE. (DPR207/10 ART 15 COMMA 12)

Dott. Ing. **GIORGIO GUIDUCCI**
ORDINE INGEGNERI
ROMA
n. 14035

Dott. Ing. **GIORGIO GUIDUCCI**
Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 14035

PROGETTAZIONE ATI:

(Mandataria)

GP INGENNERIA

GESTIONE PROGETTI INGENNERIA srl

IL GEOLOGO

Dott. Geol. **Giuseppe Cerchiaro**
Ordine dei geologi della Calabria n. 528

(Mandante)



(Mandante)



COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE

Arch. **Silvia Besozzi**
Ordine Architetti Provincia di Roma n. 10846

(Mandante)



(Mandante)



VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO

Ing. **Massimiliano Fidenzi**

OPERE IN SOTTERRANEO

Galleria "Valico di Pazzano"

Relazione tecnica illustrativa sulle gallerie naturali

CODICE PROGETTO

LO714APF1801

NOME FILE

T00GN00OSTRE01_C

REVISIONE

SCALA

CODICE ELAB.

T00GN00OSTRE01

C

Varie

REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
C	Revisione	Feb. '22	Moscattelli	De Sanctis	Guiducci
B	Revisione	Dicembre'19	Moscattelli	De Sanctis	Guiducci
A	Emissione	Sett.'19	Moscattelli	De Sanctis	Guiducci

INDICE

1.	<u>INTRODUZIONE</u>	2
2.	<u>MODELLO FUNZIONALE DELLA SEZIONE TIPO</u>	2
3.	<u>FASE CONOSCITIVA</u>	4
3.1.	INQUADRAMENTO LITOSTRATIGRAFICO	4
3.2.	STRATIGRAFIA DI RIFERIMENTO.....	4
3.3.	FLYSCH ROSSO FYR.....	4
3.3.1.	<i>Granulometria, Limiti di Attemberg e Peso Specifico</i>	4
3.3.2.	<i>Parametri Meccanici e di Deformabilità</i>	7
3.4.	FLYSCH GALESTRINO FYG	9
3.4.1.	<i>Granulometria, Limiti di Attemberg e Peso Specifico</i>	10
3.4.2.	<i>Parametri Meccanici e di Deformabilità</i>	12
4.	<u>FASE DI DIAGNOSI</u>	14
4.1.	GALLERIE A FRONTE STABILE (CASO A).....	14
4.2.	GALLERIE A FRONTE STABILE A BREVE TERMINE (CASO B)	14
4.3.	GALLERIE A FRONTE INSTABILE (CASO C).....	15
4.4.	METODO DELLE LINEE CARATTERISTICHE.....	15
4.4.1.	<i>Formazione del flysch galestrino</i>	16
4.4.2.	<i>Formazione del flysch rosso</i>	22
5.	<u>FASE DI TERAPIA</u>	25
5.1.	SEZIONE TIPO B2.....	25
5.2.	SEZIONE TIPO B2v.....	26
5.3.	SEZIONE TIPO C2	27
5.4.	SEZIONE TIPO C2v	28
5.5.	SEZIONE TIPO PZ-B2v	29

1. INTRODUZIONE

Il presente documento ha l'obiettivo di illustrare tecnicamente gli studi e le analisi sviluppati per la definizione del progetto di fattibilità tecnico economica della Galleria "Valico Pazzano", relativo all'intervento denominato "Itinerario "Salerno-Potenza-Bari" – Adeguamento delle sedi esistenti e tratti di nuova realizzazione IV tratta da zona industriale Vaglio a svincolo S.P. Oppido S.S.96".

2. MODELLO FUNZIONALE DELLA SEZIONE TIPO

Per la alternativa di tracciato selezionata, la galleria "Valico Pazzano", presenta una lunghezza complessiva pari a 2.945 metri, con tratti di imbocco in artificiale di lunghezza rispettivamente pari a 70 m (imbocco Sud) e 40 m (imbocco Nord).

Con riferimento alle linee guida ANAS per la progettazione delle gallerie stradali, la galleria prevede nove piazzole di Sosta (alternate a quinconce).

A livello funzionale, l'opera è dotata di impianto di ventilazione longitudinale nonché di tutte le dotazioni di sicurezza previste dalle linee guida ANAS.

La sezione geometrica della piattaforma stradale è quella specifica della categoria C1 del D.M.05.11.2001: risulta caratterizzata da una corsia di 3,75 m di larghezza per senso di marcia e da banchine in destra e in sinistra di larghezza pari a 1,50 m ciascuna. L'elemento marginale in questa situazione è un profilo redirettivo prefabbricato mentre la raccolta delle acque è demandata a delle canalette con grigliato carrabile collocate in banchina.

Da un punto di vista altimetrico sono garantiti i franchi minimi richiesti nel D.M.05.11.2001, ovvero l'altezza libera misurata sulla verticale a partire da qualsiasi punto della piattaforma non risulta mai inferiore a 5,00 metri in corrispondenza della carreggiata e a 4,80 metri in corrispondenza delle banchine.

Secondo gli standard previsti dalle "Linee guida ANAS" per la progettazione della sicurezza nelle gallerie stradali sezione stradale tipo C1, (Galleria bidirezionale con lunghezza superiore a 1500m), si prevede la realizzazione di una via di fuga lungo il margine destro della carreggiata stradale mediante un cunicolo indipendente di evacuazione separato dalla carreggiata stradale mediante un setto in calcestruzzo.

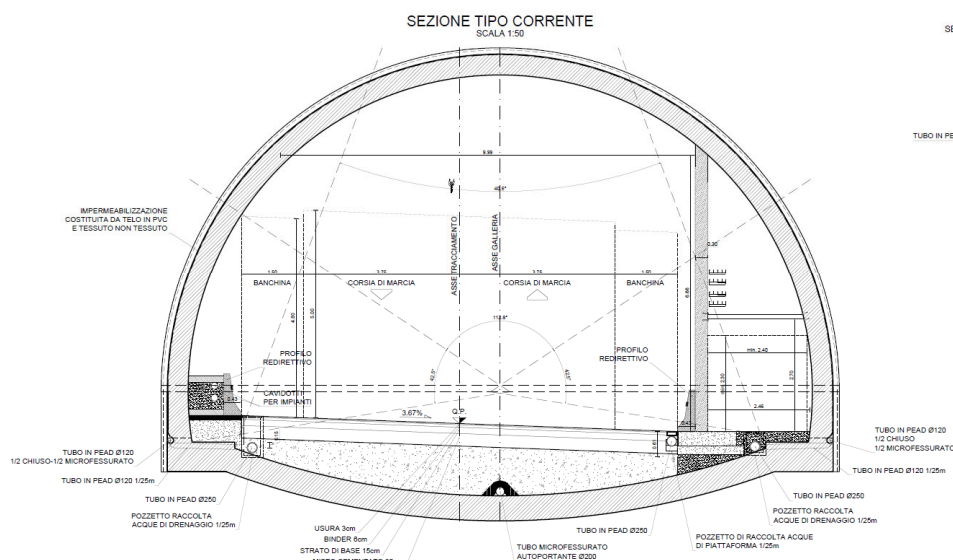


Figura 2.1 Sezione Tipo Funzionale

PROGETTAZIONE ATI:

La sezione tipo funzionale proposta, quindi, adotta una geometria d'intradosso del rivestimento della galleria atta a contenere integralmente un cunicolo di evacuazione avente dimensione uguale o superiore a quello previsto dalle stesse "Linee guida", di sezione utile 2,40m x 2,70m (dimensioni minime da normativa 2.40x2.30m).

L'accesso al cunicolo di evacuazione avviene mediante uscite di sicurezza realizzate in piazzola di sosta, o mediante uscite di sicurezza realizzate in sezione corrente.

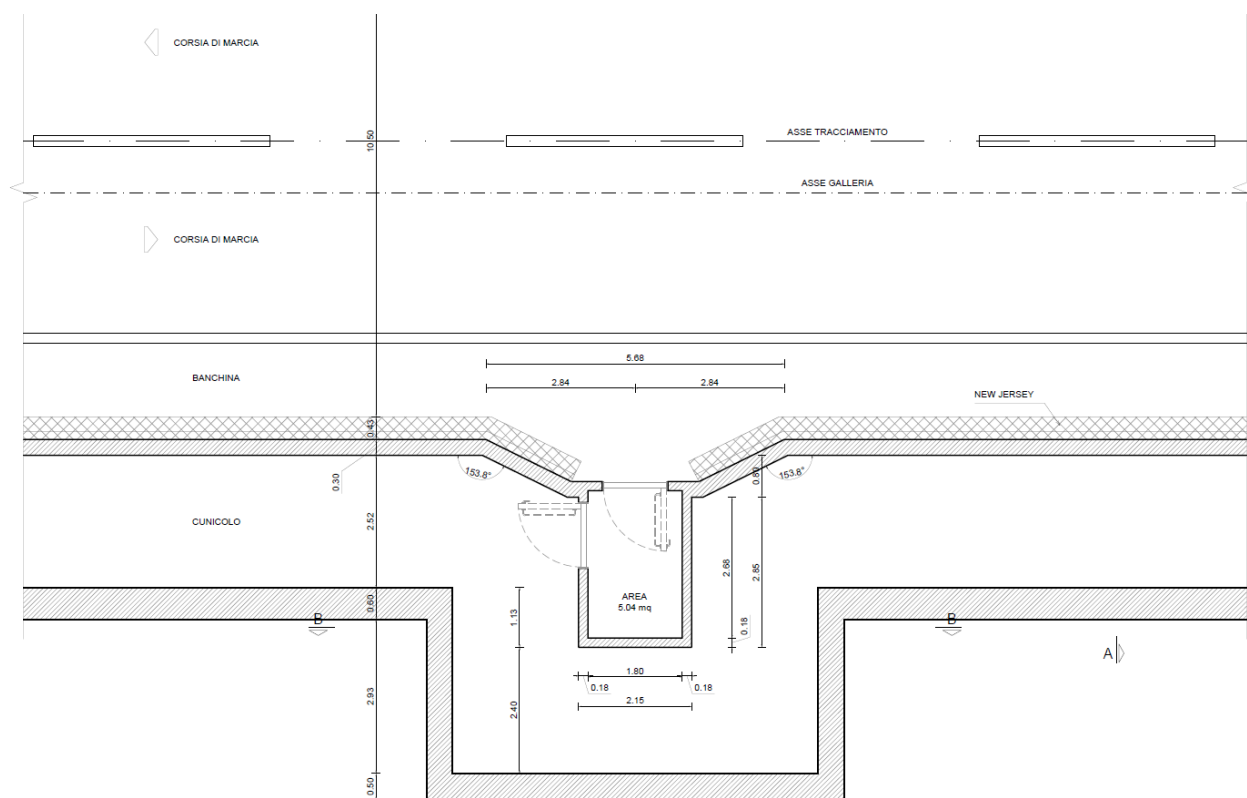


Figura 2.2 : Uscita di sicurezza (sezione Planimetrica)

Visto l'elevata economicità per la realizzazione degli accessi alla via di fuga posta al piano viabile, nel progetto possono essere rese disponibili un numero di accessi alla via di fuga compatibile con qualsiasi standard potenzialmente richiesto da specifica "Analisi dei Rischi". Gli accessi al cunicolo di evacuazione sono chiusi mediante zona filtro fumi con 2 porte con livello di resistenza al fuoco REI 120.

Il piano di camminamento del cunicolo di evacuazione è inoltre posto a livello della pavimentazione stradale, il che consente anche agli utenti portatori di handicap su sedia a ruote di seguire il percorso di evacuazione senza incontrare barriere architettoniche.

Le uscite di sicurezza costituiscono anche una via di accesso a piedi per le squadre di pronto soccorso.

3. FASE CONOSCITIVA

3.1. INQUADRAMENTO LITOSTRATIGRAFICO

Per quanto riguarda i litotipi intercettati dal tracciato stradale, quelli che rivestono una elevata rilevanza progettuale sono sicuramente le litologie flyschoidi appartenenti alle varie unità tettoniche appenniniche ed i depositi argilloso-siltosi del Sintema di Tolve-Subsintema di Acerenza, in quanto si tratta dei litotipi maggiormente interferiti, poiché complessivamente interessano il tracciato stradale per oltre il 75% e che saranno intercettati dalle opere d'arte maggiori, ovvero dalla galleria naturale ed artificiali, nonché dai viadotti.

3.2. STRATIGRAFIA DI RIFERIMENTO

Dal punto di vista geotecnico, in base a quanto riconosciuto nel corso delle indagini, i terreni che interessano lo scavo della galleria naturale sono:

1. Flysch rosso (terreni **FYR** ed **FYR-w**), presente dalla pk 6+070 fino alla pk 6+960, in prossimità dell'imbocco lato Tolve della galleria naturale Valico Pazzano
2. Flysch Galestrino (terreni **FYG** ed **FYG-w**), presente dalla pk 4+060 fino alla pk 6+070 e che interessa per la maggior parte lo scavo della galleria naturale Valico Pazzano;

Con le sigle **FYR-w** e **FYG-w** si intende il tetto dei materiali argillosi o flyschoidi, per spessori dell'ordine di 5-8 m, costituenti, in genere, il livello alterato di tali materiali.

Le principali unità geotecniche riscontrate sono riassunte nella seguente tabella:

Sigla	Principali Caratteristiche
FYR	Argilla marnosa di colore rosso bruno a struttura fogliettata e scagliettata e livelli di calcareniti bianche massive, livelli di calcilutiti e marne straterellate di colore grigio e avana. Da molto consistente a dura.
FYG	Argilla marnosa a struttura scagliettata e marne grigie scuro-bruno. Umida. Dura. Ingloba calcari marnosi e marne calcaree sia in blocchi e ciottoli isolati che in strati.

Tabella 3.1 – Classificazione geotecniche dei terreni di fondazione

3.3. FLYSCH ROSSO FYR

I terreni tipo FYR sono rappresentati in prevalenza da argille marnose di colore rosso bruno a struttura fogliettata e scagliettata e livelli di calcareniti bianche massive, livelli di calcilutiti e marne straterellate di colore grigio e avana, da molto consistenti a dure.

Nei seguenti paragrafi vengono descritti i risultati delle prove di laboratorio effettuate sui campioni di terreno, al fine di fornirne la caratterizzazione geotecnica.

3.3.1. GRANULOMETRIA, LIMITI DI ATTEMBERG E PESO SPECIFICO

I risultati di n. 13 analisi granulometriche indicano come prevalente la frazione argillosa.

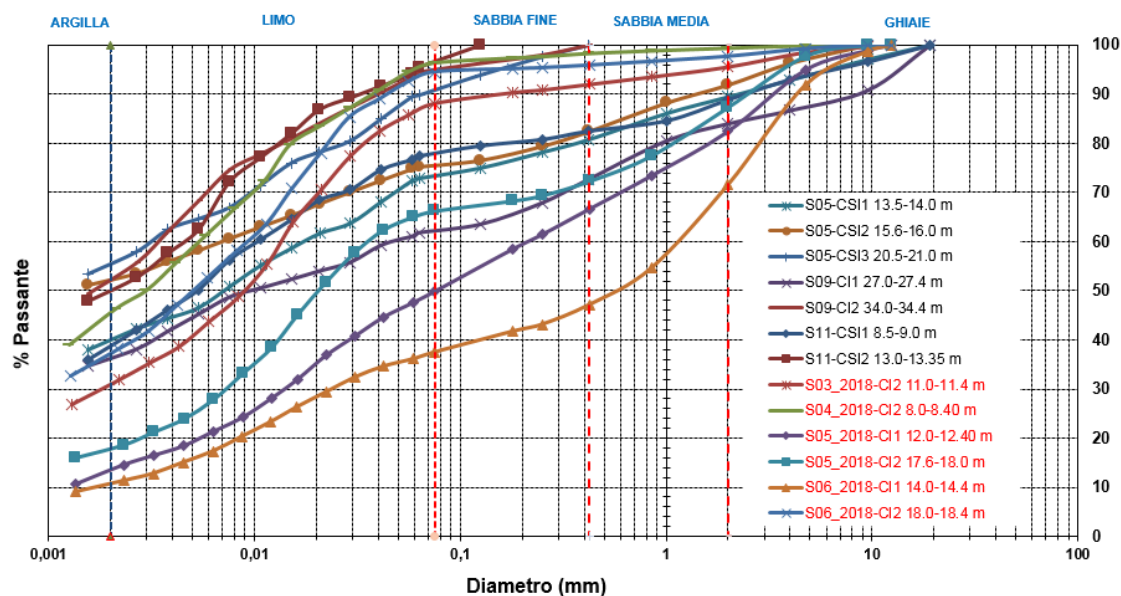


Figura 3.1: Curve granulometriche terreni FYR

Il peso dell'unità di volume γ varia tra $18,0 \text{ kN/m}^3$ e $21,5 \text{ kN/m}^3$.

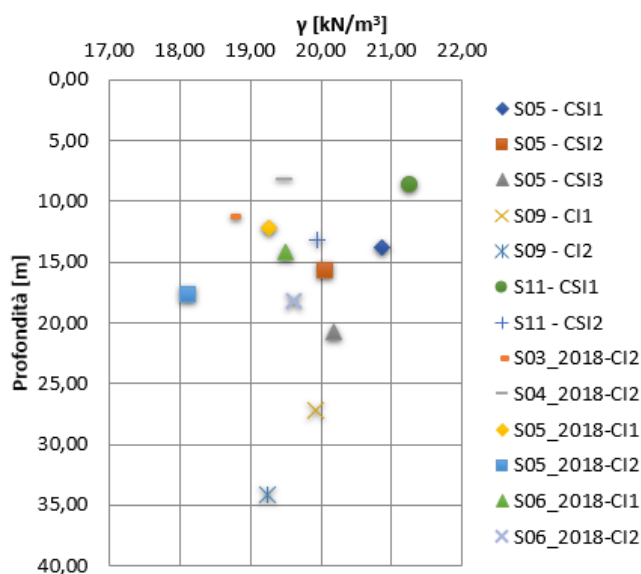


Figura 3.2: Peso specifico

Attraverso l'elaborazione delle prove eseguite, si ricava che l'intervallo di plasticità è compreso fra 9% e 40%, evidenziando un comportamento eterogeneo, da mediamente plastico a molto plastico. Nella carta di Casagrande, le determinazioni ricadono nelle regioni 2, 3, e 5 di pertinenza, rispettivamente, dei limi inorganici di media compressibilità e limi organici, dei limi inorganici di alta compressibilità e argille organiche e argille inorganiche di media plasticità.

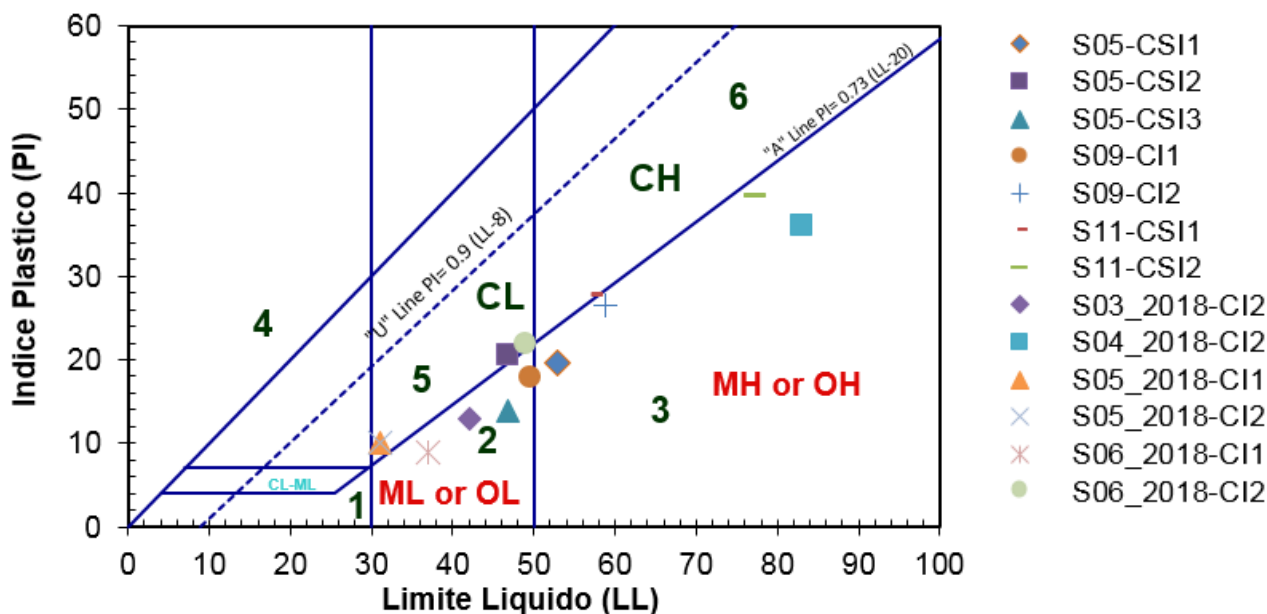


Figura 3.3: Punti sperimentali nella carta di plasticità di Casagrande

I valori di contenuto naturale d'acqua (w_n) ed i limiti di plasticità (w_p) e di liquidità (w_l) sono riportati, in funzione della profondità, nella figura riportata a seguire.

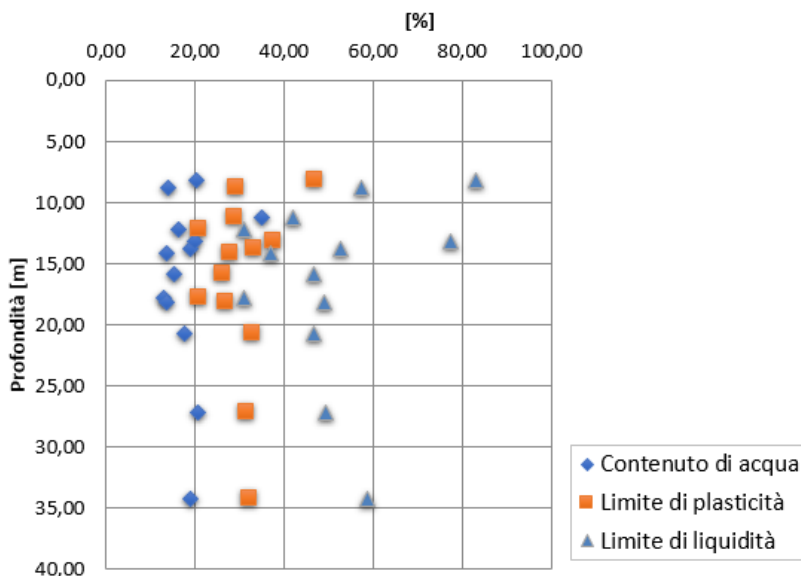


Figura 3.4: Limiti di Atterberg e contenuto naturale d'acqua in funzione della profondità

L'indice di consistenza I_c è maggiore dell'unità. I terreni tipo **FYR** si classificano da consistenti a molto consistenti.

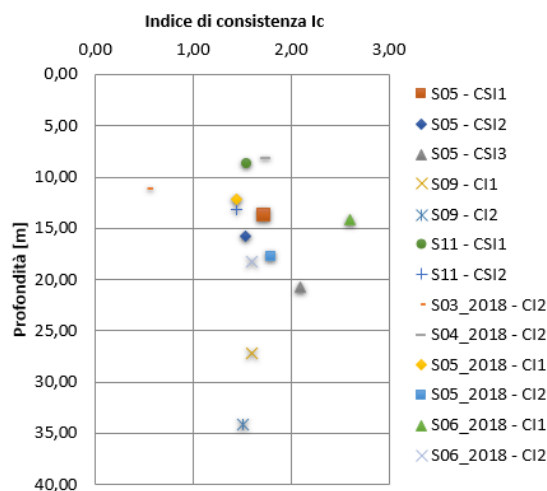


Figura 3.5: Indice di consistenza in funzione della profondità

3.3.2. PARAMETRI MECCANICI E DI DEFORMABILITÀ

Per valutare i parametri meccanici dei Flysch rossi FYR, sono state considerate le seguenti prove di laboratorio:

- Campagna geognostica ottobre-novembre 2019:
 - n. 4 prova di taglio diretto;
 - n. 3 prove triassiali UU;
- Campagna geognostica Comune di Tolve del 2018:
 - n. 6 prove di taglio diretto.

Nella seguente figura sono riportati, nel piano di Mohr, gli involuipi di rottura ricavati dalle prove di taglio diretto.

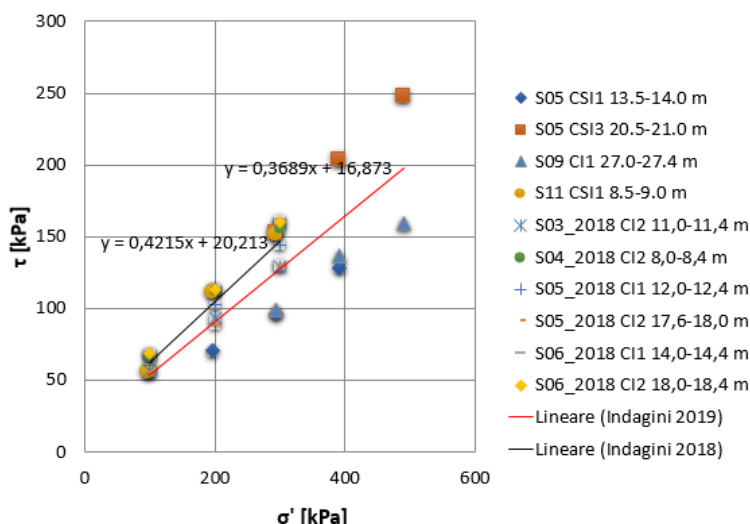


Figura 3.6: Punti rappresentativi della rottura delle prove di taglio e loro involucro

I grafici sotto riportati rappresentano i valori della coesione e dell'angolo di attrito, in funzione della profondità, ricavati dalle prove di taglio diretto.

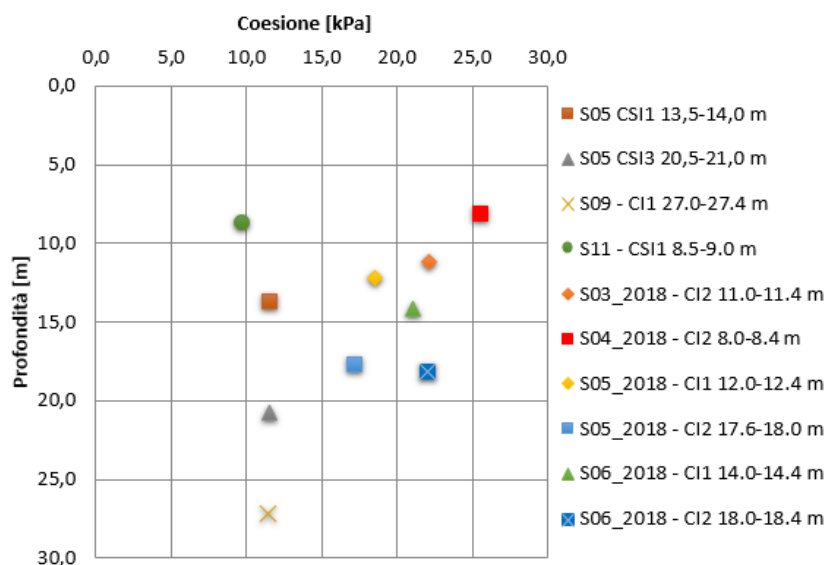


Figura 3.7: Coesione in funzione della profondità - Prove di taglio diretto

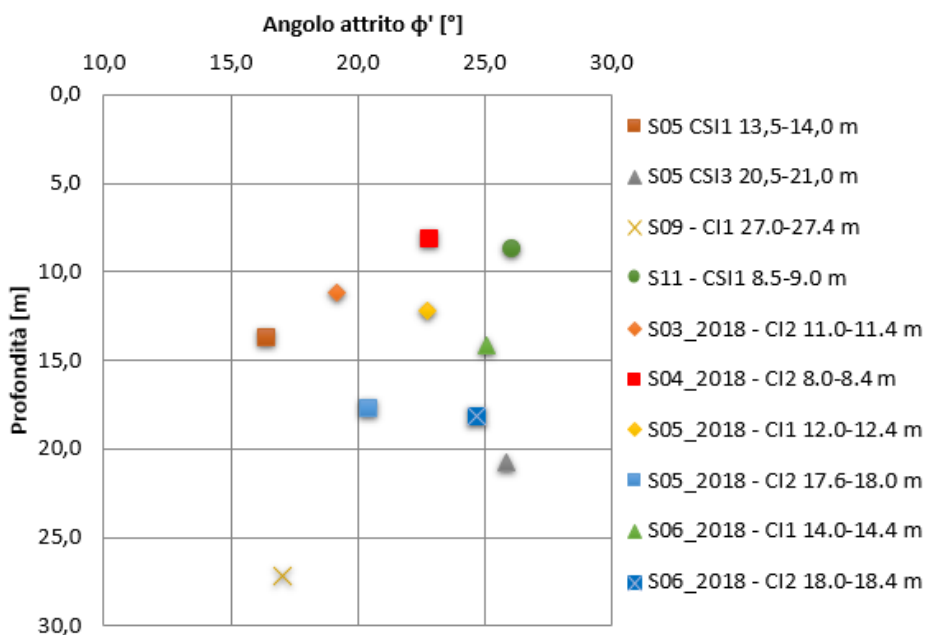


Figura 3.8: Angolo d'attrito in funzione della profondità - Prove di taglio diretto

I risultati ottenuti sono i seguenti:

- Angolo d'attrito ϕ' $20.0^\circ \pm 5^\circ$;
- Coesione C' 15 ± 5 kPa.

La coesione non drenata, ricavata dall'elaborazione dei risultati delle tre prove triassiali UU, risulta variabile da 90 kPa a 165 kPa come mostra il grafico sotto riportato:

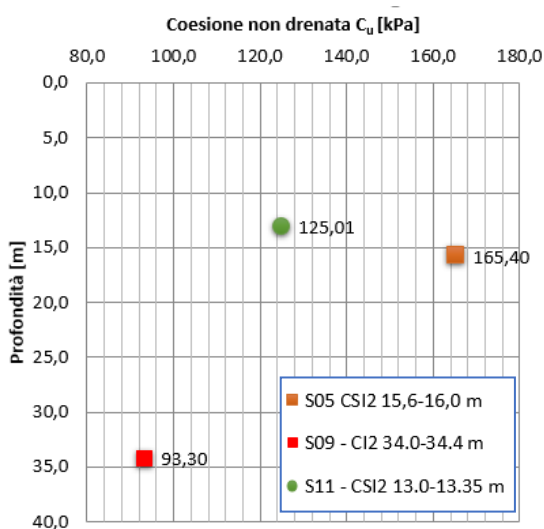


Figura 3.9: Coesione non drenata in funzione della profondità - Prove triassiali UU

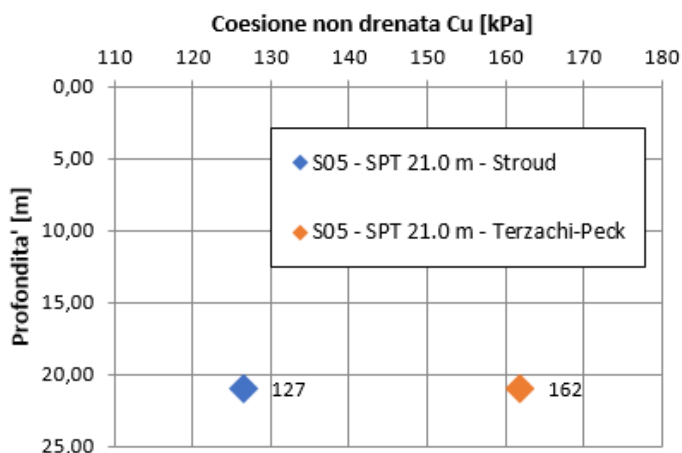


Figura 3.10: Valutazione coesione non drenata da prove SPT

La coesione non drenata ,valutata interpretando la prova SPT eseguita nel sondaggio S05 alla profondità di 21.0 m ricorrendo alle correlazioni di Stroud e di Terzaghi e Peck, risulta variabile da 120 kPa a 160 kPa come mostra l'immagine di seguito riportata:

La coesione non drenata ,valutata interpretando i risultati di due prove DPSH, risulta variabile, per le argille marnose, da 40 kPa a 100 kPa come riportato nella tabella sottostante:

Prova	N _{SPT}	Prof. Strato	Descrizione	Coesione non drenata C_u	
				Correlazione	Kg/cm ²
DPSH02	3.19	0.00 – 2.40	Argilla debolmente limosa	Shioi - Fukui (1982)	0.08
	12.34	2.40 – 10.80	Argilla limosa	Shioi - Fukui (1982)	0.31
	39.01	10.80 – 11.20	Argilla marnosa	Shioi - Fukui (1982)	0.98
DPSH03	6.55	0.40 – 10.60	Agilla limosa	Shioi - Fukui (1982)	0.16
	18.92	10.60 – 16.00	Argilla marnosa	Shioi - Fukui (1982)	0.47

Tabella 3.2: Stima coesione non drenata C_u da prove DPSH

Il modulo elastico statico (da dinamico ridotto di 10 volte), ricavato dalle campagne sismiche eseguite tra ottobre e novembre 2019 (SR02+MW02, SR08) risulta pari a.

$$E'_{\text{medio}} (0 < z < 10\text{m}) = 30 \text{ MPa};$$

$$E'_{\text{medio}} (10 < z < 40\text{m}) = 100 \div 250 \text{ MPa};$$

$$E'_{\text{medio}} (z > 40\text{m}) = 250 \div 500 \text{ MPa}.$$

3.4. FLYSCH GALESTRINO FYG

Dal punto di vista dell'osservazione durante i sondaggi, i terreni tipo FYG sono rappresentati in prevalenza da argille marnose a struttura scagliettata e marne grigie scuro-bruno, umide, dure che inglobano calcari marnosi e marne calcaree sia in blocchi e ciottoli isolati che in strati.

PROGETTAZIONE ATI:

Nei seguenti paragrafi vengono descritti i risultati delle prove di laboratorio effettuate sui campioni di terreno, al fine di fornirne la caratterizzazione geotecnica.

3.4.1. GRANULOMETRIA, LIMITI DI ATTERBERG E PESO SPECIFICO

I risultati delle analisi granulometriche indicano come prevalente la frazione limosa-argillosa.

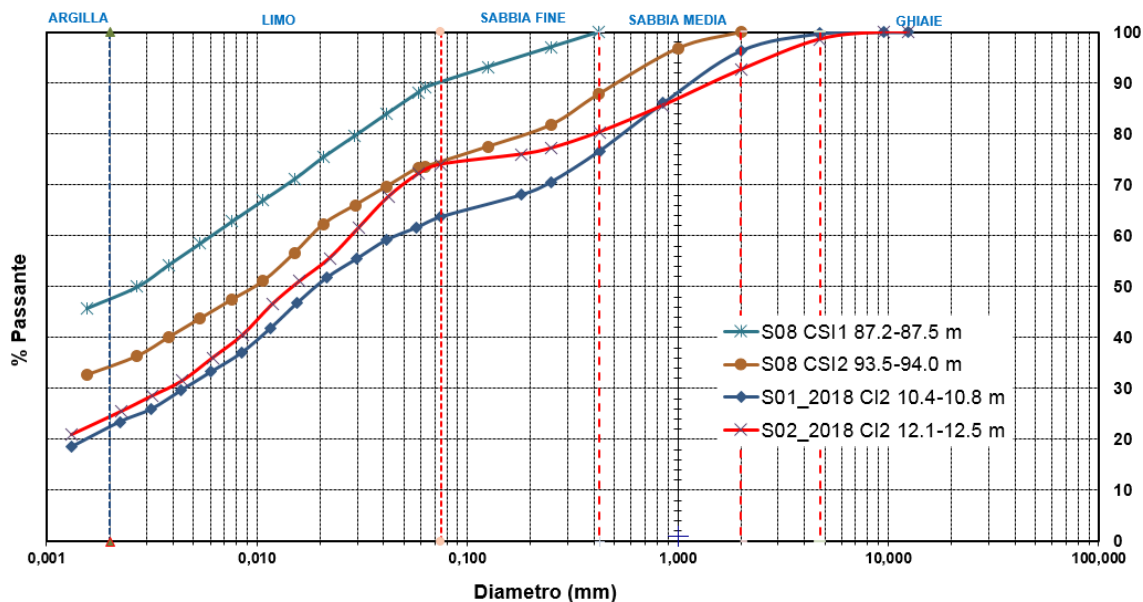


Figura 3.11: Curve granulometriche terreni FYG

Il peso dell'unità di volume γ varia tra $19,0\text{ kN/m}^3$ e $22,0\text{ kN/m}^3$.

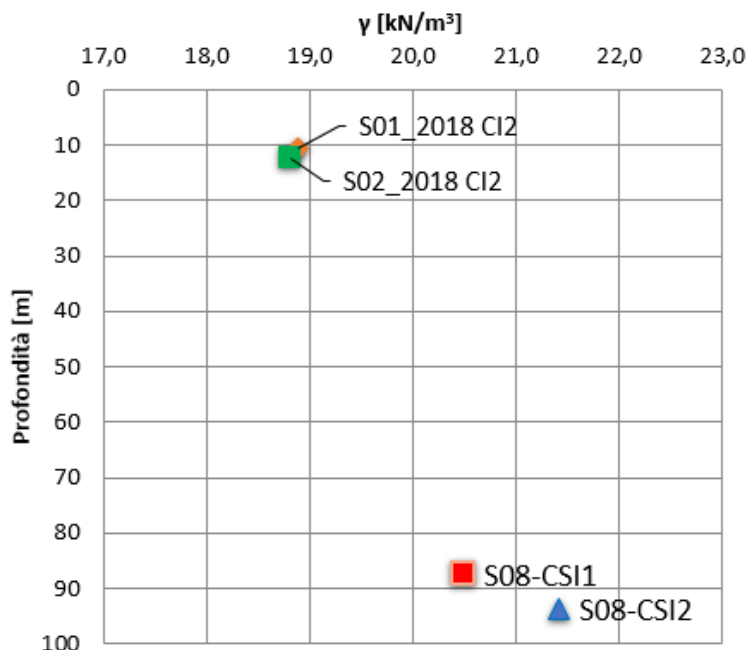


Figura 3.12: Peso specifico

Attraverso l'elaborazione delle prove eseguite, si ricava che l'intervallo di plasticità è compreso fra 10% e 22%, evidenziando un comportamento eterogeneo. Nella carta di Casagrande, le determinazioni ricadono nelle regioni 2, 3 e 5 di pertinenza, rispettivamente, dei limi inorganici di

PROGETTAZIONE ATI:

media comprimibilità e limi organici, dei limi inorganici di alta comprimibilità e delle argille inorganiche di media plasticità.

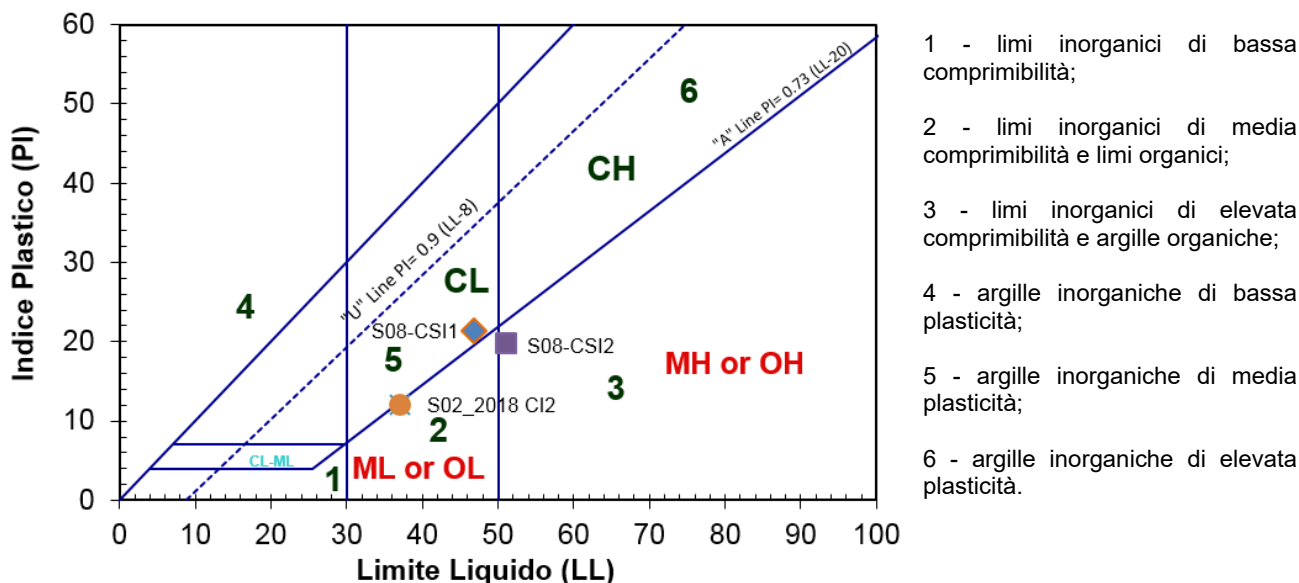


Figura 3.13: Punti sperimentali nella carta di plasticità di Casagrande

I valori di contenuto naturale d'acqua (w_n) ed i limiti di plasticità (w_p) e di liquidità (w_l) sono riportati, in funzione della profondità, nella figura riportata a seguire.

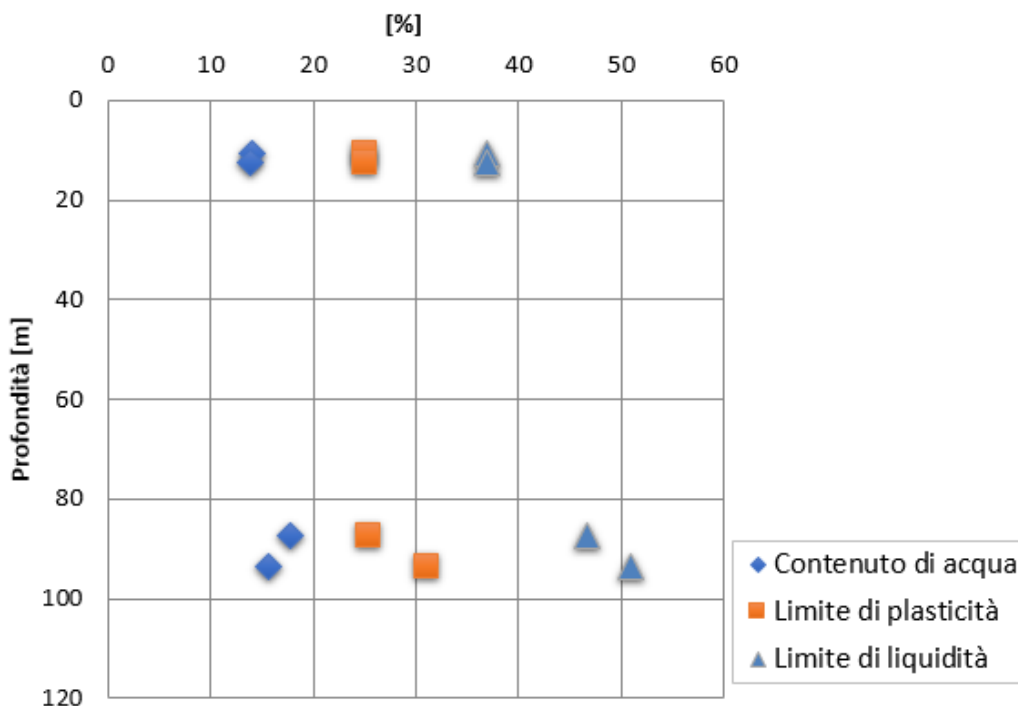


Figura 3.14: Limiti di Atterberg e contenuto naturale d'acqua in funzione della profondità

L'indice di consistenza I_c è maggiore dell'unità. I terreni tipo **FYG** si classificano da consistenti a molto consistenti.

PROGETTAZIONE ATI:

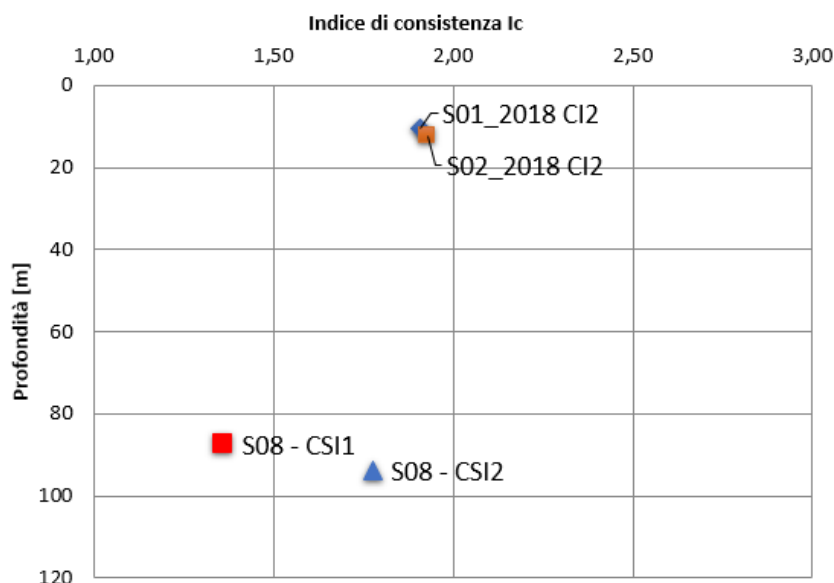


Figura 3.15: Indice di consistenza in funzione della profondità

3.4.2. PARAMETRI MECCANICI E DI DEFORMABILITÀ

Per valutare i parametri meccanici dei Flysch Galestrino FYG, sono state considerate le seguenti prove di laboratorio:

- n. 2 prove di taglio diretto;
- n. 2 prove di taglio diretto eseguite nel 2018 dal Comune di Tolve.

Nella seguente figura sono riportati, nel piano di Mohr, gli involuipi di rottura ricavati dalle prove di taglio diretto eseguite sui campioni prelevati lungo il sondaggio S08.

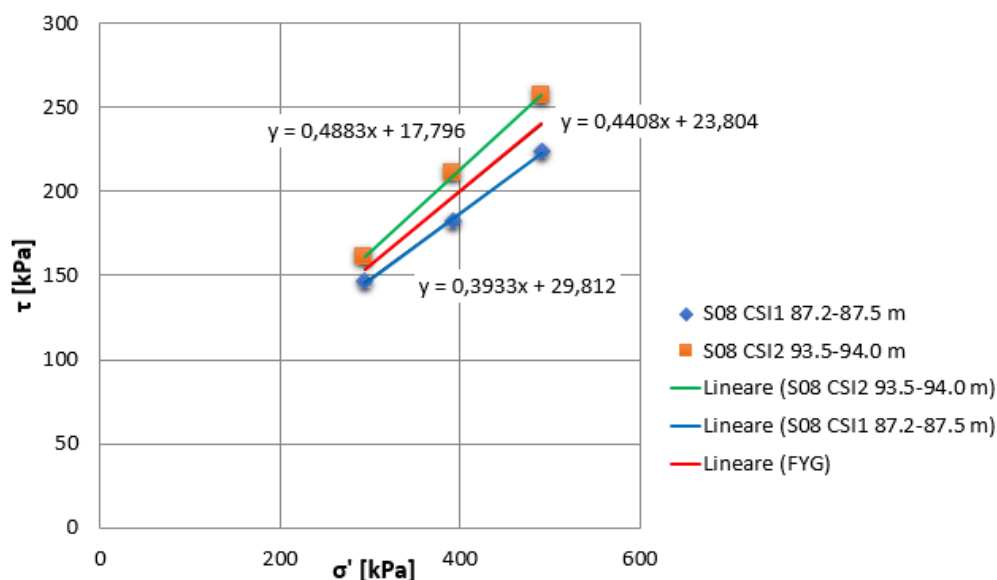


Figura 3.16: Campioni CSI1 e CSI2 prelevati lungo il sondaggio S08

I grafici sotto riportati rappresentano i valori della coesione e dell'angolo di attrito, in funzione della profondità, ricavati dalle prove di taglio diretto.

PROGETTAZIONE ATI:

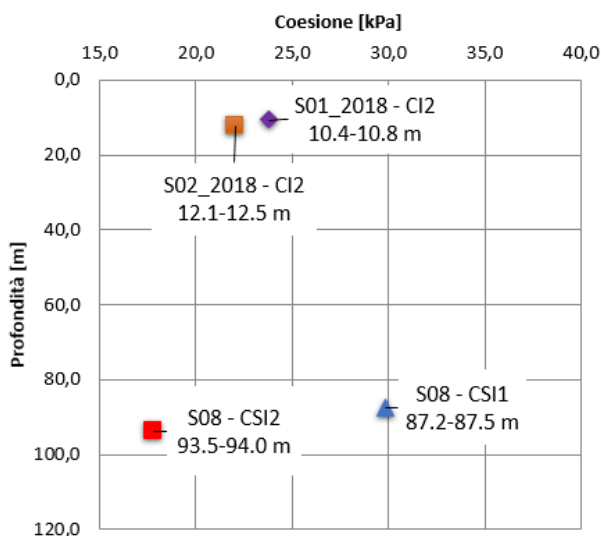


Figura 3.17: Coesione in funzione della profondità

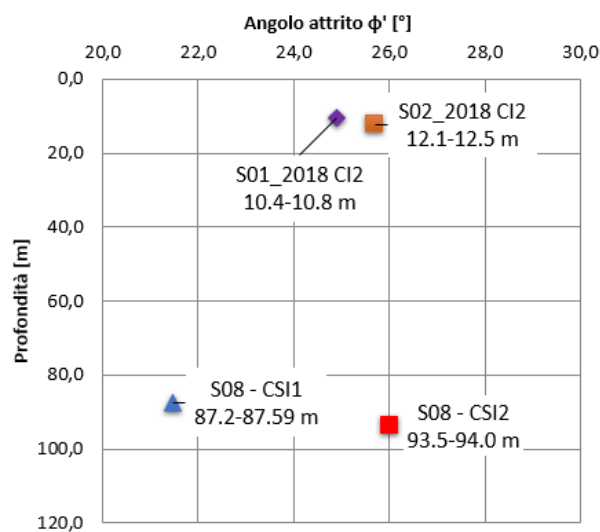


Figura 3.18: Angolo d'attrito in funzione della profondità

Le interpolazioni dei dati sopra riportati forniscono i seguenti parametri:

- Angolo d'attrito ϕ' $23.0^\circ \pm 3$;
- Coesione C' 24.0 ± 6 kPa.

A causa dell'inevitabile disturbo arrecato ai campioni durante le fasi di prelievo ed alle incertezze legate alle interpretazioni delle prove stesse, i risultati delle prove di taglio diretto sopra riportati portano ad una sottostima del valore della coesione che dovrebbero manifestare questi tipi di terreni alla profondità di circa 100 m dal piano campagna.

Pertanto, nelle successive fasi progettuali sarà possibile, a seguito di un'ulteriore approfondimento delle indagini caratterizzare in modo più specifico le formazioni dei Flysch.

Il modulo elastico statico (da dinamico ridotto di 10 volte), ricavato dalle campagne sismiche eseguite tra ottobre e novembre 2019 (SR09+MW14) risulta pari a:

- $E'_{\text{medio}} (0 < z < 10\text{m}) = 40$ MPa;
- $E'_{\text{medio}} (10 < z < 40\text{m}) = 100 \div 200$ MPa;
- $E'_{\text{medio}} (z > 40\text{m}) = 200 \div 400$ MPa.

4. FASE DI DIAGNOSI

Nella fase di diagnosi, sulla base degli elementi raccolti nella fase conoscitiva, si conducono previsioni sul comportamento deformativo del cavo in assenza di interventi, al fine di giungere all'individuazione di tratte a comportamento omogeneo suddivise in tre categorie di comportamento fondamentali: di tipo *a fronte stabile* (CASO A), di tipo *a fronte stabile a breve termine* (CASO B), di tipo *a fronte instabile* (CASO C).

Importanza del fronte di scavo

La valutazione di come evolve lo stato tensionale a seguito dell'apertura di una galleria è possibile solo attraverso l'attenta analisi dei fenomeni deformativi, che fornisce utili indicazioni sul comportamento della cavità nei riguardi della stabilità a breve e a lungo termine. In particolare, l'elemento centrale per l'analisi dell'evoluzione dei fenomeni deformativi al contorno del cavo, attraverso il quale è possibile valutare la stabilità della galleria, è il comportamento del fronte di scavo.

Tale comportamento è condizionato da:

- le caratteristiche di resistenza e deformabilità dell'ammasso connesse con le varie strutture geologiche che interessano le gallerie;
- i carichi litostatici corrispondenti alle coperture in gioco;
- la forma e le dimensioni della sezione di scavo;
- lo schema di avanzamento;

Il comportamento del fronte di scavo, al quale è legato quello della cavità, può essere sostanzialmente di tre tipi: stabile, stabile a breve termine e instabile. Nei paragrafi che seguono si descrivono nel dettaglio i tre casi suddetti.

4.1. GALLERIE A FRONTE STABILE (CASO A)

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

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

4.2. GALLERIE A FRONTE STABILE A BREVE TERMINE (CASO B)

Questa condizione si verifica quando lo stato tensionale indotto dall'apertura della cavità supera le caratteristiche di resistenza meccanica del materiale al fronte, che in tal modo non può più avere un comportamento di tipo elastico, ed assume un comportamento di tipo elasto-plastico.

Tale situazione tensionale produce nell'ammasso roccioso al fronte una decompressione, che porta al superamento della resistenza del materiale e che induce fenomeni deformativi più accentuati del caso precedente.

Questa decompressione può essere opportunamente controllata e regimata con adeguati interventi di preconsolidamento al fronte e/o di preconsolidamento al contorno del cavo. In tal caso verrà fornito l'opportuno contenimento all'ammasso che potrà così essere condotto verso la stabilità ed il rivestimento definitivo costituirà il margine di sicurezza a lungo termine. In caso contrario lo stato tenso-deformativo potrà evolvere verso situazioni d'instabilità del cavo.

4.3. GALLERIE A FRONTE INSTABILE (CASO C)

L'instabilità progressiva del fronte di scavo è attribuibile ad un'accentuazione dei fenomeni deformativi nel campo plastico, che risultano immediati e più rilevanti manifestandosi prima ancora che avvenga lo scavo, oltre il fronte stesso. Di conseguenza tali deformazioni producono una decompressione più spinta nell'ammasso roccioso oltre il fronte e conducono ad un decadimento rapido e progressivo delle caratteristiche meccaniche d'ammasso anche a causa della formazione di microfratture, talora preesistenti e alla rottura dei legami intermolecolari.

4.4. METODO DELLE LINEE CARATTERISTICHE

Le linee caratteristiche, o meglio il metodo convergenza-confinamento, consistono nel simulare lo scavo di una galleria nell'ipotesi di simmetria assiale e di stato di deformazione piana. Lo scavo è rappresentato come una graduale riduzione di una pressione fittizia "p" applicata alle pareti della galleria, tramite cui si simula il progressivo deconfinamento del terreno prodotto dall'avvicinarsi del fronte di scavo alla sezione di calcolo e al successivo avanzamento del fronte stesso, cui corrisponde una convergenza radiale "u" crescente in funzione delle caratteristiche dell'ammasso. Se la galleria è scavata in assenza di sostegni, il valore finale della pressione di confinamento è pari a 0; in caso contrario, allo stato finale, è presente una pressione di confinamento > 0 che rappresenta la pressione di equilibrio del cavo ottenuta dall'intersezione della linea caratteristica della cavità e dei rivestimenti impiegati. Questa ultima curva, a sua volta, dipende dalle proprietà dei materiali impiegati e dalle deformazioni subite dall'ammasso prima della posa in opera dei sostegni provvisori e quindi, in ultima analisi, è legata al comportamento del fronte di scavo ed al tipo di interventi previsti in avanzamento.

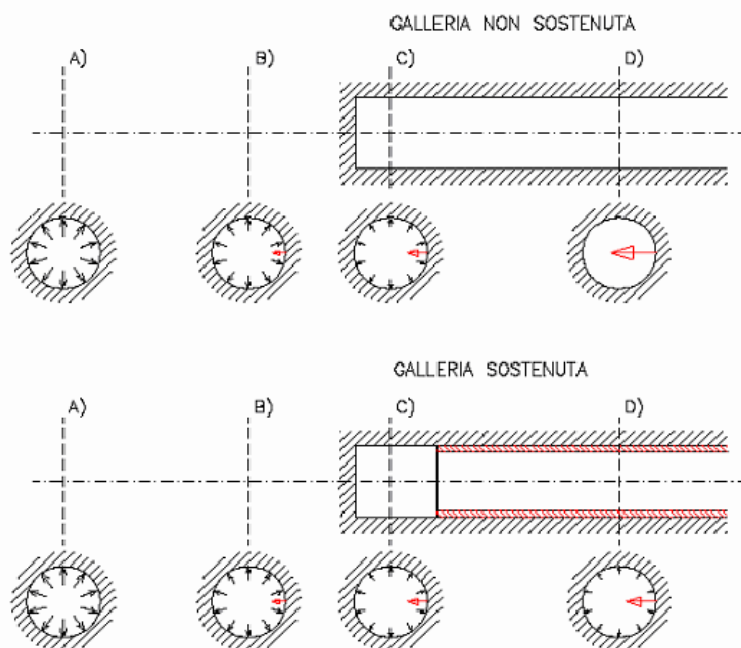


Figura 4.1: Progressivo deconfinamento del cavo per simulare l'avanzamento della galleria

Mediante la sovrapposizione degli effetti delle linee "caratteristiche" della galleria, dei sostegni provvisori e definitivi e del fronte, è possibile ridurre il problema tridimensionale in prossimità del fronte di scavo ad un problema bidimensionale; l'intersezione delle varie curve permette di determinare graficamente il comportamento della galleria allo scavo. E' possibile pertanto valutare l'andamento delle deformazioni radiali dei diversi elementi della galleria (fronte, cavità, nucleo di

PROGETTAZIONE ATI:

terreno al fronte) al variare delle pressioni di contenimento sul contorno del cavo. È stata adottato il metodo proposto da Amberg-Lombardi in base al quale si sono determinate:

1. la linea caratteristica del fronte,
2. la linea caratteristica del cavo,
3. la resistenza del nucleo di terreno situato davanti al fronte ($R_{1/2nucleo}$), definita a partire dal valore di coesione (c) del terreno e dal suo angolo di attrito (ϕ) secondo le seguenti relazioni:

$$R_{1/2nucleo} = c K_p^{0.5}$$

$$K_p = \tan^2(45 + \phi/2)$$

Il terreno è considerato omogeneo ed isotropo, con comportamento elasto-plastico con criterio di resistenza di Mohr- Coulomb. L'intersezione tra la linea caratteristica del fronte e la linea caratteristica del nucleo individua la condizione di equilibrio del fronte e permette di valutare la convergenza radiale nella sezione in corrispondenza del fronte di scavo (uf).

Tracciando la curva caratteristica del fronte, non solo si ricava il valore "uf", tenendo conto del tipo di preconsolidamento eventualmente effettuato in avanzamento dal fronte stesso, ma è anche possibile individuare a priori il comportamento della galleria, distinguendo tra fronte stabile (A), stabile a breve termine (B) ed instabile (C), secondo la classificazione ADECO-RS già presentata nei paragrafi precedenti. Le condizioni di stabilità del fronte si definiscono in funzione del rapporto tra lo spostamento radiale sul fronte (uf) ed il raggio della galleria (R_0). In particolare, le categorie ADECO - RS sono state definite secondo quanto indicato nella tabella seguente:

uf/R0	Categoria ADECO - RS
[%]	[-]
< 0.5	A – Fronte Stabile
0.5 – 1.1	B – Fronte stabile a Breve Termine
> 1.1	C – Fronte instabile

Nel presente progetto e per ogni tratta geologicamente omogenea (vd. Profilo geomeccanico), sono state analizzate le sezioni utilizzate.

L'analisi delle curve ottenute consente di determinare la categoria di comportamento, definendo il comportamento deformativo del cavo e di valutare l'idoneità dei priverestimenti applicati.

Le formazioni oggetto di studio sono le seguenti:

- Formazione del Flysch Galestrino (Alternanza tra argilliti silicee e marne silicifere)
- Formazione del Flysch Rosso (Alternanza tra argille, argilliti marnose e marne)

4.4.1. Formazione del flysch galestrino

Per il Flysch di Galestrino sono state analizzate 2 sezioni, con diverse coperture (40 e 90 m). I parametri geotecnici utilizzati per il calcolo degli elementi di consolidamento al fronte sono riportati nella seguente tabella:

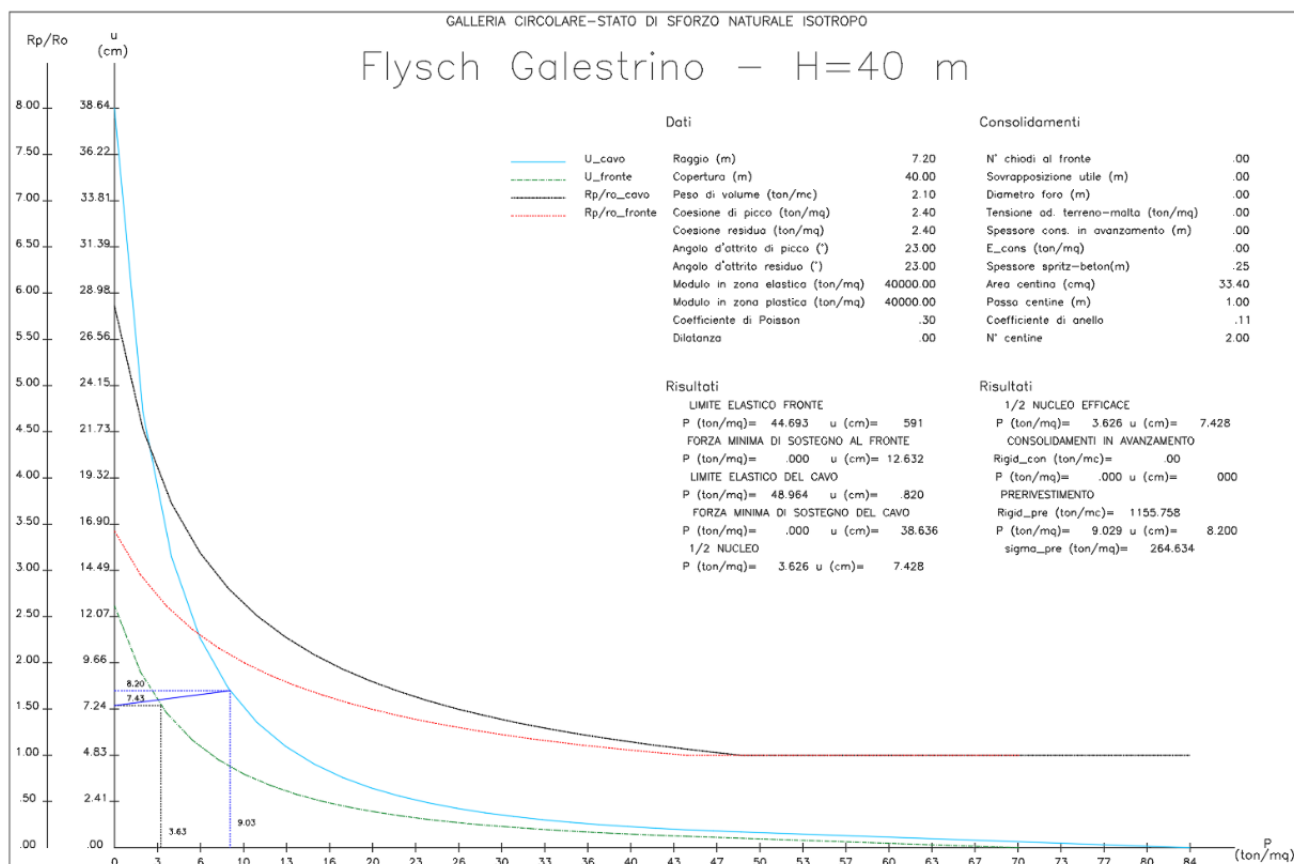
Copertura [m]	Parametro	U.M.	Intervallo di variabilità	Parametri di progetto
40	c'	[kPa]	18 – 30	24
	ϕ'	[°]	20 – 26	23
	E	[MPa]	400	400
	γ	[kN/mc]	21	21
90	c'	[kPa]	18 – 30	30
	ϕ'	[°]	20 – 26	26
	E	[MPa]	400	400
	γ	[kN/mc]	21	21

4.4.1.1. Flysch Galestrino – Copertura a 40 m

Cavo libero

La linea caratteristica riportata in figura evidenzia, in corrispondenza della resistenza di $\frac{1}{2}$ nucleo di terreno ($R_{1/2}$ nucleo=3.63 t/mq), valutata in assenza di interventi conservativi, uno spostamento radiale al fronte pari a $u_f=7.43$ cm in campo plastico (deformazione del 1.03% rispetto al raggio di scavo. Da questi valori si desume l' esigenza di un'intervento di consolidamento al fronte.

Anche se il risultato sembra convergere verso una configurazione di stabilità, le deformazioni e gli spostamenti sono tali da non permettere l'esecuzione dello scavo con adeguati margini di sicurezza. Sulla base dell'analisi con le curve caratteristiche si è quindi in presenza di un comportamento del cavo assimilabile alla classe B/C secondo la classificazione del metodo ADECO-RS.



PROGETTAZIONE ATI:

Intervento di consolidamento al fronte

L'analisi effettuata tiene conto dell'applicazione al fronte di 56 elementi in vetroresina (VTR), aventi le seguenti caratteristiche:

Intervento di consolidamento al fronte

Diametro del bulbo di fondazione

n°chiodi in VTR al fronte

Resistenza limite fra bulbo di fondazione e terreno

Lunghezza di sovrapposizione

Resistenza a trazione della sezione del VTR

Area reagente della singola barra in VTR

Coeff. di sbulbatura

D	0.11 m
N	56
t	0.15 MPa
l	8 m
fyk	500.0 MPa
AVTR	0.00157 m ²
a	1

Resistenza elementi in VTR

Resistenza ultima allo sfilamento miscela-terreno

Limite di rottura del materiale

Area del fronte di scavo

Tiro massimo sopportabile

Incremento di tensione applicata al fronte

syld	333333 KN/m ²
T1	415 KN
T2	524 KN
A	163.00 m ²
T	414.7
s3	142

Incremento di coesione del nucleo

ΔC	108
----	-----

Resistenza del nucleo di terreno situato davanti al fronte a seguito di un intervento con VTR

R 1/2 NUCLEO	199 KN/m ²
--------------	-----------------------

L'effetto stabilizzante dei 56 VTR porta ad un incremento della resistenza di 1/2 nucleo di terreno ($R_{1/2 \text{ nucleo}}=19.9 \text{ t/mq}$), ottenendo così uno spostamento radiale al fronte pari a $u_f=1.92 \text{ cm}$ (deformazione dello 0.27% rispetto al raggio di scavo) (Figura 4.2).

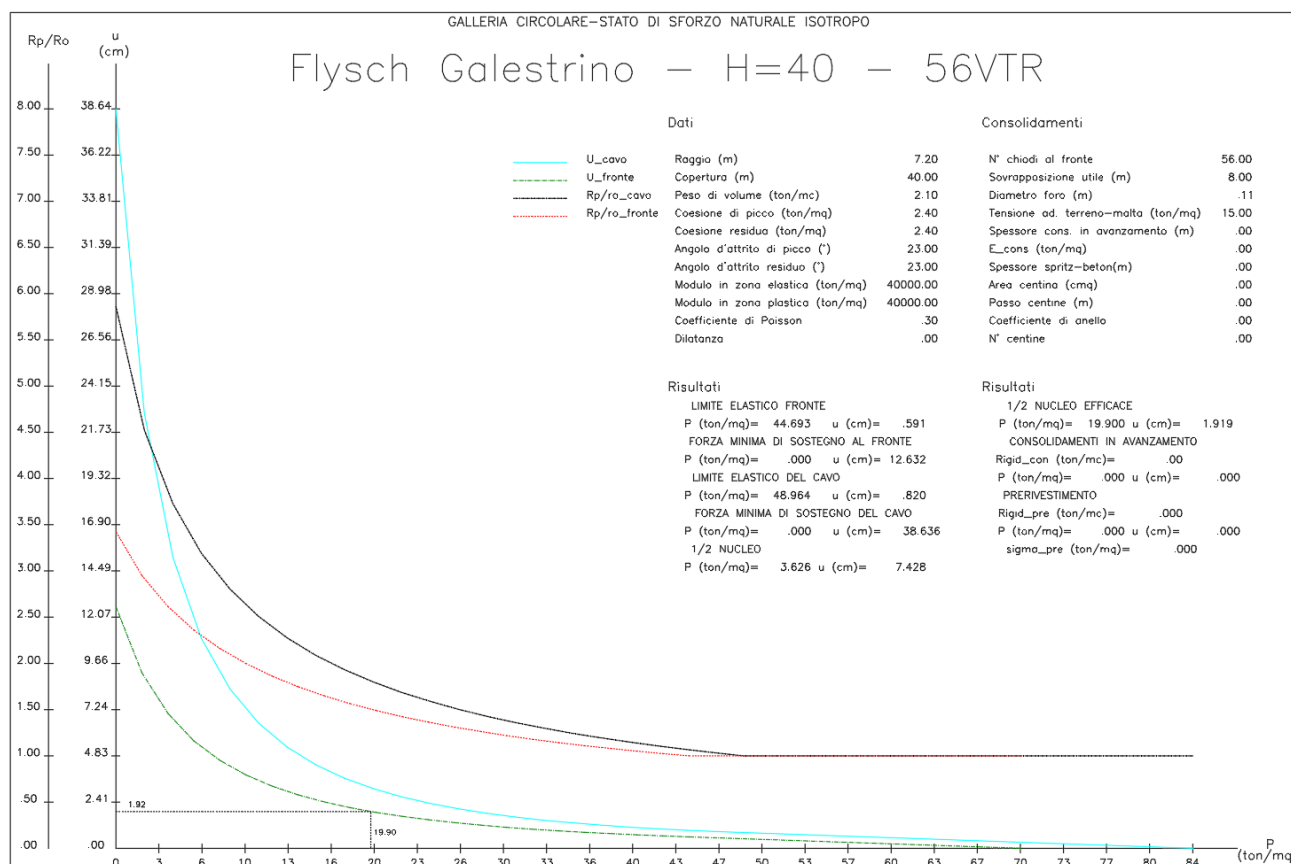


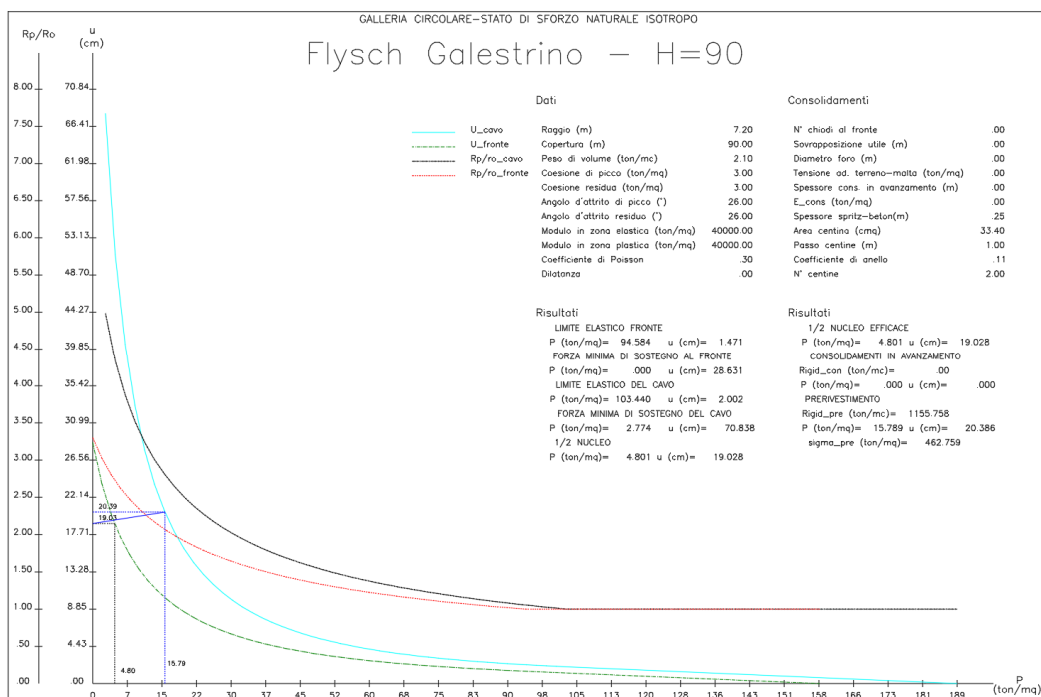
Figura 4.2:Flysch Galestrino (H=40m), intervento di consolidamento al fronte

4.4.1.2. Flysch Galestrino – Copertura a 90 m

Cavo libero

La linea caratteristica riportata in figura evidenzia, in corrispondenza della resistenza di 1/2 nucleo di terreno ($R_{1/2 \text{ nucleo}}=4.8 \text{ t/mq}$), valutata in assenza di interventi conservativi, uno spostamento radiale al fronte pari a $u_f=19.03 \text{ cm}$ in campo plastico (deformazione del 2.64% rispetto al raggio di scavo). Da questi valori si desume l' esigenza di un intervento di consolidamento al fronte.

Il risultato non converge verso una configurazione di stabilità, le deformazioni e gli spostamenti sono tali da non permettere l'esecuzione dello scavo con adeguati margini di sicurezza. Sulla base dell'analisi con le curve caratteristiche si è quindi in presenza di un comportamento del cavo assimilabile alla classe C secondo la classificazione del metodo ADECO-RS.



Intervento di consolidamento al fronte

L'analisi effettuata tiene conto dell'applicazione al fronte e al contorno di 116 elementi in vetroresina (VTR), aventi le seguenti caratteristiche:

Intervento di consolidamento al fronte

- Diametro del bulbo di fondazione
- n°chiodi in VTR al fronte e al contorno
- Resistenza limite fra bulbo di fondazione e terreno
- Lunghezza di sovrapposizione
- Resistenza a trazione della sezione del VTR
- Area reagente della singola barra in VTR
- Coeff. di sbulbatura

D	0.11 m
N	116
τ	0.18 MPa
l	8 m
f_{yk}	500.0 MPa
A_{VTR}	0.00157 m ²
α	1

- Resistenza elementi in VTR
- Resistenza ultima allo sfilamento miscela-terreno
- Limite di rottura del materiale
- Area del fronte di scavo
- Tiro massimo sopportabile
- Incremento di tensione applicata al fronte

σ_{yld}	333333 KN/m ²
T ₁	498 KN
T ₂	524 KN
A	163.00 m ²
T	498
σ_3	354

- Incremento di coesione del nucleo
- Resistenza del nucleo di terreno situato davanti a fronte a seguito di un intervento con VTR

ΔC	283
R 1/2 NUCLEO	501 KN/m ²

L'effetto stabilizzante dei 116 VTR porta ad un incremento della resistenza di ½ nucleo di terreno ($R_{1/2 \text{ nucleo}}=50.19 \text{ t/mq}$), ottenendo così uno spostamento radiale al fronte pari a $u_f=3.43 \text{ cm}$ (deformazione dello 0.48% rispetto al raggio di scavo) (Figura 4.3).

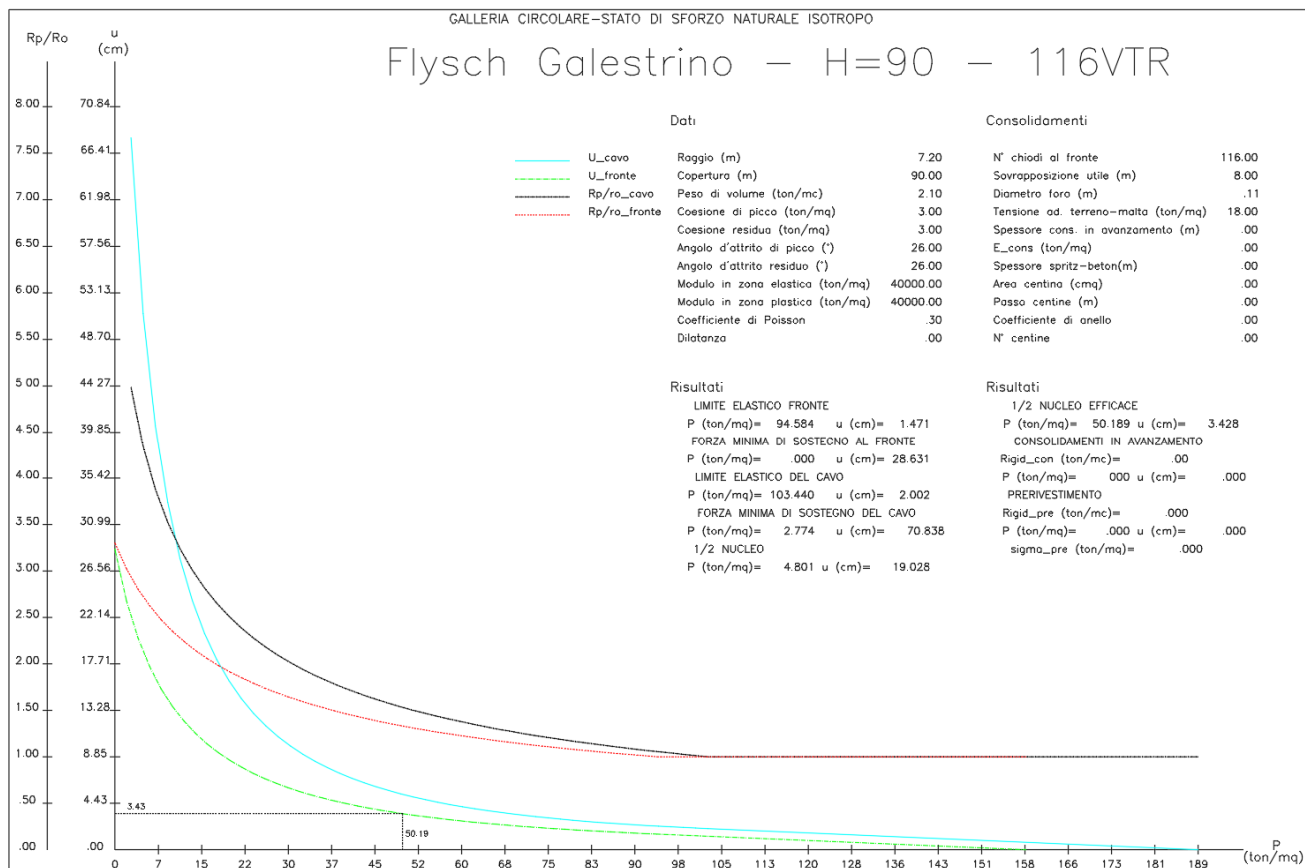


Figura 4.3: Flysch Galestrino (H=90m), intervento di consolidamento al fronte

4.4.2. FORMAZIONE DEL FLYSCH ROSSO

I parametri geotecnici utilizzati per il calcolo degli elementi di consolidamento al fronte sono riportati nella seguente tabella:

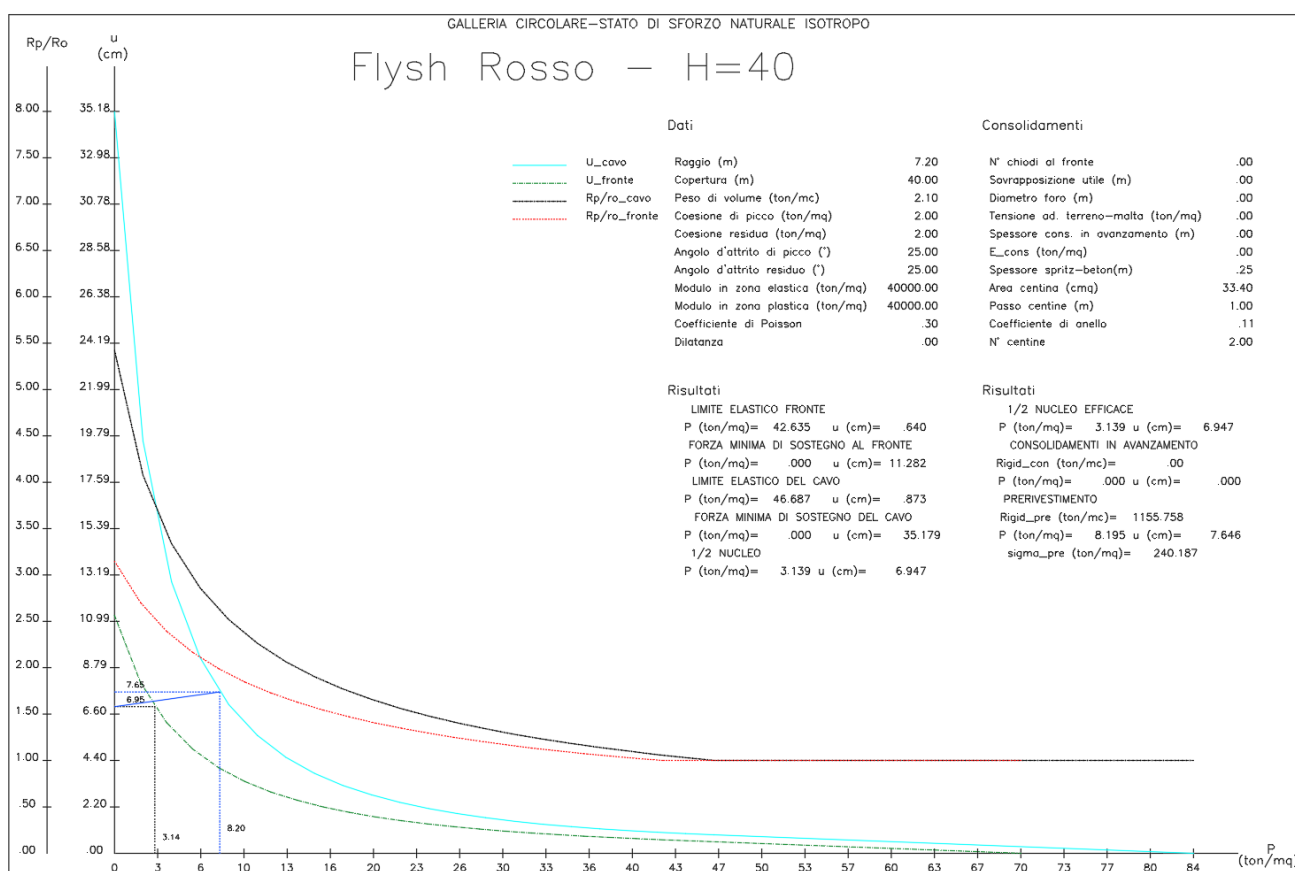
Copertura [m]	Parametro	U.M.	Intervallo di variabilità	Parametri di progetto
40	c'	[kPa]	10 – 20	20
	φ'	[°]	15 – 25	25
	E	[MPa]	400	400
	γ	[kN/mc]	21	21

4.4.2.1. Flysch Rosso – Copertura a 40 m

Cavo libero

La linea caratteristica riportata in figura evidenzia, in corrispondenza della resistenza di 1/2 nucleo di terreno ($R_{1/2 \text{ nucleo}} = 3.14 \text{ t/mq}$), valutata in assenza di interventi conservativi, uno spostamento radiale al fronte pari a $u_f = 6.95 \text{ cm}$ in campo plastico (deformazione dello 0.96% rispetto al raggio di scavo). Da questi valori si desume l'esigenza di un intervento di consolidamento al fronte.

Anche se il risultato sembra convergere verso una configurazione di stabilità, le deformazioni e gli spostamenti sono tali da non permettere l'esecuzione dello scavo con adeguati margini di sicurezza. Sulla base dell'analisi con le curve caratteristiche si è quindi in presenza di un comportamento del cavo assimilabile alla classe B/C secondo la classificazione del metodo ADECO-RS.



Intervento di consolidamento al fronte

L'analisi effettuata tiene conto dell'applicazione al fronte di 56 elementi in vetroresina (VTR), aventi le seguenti caratteristiche:

Intervento di consolidamento al fronte

- Diametro del bulbo di fondazione
- n°chiodi in VTR al fronte
- Resistenza limite fra bulbo di fondazione e terreno
- Lunghezza di sovrapposizione

D	0.11 m
N	56
τ	0.15 MPa
l	8 m

PROGETTAZIONE ATI:

Resistenza a trazione della sezione del VTR
Area reagente della singola barra in VTR
Coeff. di sbulbatura
Resistenza elementi in VTR
Resistenza ultima allo sfilamento miscela-terreno
Limite di rottura del materiale
Area del fronte di scavo
Tiro massimo sopportabile
Incremento di tensione applicata al fronte
Incremento di coesione del nucleo
Resistenza del nucleo di terreno situato davanti a fronte a seguito di un intervento con VTR

f_{yk}	500.0 MPa
A_{VTR}	0.00157 m ²
α	1
σ_{yld}	333333 KN/m ²
T_1	415 KN
T_2	524 KN
A	163.00 m ²
T	415
σ_3	142
ΔC	112
$R_{1/2 \text{ NUCLEO}}$	207 KN/m ²

L'effetto stabilizzante dei 56 VTR porta ad un incremento della resistenza di 1/2 nucleo di terreno ($R_{1/2 \text{ nucleo}}=20.71 \text{ t/mq}$), ottenendo così uno spostamento radiale al fronte pari a $u_f=1.69 \text{ cm}$ (deformazione dello 0.23% rispetto al raggio di scavo) (Figura 4.4Figura 4.2).

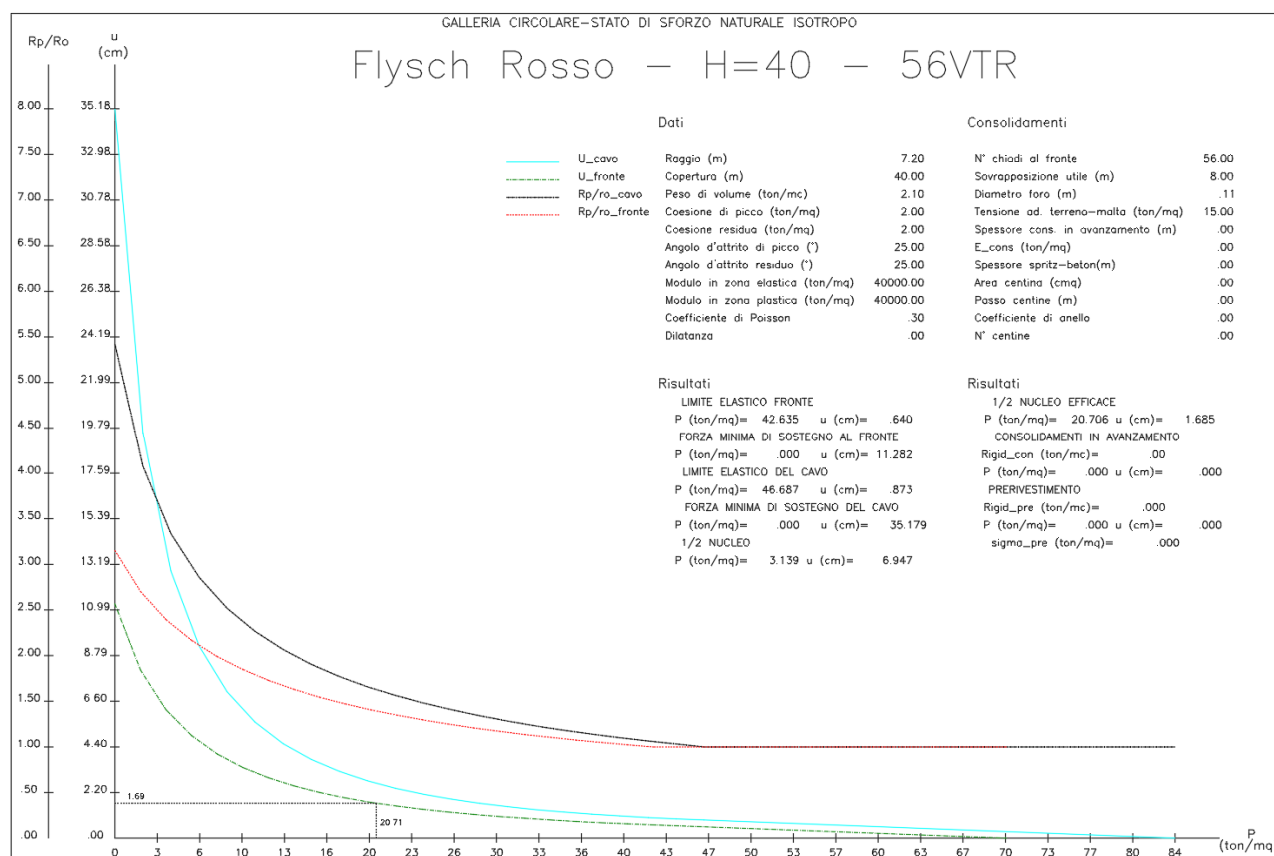


Figura 4.4: Flysch Rosso, intervento di consolidamento al fronte

5. FASE DI TERAPIA

Nel presente capitolo vengono definiti gli interventi e le relative fasi operative da adottare durante la realizzazione della galleria, necessari a garantire la stabilità del fronte e del cavo a breve e a lungo termine.

Nel seguito vengono descritte, in dettaglio, le sezioni tipo adottate.

5.1. SEZIONE TIPO B2

Applicabile in presenza di ammassi di discreta/scadente qualità (classi III e IV), è costituita da:

- getto di uno strato di 10 cm di spritz beton fibrorinforzato al fronte;
- preconsolidamento del fronte realizzato mediante la messa in opera di n° 56 ($\pm 10\%$) elementi strutturali in vetroresina cementati, aventi lunghezza $L = 16$ m e sovrapposizione minima con il campo successivo pari a 8 m.
- priverstimento costituito da 25 cm di spritz beton fibrorinforzato e centine 2IPN 180 accoppiate ad interasse 1m;
- impermeabilizzazione costituita da geotessuto, e un manto in pvc;
- eventuali drenaggi in avanzamento, in caso di presenza d'acqua;
- rivestimento in cls dello spessore di 60 cm in calotta e un rivestimento in cemento armato dello spessore di 70 cm in arco rovescio.

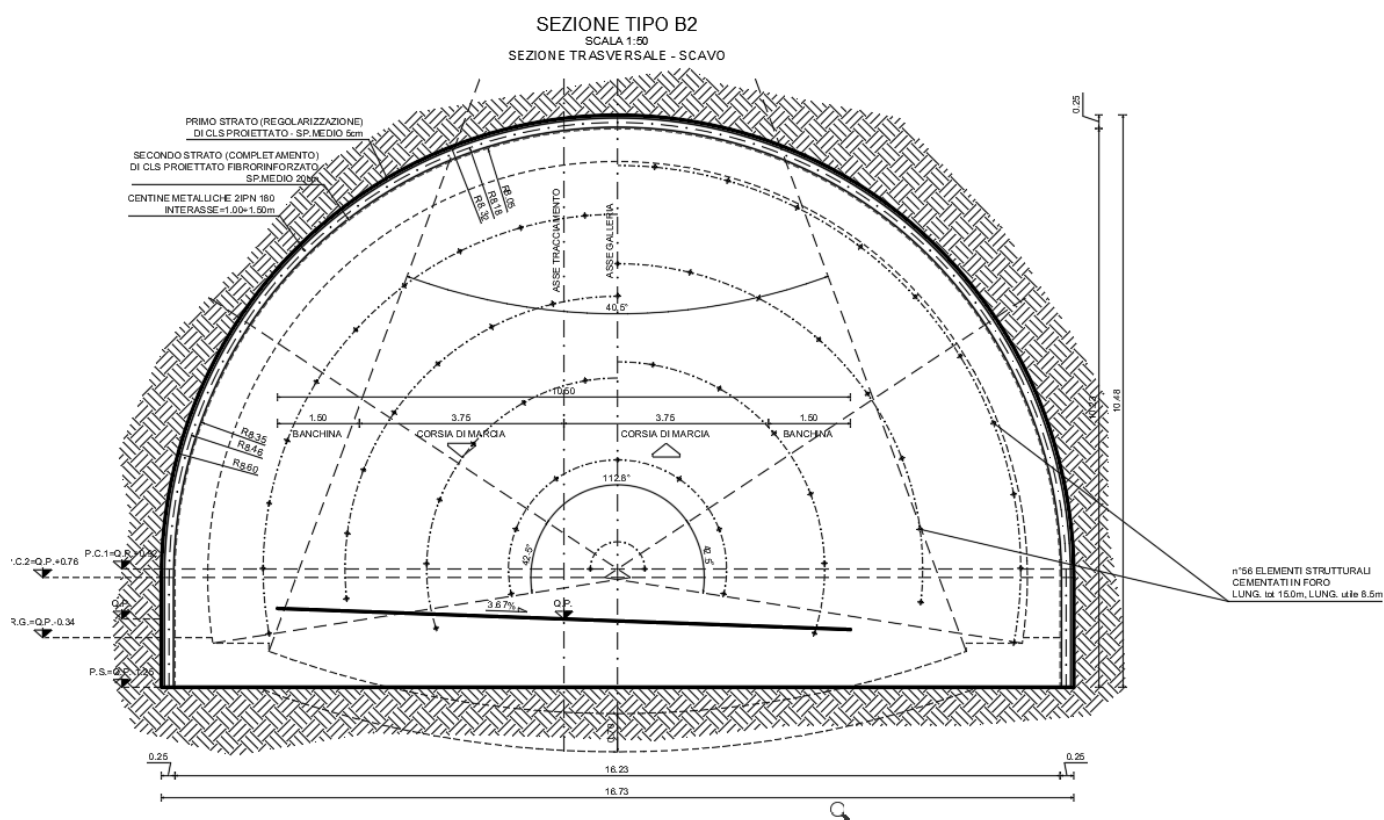


Figura 5.1 Sezione Tipo B2.

PROGETTAZIONE ATI:

5.2. SEZIONE TIPO B2V

La sezione tipo B2v è stata scelta in presenza di ammassi di scadente qualità (classe IV), molto fratturati, in presenza di coltri detritiche o di ammasso particolarmente allentato e alterato, (come ad esempio nelle zone di faglia) – classe V; tale sezione è costituita da:

- una corona di tubi metallici $\varnothing 139$ sp= 10mm al contorno della calotta di lunghezza 12m e sovrapposizione 4.0m, da prevedersi preliminarmente allo scavo e prevenendo eventuali distacchi localizzati di blocchi instabili;
- priverivestimento costituito da 25 cm di spritz beton fibrorinforzato e centine 2IPN 200 accoppiate ad interasse 1m;
- preconsolidamento del fronte realizzato mediante la messa in opera di n° 56 ($\pm 10\%$) elementi strutturali in vetroresina cementati, aventi lunghezza L= 16 m e sovrapposizione minima con il campo successivo pari a 8.0 m.
- eventuali drenaggi in avanzamento, in caso di presenza d'acqua;
- scavo e getto arco rovescio (sp. 80 cm) armati entro una distanza massima dal fronte di $1.5\varnothing$ e comunque regolata in funzione del comportamento deformativo monitorato;
- impermeabilizzazione costituita da geotessuto ed un manto in pvc;
- getto rivestimento di calotta definitivo in cls armato spessore variabile da 70 cm a 145 cm per l'inclinazione dei tubi in acciaio, da realizzarsi entro una distanza dal fronte pari a $5\varnothing$ e regolata comunque in funzione del reale comportamento deformativo monitorato.

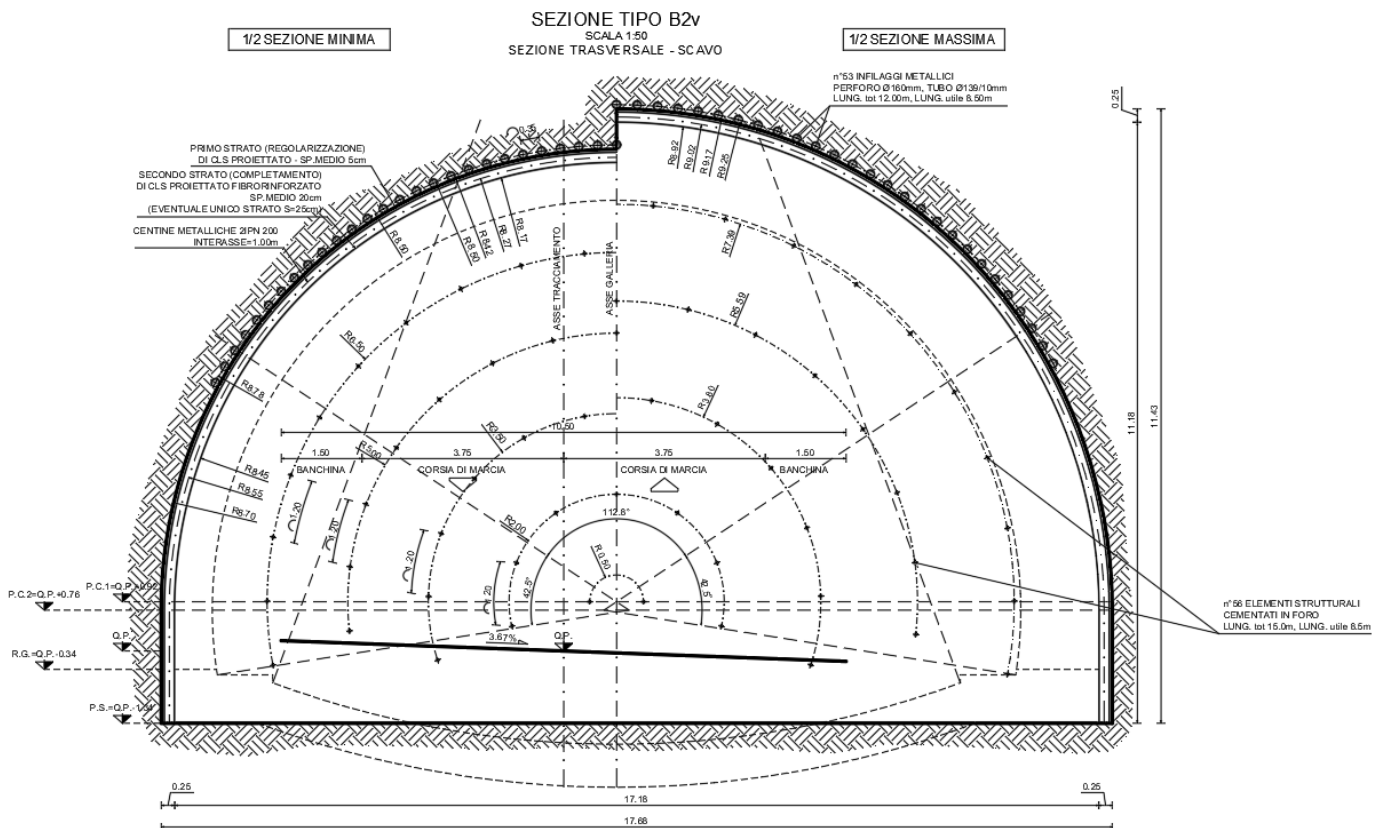


Figura 5.2 Sezione Tipo B2V

PROGETTAZIONE ATI:

5.3. SEZIONE TIPO C2

La sezione tipo C2 è stata scelta in presenza di ammassi particolarmente alterati e intensamente cataclasati tratte di imbocco (classe V e condizioni di meccanica delle terre), è costituita da:

- un preconsolidamento al fronte realizzato mediante n° 56 ($\pm 10\%$) elementi strutturali in VTR cementati mediante miscele cementizie, L =16 m, sovrapp. $\geq 8.0m$;
- un preconsolidamento al contorno realizzato mediante la posa in opera di n° 53 (± 10) tubi in VTR, L=16m, sovrapp. $\geq 8.0m$, valvolati (2vlv/ml) ed iniettati.
- eventuali drenaggi in avanzamento, in caso di presenza d'acqua;
- priverstimento costituito da 25 cm di spritz beton fibrinforzato e centine 2IPN 200 accoppiate ad interasse 1m;
- scavo e getto arco rovescio (sp. 80 cm) e murette armati entro una distanza massima dal fronte di 1 \emptyset e comunque regolata in funzione del comportamento deformativo monitorato;
- impermeabilizzazione costituita da geotessuto, e un manto in pvc;
- rivestimento in cls dello spessore di 60 cm in calotta e un rivestimento in cemento armato dello spessore di 70 cm in arco rovescio da realizzarsi entro una distanza dal fronte pari a 5 \emptyset .

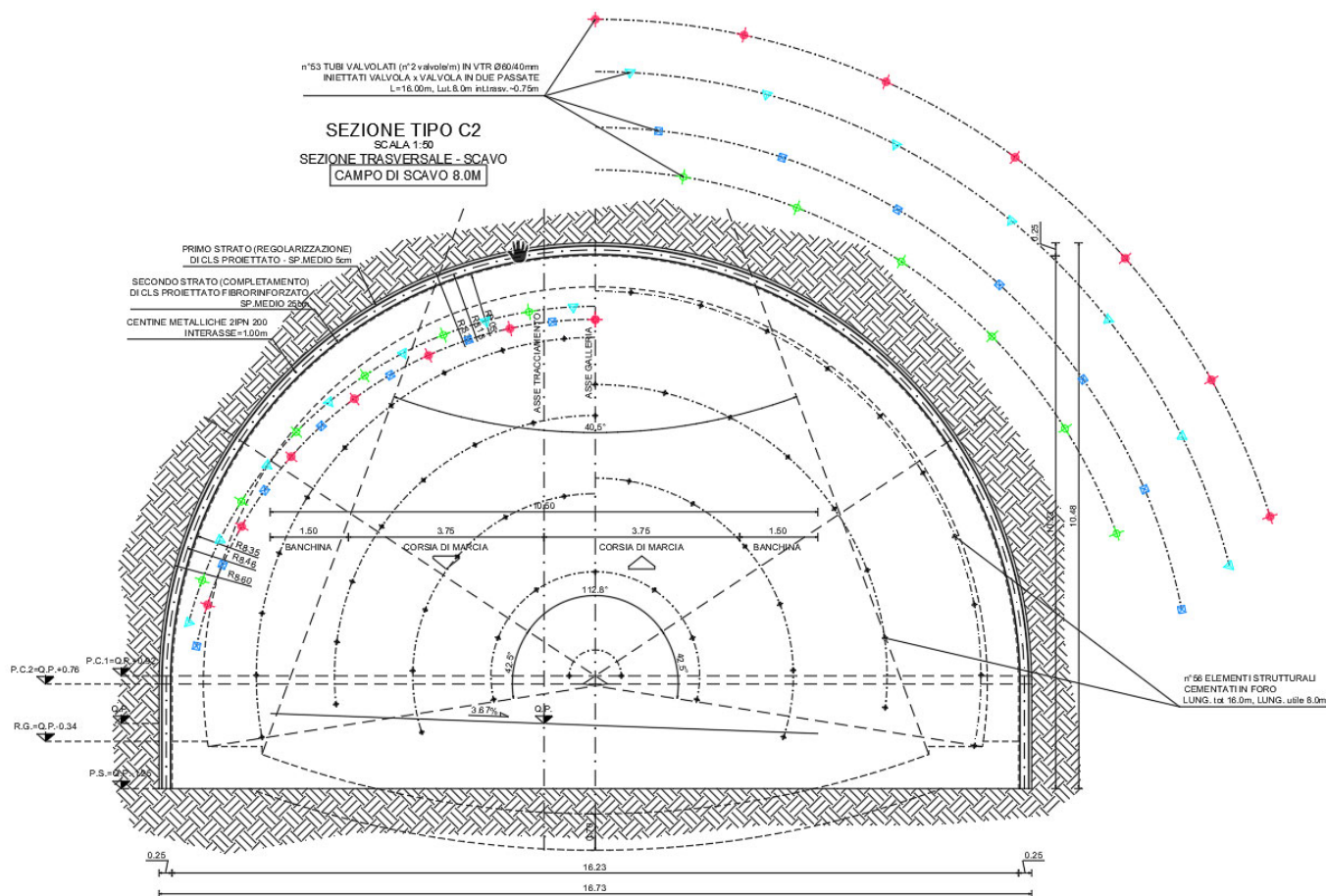


Figura 5.3 Sezione Tipo C2

5.4. SEZIONE TIPO C2V

La sezione tipo C2v è stata scelta in presenza di ammassi particolarmente alterati e intensamente cataclasati tratte di imbocco (classe V e condizioni di meccanica delle terre), è costituita da:

- una corona di tubi N° 53 metallici Ø139 sp= 10mm al contorno della calotta di lunghezza 12m e sovrapposizione 4.0m, da prevedersi preliminarmente allo scavo e prevenendo eventuali distacchi localizzati di blocchi instabili;
- un preconsolidamento al fronte realizzato mediante n° 56 ($\pm 10\%$) elementi strutturali in VTR cementati mediante miscele cementizie, L =16 m, sovrapp. \geq 8.0m;
- un preconsolidamento al contorno realizzato mediante la posa in opera di n° 53 (± 10) tubi in VTR, L=16m, sovrapp. \geq 4.0m, valvolati (2vlv/ml) ed iniettati.
- eventuali drenaggi in avanzamento, in caso di presenza d'acqua;
- privervestimento costituito da 25 cm di spritz beton fibrorinforzato e centine 2IPN 200 accoppiate ad interasse 1m;
- scavo e getto arco rovescio (sp. 80 cm) e murette armati entro una distanza massima dal fronte di 1 \emptyset e comunque regolata in funzione del comportamento deformativo monitorato;
- impermeabilizzazione costituita da geotessuto, e un manto in pvc;
- getto rivestimento di calotta definitivo in cls armato spessore variabile da 70 cm a 145 cm per l'inclinazione dei tubi in acciaio, da realizzarsi entro una distanza dal fronte pari a 5 \emptyset e regolata comunque in funzione del reale comportamento deformativo monitorato.

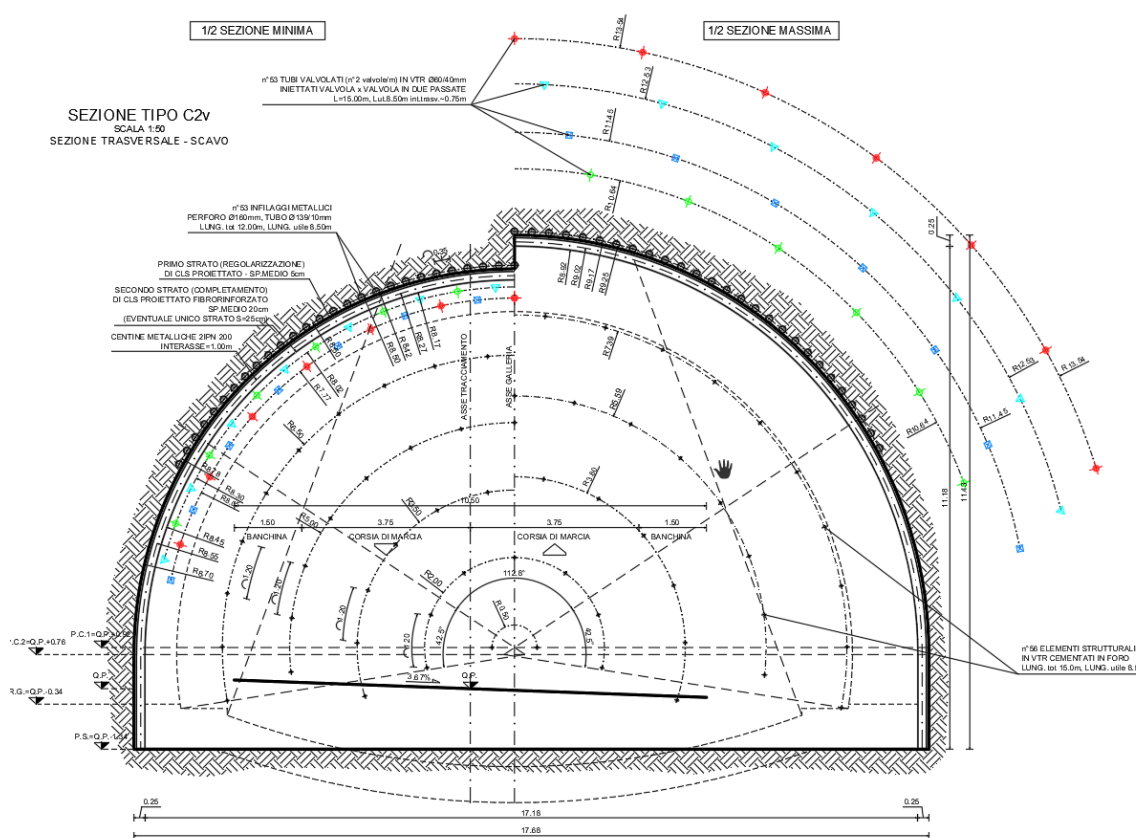


Figura 5.4 Sezione Tipo C2V

5.5. SEZIONE TIPO PZ-B2V

La sezione tipo PZ-B2v è stata scelta in presenza di ammassi di scadente qualità (classe IV), molto fratturati, in presenza di coltri detritiche o di ammasso particolarmente allentato e alterato, (come ad esempio nelle zone di faglia) – classe V; tale sezione è costituita da:

- una corona di tubi N° 71 metallici Ø139 sp= 10mm al contorno della calotta di lunghezza 12m e sovrapposizione 4.0m, da prevedersi preliminarmente allo scavo e prevenendo eventuali distacchi localizzati di blocchi instabili;
- priverivestimento costituito da 25 cm di spritz beton fibrinforzato e centine 2IPN 220 accoppiate ad interasse 1m;
- preconsolidamento del fronte realizzato mediante la messa in opera di n° 78 (±10%) elementi strutturali in vetroresina cementati, aventi lunghezza L= 16 m e sovrapposizione minima con il campo successivo pari a 8.0 m.
- eventuali drenaggi in avanzamento, in caso di presenza d'acqua;
- scavo e getto arco rovescio (sp. 90 cm) armati entro una distanza massima dal fronte di 1.5Ø e comunque regolata in funzione del comportamento deformativo monitorato;
- impermeabilizzazione costituita da geotessuto ed un manto in pvc;
- getto rivestimento di calotta definitivo in cls armato spessore variabile da 80 cm a 150 cm per l'inclinazione dei tubi in acciaio, da realizzarsi entro una distanza dal fronte pari a 5Ø e regolata comunque in funzione del reale comportamento deformativo monitorato.

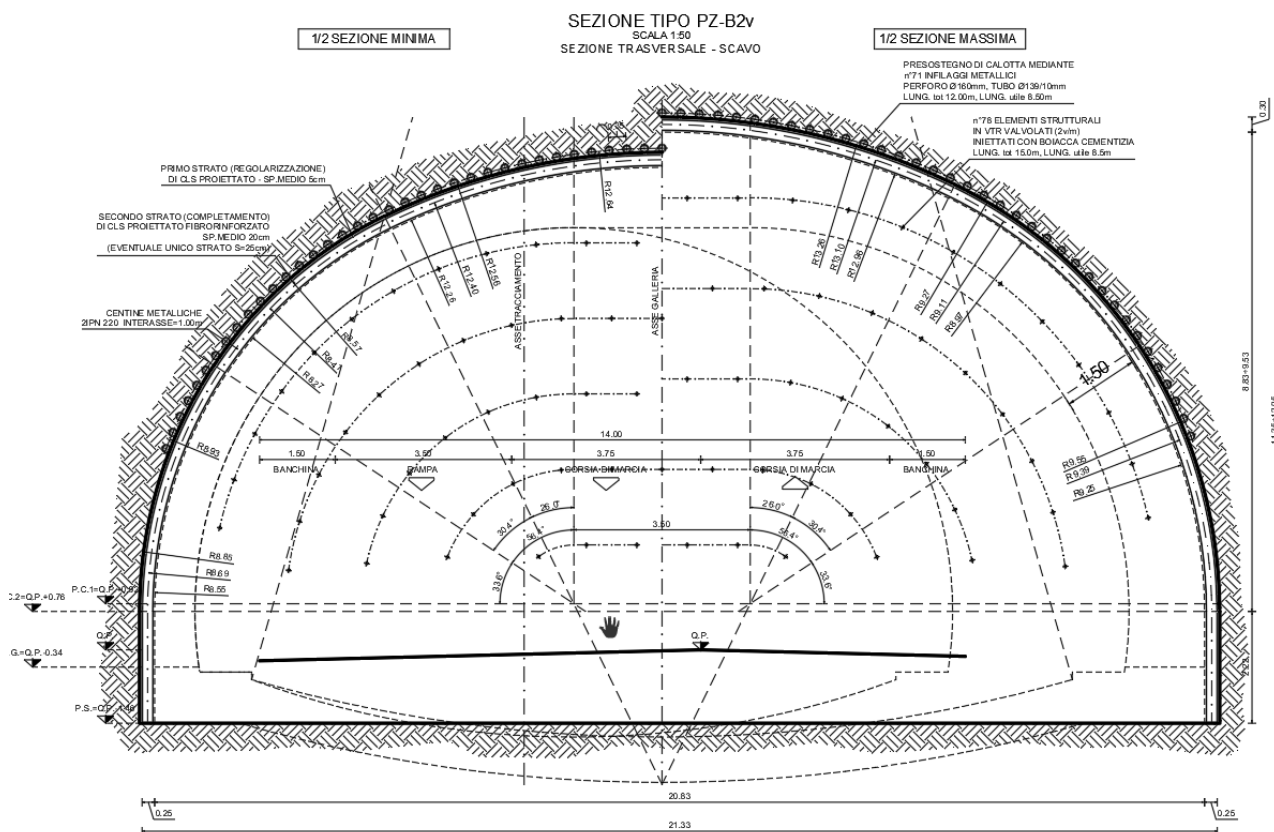


Figura 5.5 Sezione Tipo PZ-B2V