



HGT Design & Execution



GRE CODE

GRE.EEC.R.14.IT.H.16071.00.047.00

TITLE:

AVAILABLE LANGUAGE: IT

Impianto idroelettrico di PIZZONE II

Progetto Definitivo per Autorizzazione

RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO DEI MANUFATTI IN SOTTERRANEO

FILE NAME: GRE.EEC.R.14.IT.H.16071.00.047.00.docx

ORDINE APPARTENENZA				Ingegnere	
PROVINCIA/REGIONE				Verona	
NUM. MATRICOLA				1542	
00	29-11-22	REVISIONE	G. Dankert	G. Panni	G. Sembenelli
REV.	DATE	DESCRIPTION	PREPARED	CHECKED	APPROVED

GRE VALIDATION

		F. Torasso
COLLABORATORS	VERIFIED BY	VALIDATED BY

PROJECT PLANT	GRE CODE																		
	GROUP	FUNCTION	TYPE	ISSUER	COUNTRY	TEC.	PLANT			SYSTEM	PROGRESSIVE	REVISION							
	GRE	EEC	R	1	4	I	T	H	1	6	0	7	1	0	0	0	4	7	0

CLASSIFICATION: **PUBLIC**

UTILIZATION SCOPE: **PROGETTO DEFINITIVO PER AUTORIZZAZIONE**

INDICE

1. INTRODUZIONE	4
2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	5
2.1. DOCUMENTAZIONE DI PROGETTO.....	5
2.2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
2.3. BIBLIOGRAFIA	5
3. DESCRIZIONE DELLE OPERE	7
3.1. ESTENSIONE DEI LAVORI IN SOTTERRANEO	7
3.2. TRACCIATO ALTIMETRICO.....	7
3.3. GEOLOGIA E GEOTECNICA DEL TRACCIATO	8
3.3.1. PROFILO.....	8
3.3.2. CARATTERIZZAZIONE DELLA ROCCIA	9
3.4. CRITERI DI SCELTA DELLE SEZIONI DI SCAVO	9
3.5. METODOLOGIE DI SCAVO PROPOSTE	10
3.6. SEQUENZE DI SCAVO E FASI.....	10
4. CARATTERIZZAZIONE DEI MATERIALI	11
4.1. CALCESTRUZZO STRUTTURALE.....	11
4.1.1. CLASSI DI RESISTENZA	11
4.1.2. MODULO ELASTICO	11
4.1.3. COEFFICIENTE DI POISSON	11
4.2. ACCIAIO	11
4.2.1. CLASSI DI RESISTENZA	11
4.2.2. MODULO ELASTICO	12
4.3. ACCIAIO STRUTTURALE	12
4.3.1. QUALITÀ DEGLI ACCIAI.....	12
4.3.1. MODULO ELASTICO	12
5. CONDIZIONI DI CARICO	13
5.1. SFORZI PRODOTTI DALLO SCAVO NELLA ROCCIA E_{HTG}	13
5.2. PRESSIONE IDRAULICA	13
5.2.1. ANALISI DELLO STATO STAZIONARIO.....	13
5.2.2. ANALISI DEI TRANSITORI.....	14
5.2.3. PRESSIONE ESTERNA.....	14
5.3. DOMANDA SISMICA.....	14
5.3.1. INDICAZIONI SULLA PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE	15
5.3.2. CRITERIO DI SELEZIONE DEL TERREMOTO DI PROGETTO	16
5.3.3. PARAMETRI DELLA SOLLECITAZIONE SISMICA.....	16
5.3.4. TABELLA RIASSUNTIVA DELLA SISMICITA' DELLA ZONA	19
5.3.5. VALUTAZIONE DELLA RISPOSTA DELL'AMMASSO	19
5.4. COMBINAZIONE DELLE AZIONI.....	20
5.4.1. CARICHI PERMANENTI	20
5.4.2. CARICHI variabili.....	20
5.4.3. CARICHI ECCEZIONALI.....	20
5.4.4. AZIONI SISMICHE	21
5.4.5. COMBINAZIONE FONDAMENTALE	21

5.4.6. COMBINAZIONE CARATTERISTICA, FREQUENTE E QUASI PERMANENTE - SLE.....	22
5.4.7. COMBINAZIONE SISMICA DI ESERCIZIO - SLE.....	23
5.4.8. COMBINAZIONE SISMICA ULTIMA - SLU.....	24
5.4.9. COMBINAZIONE ECCEZIONALE - SLU.....	24
6. MODELLI DI CALCOLO PER LA DETERMINAZIONI DELLE SOLLECITAZIONI SUI RIVESTIMENTI DI TUNNEL E POZZI	25
6.1. ANALISI CONDOTTE	25
Le analisi condotte hanno incluso sia modelli che considerano il comportamento dell'ammasso roccioso, sia analisi che considerano la stabilità strutturale dei blocchi rocciosi identificati dalla combinazione dei sistemi di giunto.	
6.2. ANALISI DELL'AMMASSO CON MODELLI ANALITICI	25
6.2.1. DESCRIZIONE DEI MODELLI	25
6.2.2. MODELLO REOLOGICO	26
6.2.3. MODELLI ELASTICI	27
6.3. ANALISI DELL'AMMASSO CON MODELLI AGLI ELEMENTI FINITI	30
6.4. ANALISI STRUTTURALE DELLA STABILITA' DI CUNEI DI ROCCIA.....	30
6.5. MODELLO DI COMPORTAMENTO per un'AZIONE SISMICA	31
7. MODELLI PER IL CALCESTRUZZO ARMATO	32
7.1.1. RESISTENZA FLESSIONALE IN PRESENZA E IN ASSENZA DI SFORZO ASSIALE	32
8. MODELLI PER L'ACCIAIO STRUTTURALE.....	34
8.1. Approccio.....	34
8.2. RESISTENZA AMMISSIBILE	34
8.3. PROGETTAZIONE DI RIVESTIMENTI IN ACCIAIO PER PRESSIONE INTERNA.....	34
8.4. INSTABILITÀ LOCALE DI SOSTEGNO METALLICO	35
8.4.1. L'ANALISI DI JACOBSEN.....	36
8.4.2. LA FORMULA DI ROARK.....	36

1. INTRODUZIONE

Stantec S.p.A. (di seguito "**Stantec**"), in qualità di Consulente Tecnico, è stata incaricata da Enel di effettuare uno Studio di Pre-Fattibilità e successivamente il presente Progetto Definitivo per Autorizzazione per valutare la possibilità di convertire lo schema idroelettrico tradizionale esistente in un nuovo impianto di pompaggio / generazione ubicato in provincia di Isernia.

Lo schema proposto include la realizzazione di nuove vie d'acqua, incluso un pozzo verticale di circa 400 m di lunghezza, in grado di convogliare portate importanti, i relativi pozzi paratoie e pozzi piezometrici, la centrale in caverna e i relativi accessi in sotterraneo.

Oggetto del presente documento è il dimensionamento delle opere in sotterraneo. Vengono in particolare presentati i criteri base applicati nel calcolo e nelle analisi condotte. I risultati delle singole analisi sono poi raccolti nei documenti riassunti nella seguente tabella, che vanno letti in modo integrato con il presente testo.

Scopo del presente documento è giustificare le scelte dimensionali proposte.

ZONA	OPERE	VOLUME
Opere in sotterraneo	Generale	
Imbocco di montagna spaccata	Pozzo paratoie di monte Galleria a monte del pozzo paratoie	A
Galleria di monte a valle del pozzo paratoie	Galleria a valle del pozzo paratoie Pozzo piezometrico di monte Condotta forzata	B
Galleria di valle	Galleria Pozzo piezometrico e paratoie	B
Galleria di accesso	Centrale Pozzo piezometrico di valle Pozzo piezometrico di monte Galleria di monte	C
Centrale	Camera principale macchine Camera dei trasformatori Pozzi di risalita barre	D

Tabella 1- Assegnazione Delle Sezioni Di Analisi Ai Volumi

2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1. DOCUMENTAZIONE DI PROGETTO

Disegni delle opere inclusi nella presente progettazione

Document Code	Description
GRE.EEC.R.14.IT.H.16071.00.048	Volume A - Galleria di monte e pozzo paratoie
GRE.EEC.R.14.IT.H.16071.00.049	Volume B - Galleria a valle del pozzo paratoie e relativi pozzi
GRE.EEC.R.14.IT.H.16071.00.050	Volume C - Gallerie di accesso di servizio e per l'esercizio
GRE.EEC.R.14.IT.H.16071.00.051	Volume D - Centrale in sotterraneo
GRE.EEC.D.14.IT.H.16071.00.052	Vie d'Acqua - Planimetria Generale e tracciamento
GRE.EEC.D.14.IT.H.16071.00.053 a 063	Vie d'Acqua - Profilo generale completo
GRE.EEC.D.14.IT.H.16071.00.064	Vie d'Acqua - Sezioni e sostegni
GRE.EEC.D.14.IT.H.16071.00.065 a 066	Galleria di accesso alla centrale
GRE.EEC.D.14.IT.H.16071.00.070 a 071	Galleria di accesso al pozzo piezometrico di monte
GRE.EEC.D.14.IT.H.16071.00.075 a 076	Galleria di accesso al cantiere Montagna Spaccata
GRE.EEC.D.14.IT.H.16071.00.080 a 081	Galleria di accesso al cantiere Castel San Vincenzo
GRE.EEC.D.14.IT.H.16071.00.083 a 085	Condotta Forzata
GRE.EEC.D.14.IT.H.16071.00.087 a 089	Pozzo Paratoie
GRE.EEC.D.14.IT.H.16071.00.090 a 092	Pozzo Piezometrico di Monte
GRE.EEC.D.14.IT.H.16071.00.093 a 095	Pozzo Piezometrico di Valle

Tabella 2- Documentazione di Progetto

2.2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- NTD 2014. Norme Tecniche per la Progettazione e la Costruzione degli Sbarramenti di Ritenuta (dighe e traverse) (Serie generale - n. 156), Rome, Italy: Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti.
- NTC, 2018. Norme tecniche per le costruzioni, Ministero dei Trasporti e Infrastrutture, M. D. I. E. D Roma: Amministrazione Presso L'Istituto Poligrafico E Zecca Dello Stato.

2.3. BIBLIOGRAFIA

- Carranza-Torres, C. & Fairhurst, C., 2000. Application of the convergence-confinement method of tunnel design to rock masses that satisfy the Hoek-Brown failure criterion.
- EM 1110-2-2104, 2016. Strength design for reinforced concrete hydraulic structures, Washington: US Army Corps of Engineers.
- EM 1110-2-2901, 1997. Tunnels and shafts in rock: engineering and design, Washington: Department of the Army, US Army Corps of Engineers.
- Hashash, Y. M. y otros, 2001. Seismic design and analysis of underground structures.. Tunnelling and underground space technology, pp. 16(4), 247-293.
- Hoek, E., 2000. Practical rock engineering.. s.l.:s.n.
- Panet et al , 2001. The convergence-confinement method, s.l.: AFTES.
- Power, M. S., Rosidi, D. & Kaneshiro, J., 1996. Screening, evaluation, and retrofit design of tunnels., s.l.: Report Draft.
- Puppo & Bertero, s.f. Tuneles con comportamiento reologico, s.l.: s.n.



HGT Design & Execution



GRE CODE

GRE.EEC.R.14.IT.H.16071.00.047.00

PAGE

6 di/of 36

- Ranken, Ghaboussi & Hendron, 1978. Analysis of ground-liner interaction for tunnels, s.l.: s.n.

3. DESCRIZIONE DELLE OPERE

3.1. ESTENSIONE DEI LAVORI IN SOTTERRANEO

Le opere del nuovo impianto consistono nella creazione di una via d'acqua e la centrale idroelettrica sotterranea tra il Lago di Montagna Spaccata alla quota di 1068 m slm e quello di Castel San Vincenzo alla quota di 697 m slm.

La via d'acqua si sviluppa per metà percorso poco sopra la quota 1000 m slm (Galleria di carico, superiore, o di monte) e per metà a valle della centrale, tra le quote 630 e 670 m slm (Galleria di Valle). Lo sviluppo complessivo dei 2 tratti è poco meno di 10 km. La condotta forzata è costituita da un pozzo verticale di circa 400 m di lunghezza.

Sono previsti n. 1 pozzo paratoie di controllo a monte e n. 2 pozzi piezometrici, di monte, alla fine della galleria di carico, prima della condotta forzata, e di valle, appena a valle della centrale.

La centrale è formata da una caverna grande dove verranno alloggiate le macchine e una camera piccola per i trasformatori. Le due camere saranno collegate da n. 3 gallerie di servizio. La camera grande ha sezione 18 m di larghezza per circa 30 di altezza media, che approfondisce in corrispondenza dei vani di alloggiamento delle macchine fino a un totale di 48 m, con uno sviluppo longitudinale di 82.20 m. La camera piccola ha larghezza 15.50 m e altezza 18.50 m, con uno sviluppo di 75 m. Le tre gallerie di collegamento hanno sezione 8 di larghezza per 8.70 m di altezza.

Attorno alla Centrale corre una galleria di servizio ed emergenza di dimensioni relativamente piccole.

L'accesso alle opere in sotterraneo per l'esecuzione dei lavori e successivamente per l'esercizio e sicurezza avviene lungo gallerie disposte per servire n. 4 punti di accesso, come segue:

- 1) Galleria di monte di servizio allo scavo del pozzo paratoie e tratto di galleria a monte del pozzo paratoie e scavo del tratto di monte della galleria di carico. Lunghezza circa 1500 m
- 2) Gallerie di accesso e servizio al pozzo piezometrico di monte e alla galleria di carico da valle. Lunghezza 1650 e 880 m, per un totale di circa 2530 m. Prima dell'imbocco si realizza una pista di accesso.
- 3) Gallerie di accesso e servizio per la centrale e tratto di monte della galleria di valle e per il pozzo piezometrico di valle. Lunghezza $1485 + 383 + 112 + 715 + 236 = 2931$ m circa. Gli imbocchi delle due gallerie di servizio che cadono ai lati della centrale esistente di Pizzone richiedono la realizzazione di un ampio piazzale con significativi movimenti di materiale e sostegni, che alloggerà alla fine anche la sottostazione.
- 4) Galleria di accesso per il tratto di valle della galleria di valle. Lunghezza 119 m. Prima dell'imbocco si realizza una pista di accesso.

3.2. TRACCIATO ALTIMETRICO

Il tracciato altimetrico è stato estratto dai disegni di progetto e viene riportato in forma semplificata in Figura 3-1.

Le opere si snodano su due livelli:

- il livello di monte, tra le quote 1030 e 1000 m slm, circa, con la galleria di carico, il pozzo paratoie di monte e il pozzo piezometrico di monte
- il livello di valle, tra le quote 630 e 670 m slm, con centrale, pozzo piezometrico di valle e galleria di valle

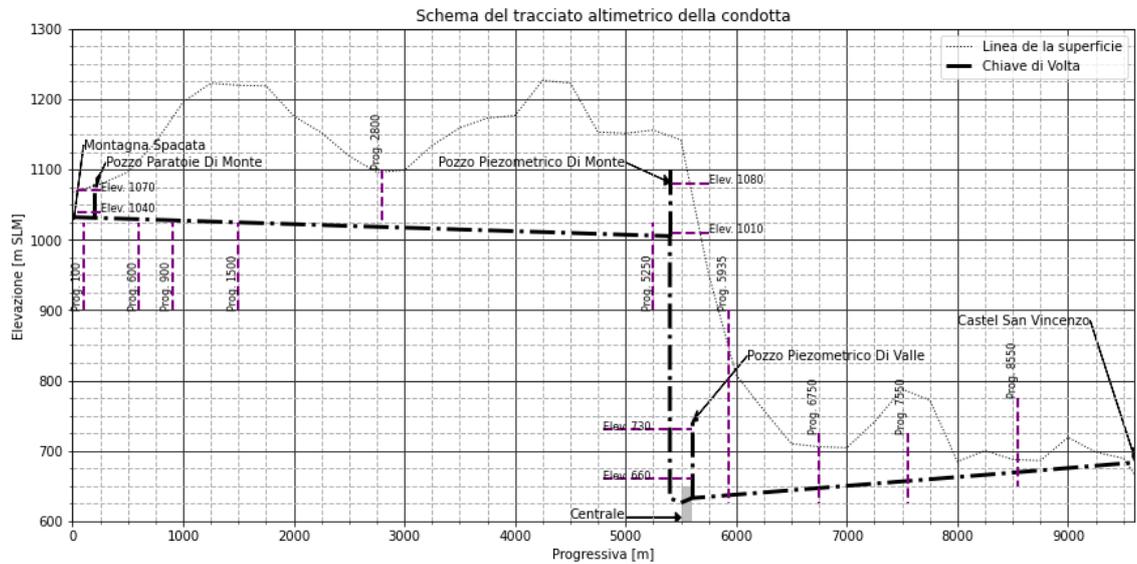


Figura 3-1 - Impianto di Pizzone II. Schema del tracciato altimetrico della condotta principale

3.3. GEOLOGIA E GEOTECNICA DEL TRACCIATO

3.3.1. PROFILO

Il profilo stratigrafico e delle caratteristiche della roccia lungo il tracciato è identificato e descritto nelle relazioni geologica e geotecnica e riportato, sinteticamente, sui disegni di progetto.

Sinteticamente il tracciato presenta i seguenti tratti:

Tratto	Opere	Litologia	Caratteristiche medie della roccia
Imbocco	Galleria di imbocco, pozzo paratoie, primo breve tratto galleria di carico, galleria di accesso di monte	Flysch e Flysch tettonizzato	Bassa-modesta
1 Tratto di Monte	Galleria di carico	Calcarenite	discreta
2 Tratto di monte	Galleria di carico Pozzo piezometrico di monte Gallerie di accesso al pozzo paratoie e alla galleria di carico	calcare	buona
Tratto centrale	Condotta forzata Centrale Pozzo piezometrico e paratoie di valle Gallerie di accesso e servizio a centrale e pozzo	calcare	buona
Tratto di valle	Galleria principale	Flysch	discreta

Tabella 3- Riepilogo della Geologia

I cambi di litologia sono in genere segnati da importanti discontinuità, quali faglie o superfici di contatto.

3.3.2. CARATTERIZZAZIONE DELLA ROCCIA

La presentazione completa delle caratteristiche della roccia e dei parametri da essa derivabili è fornita nella Relazione Geotecnica. I dati salienti che riguardano le rocce del tratto in esame vengono presentati di volta in volta in funzione delle caratteristiche locali nel tratto analizzato. I parametri sono definiti secondo il modello di Hoek e Brown generalizzato (Hoek, 2000).

Le caratteristiche della roccia utilizzate nei modelli elastici includono:

- Peso di volume
- Resistenza a compressione monassiale
- GSI
- Parametri del modello Hoek-Brown Generalizzato: m_i , s , a
- k_0
- modulo roccia
- coefficiente di Poisson

3.4. CRITERI DI SCELTA DELLE SEZIONI DI SCAVO

Le sezioni di galleria sono a ferro di cavallo retto, al fine di massimizzare lo spazio disponibile durante la costruzione. In sede di affinamento della presente progettazione si potrà adottare una geometria con reni che si vanno allargando verso il basso, in caso di necessità e tenuto conto dell'economia generale.

Le caratteristiche delle sezioni correnti di galleria principale sono state dettate dalla qualità della roccia come segue:

Roccia	Sostegno primario	Rivestimento finale
Flysch tettonizzato o disturbato	Pesante	60 cm
Calcarenite	Normale-intermedio	60 cm
Calcare	Normale	50 cm
Flysch indisturbato	Intermedio-pesante	60 cm
Zone di faglia/discontinuità importanti	Pesante- molto pesante	60 cm
Zone di frattura	Molto pesante	80 cm

Tabella 4- Riepilogo di Sostegni e Rivestimenti

Gli stessi criteri sono stati applicati alle sezioni dei pozzi e della centrale, con spessori maggiorati in funzione delle dimensioni del cavo.

Rivestimenti finali più leggeri sono stati adottati per le gallerie di servizio, mentre la galleria di accesso principale presenta un rivestimento finale in calcestruzzo di spessore importante, in quanto deve garantire la fuga in caso di emergenza.

3.5. METODOLOGIE DI SCAVO PROPOSTE

In base alle condizioni di scavo e alle possibilità di accesso, le metodologie di scavo che sono state proposte in quanto appaiono più efficienti sono:

Opera	Metodologia di Scavo
Gallerie in calcare/calcarenite	Tradizionale con esplosivo
Galleria di monte in Flysch tettonizzato	Tradizionale meccanico con martello demolitore o fresa puntuale
Galleria di Valle in Flysch indisturbato	Tradizionale meccanico o con fresa puntuale. Possibile la necessità di esplosivo
Centrale	Tradizionale con esplosivo
Pozzo condotta forzata	-Fresa raise borer a tutta sezione -Tradizionale con esplosivo dall'alto e scarico in preforo 1.5-2 m realizzato con raise borer
Pozzi piezometrici e paratoie	Tradizionale con esplosivo o meccanico dall'alto e scarico in preforo 1.5-2 m realizzato con raise borer

Tabella 5- Metodologia di Scavo

Nelle zone di faglia o di discontinuità importanti è pensabile che l'avanzamento debba avvenire con scavo meccanico.

Lo scavo con esplosivo avverrà per quanto possibile su un unico fronte, con l'eccezione per le grandi luci della centrale dove saranno necessari dei ribassi a partire dallo scavo della calotta, da prevedere eventualmente con strozzi laterali. Tenuto conto della articolazione delle opere in sotterraneo che possono presentare scavi relativamente vicini, specie nel calcare, e passare non lontano da opere esistenti, come ad esempio la Centrale di Pizzone I, l'impiego di esplosivo dovrà essere modulato in modo da minimizzare il potenziale disturbo a scavi o opere adiacenti. A questo scopo si potrà di volta in volta procedere ad esempio con microcariche, cariche ritardate, operare sui volumi di scavo, o sulle sequenze esecutive, o una loro combinazione.

È stata considerata la possibilità di impiego della fresa con scudo EPB nella galleria di valle in flysch. Con questa tecnologia infatti sarebbe possibile avanzare più speditamente in modo protetto alternando lo scavo normale nell'attraversamento della roccia indisturbata a avanzamento con pressione di fanghi in caso di intercettazione di zone deboli, con flysch fogliettato o faglie/discontinuità.

Una tale attrezzatura tuttavia presenta due controindicazioni in questo caso:

- 1) Difficoltà di trovare spazio per le camere di inserimento ed estrazione della fresa
- 2) Potenziale generazione di materiali che richiedono trattamento prima di essere messi a dimora finale.

Certamente l'uso della fresa dovrà essere eventualmente riconsiderato sulla base degli approfondimenti a seguito dell'integrazione di indagine prevista nei futuri sviluppi progettuali.

3.6. SEQUENZE DI SCAVO E FASI

La realizzazione delle opere in sotterraneo richiede una sequenza di operazioni articolate, anche per il fatto che le opere si trovano su due quote separate da 360 m di dislivello

Il percorso critico è dettato dalla centrale in caverna il cui scavo è seguito dalle operazioni di costruzione e installazione più articolate e impegnative, oltre che interferire con la costruzione del pozzo della condotta forzata.

Allo scopo di rendere più brevi i tempi di costruzione, si è proposto di avere 4 punti di accesso, 2 per il tratto di monte e 2 per quello di valle. Scendendo più in dettaglio, mentre i due accessi di estremità alimentano un'unica galleria, quelli centrali presentano n. 2 gallerie, per alimentare sia il fronte principale (centrale o galleria principale) che quello dei pozzi (scavati dall'alto e con materiale scaricato in basso).

Per quanto visto i primi fronti a partire dovranno essere quello della centrale, dal piazzale dell'attuale Centrale di Pizzone I, e quello che alimenta la galleria di carico da valle e il pozzo piezometrico di monte.

Allo scopo di anticipare l'inizio dello scavo della centrale, si potrebbe prevedere di scavare la galleria di accesso, che ha dimensioni importanti, procedendo con la calotta, prima, e seguire con lo strozzo.

Le sequenze di scavo in prossimità dei laghi sono state finalizzate al mantenimento dei livelli di acqua alti più a lungo possibile, in modo da non sacrificare eccessivamente la produzione durante la costruzione.

Ai fini della sicurezza degli scavi nella loro parte più lontana dai laghi, tuttavia, si dovrà prevedere di mantenere un tratto di galleria non scavato in prossimità degli imbocchi di monte e di valle, per creare una barriera ("tappo") rispetto agli invasi esistenti.

4. CARATTERIZZAZIONE DEI MATERIALI

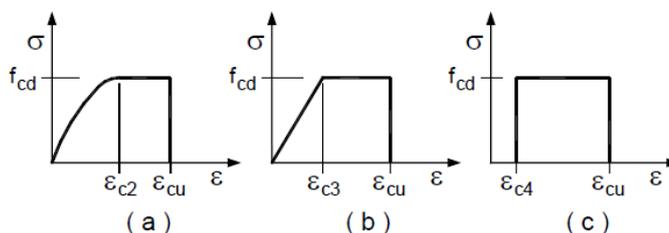
4.1. CALCESTRUZZO STRUTTURALE

4.1.1. CLASSI DI RESISTENZA

Si adotta un calcestruzzo di classe C25.

4.1.2. MODULO ELASTICO

Per le curve sforzi deformazioni si è adottato un diagramma a blocchi, conformemente al punto 4.1.2.1.2.1 delle NTC 2018:



$$\epsilon_{cu} = 0.35 \% \quad \epsilon_{c4} = 0.07 \%$$

I valori del modulo sono così riassumibili:

$$E_{cm} = 28.96 \text{ GPa} \qquad E_{cm} = 22.000 \cdot [f_{cm}/10]^{0.3} \text{ [N/mm}^2\text{]} \qquad [11.2.5] \text{ (NTC 2018)}$$

4.1.3. COEFFICIENTE DI POISSON

$$\nu_c = 0.2 \qquad [11.2.10.4] \text{ (NTC 2018)}$$

4.2. ACCIAIO

4.2.1. CLASSI DI RESISTENZA

Acciaio per calcestruzzo armato B450C (NTC 2018)

Tab. 11.3.Ia

$f_{y \text{ nom}}$	450 N/mm ²
$f_{t \text{ nom}}$	540 N/mm ²

4.2.2. MODULO ELASTICO

Si adotta un diagramma elastico-perfettamente plastico in accordo con quanto indicato nel paragrafo 4.1.2.1.2.2 'Diagrammi di progetto tensione-deformazione dell'acciaio' (NTC 2018)

Si adotta un modulo pari a:

$$E_s = 200 \text{ GPa}$$

4.3. ACCIAIO STRUTTURALE

4.3.1. QUALITÀ DEGLI ACCIAI

Tab. 4.2.I – Laminati a caldo con profili a sezione aperta piani e lunghi

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale "t" dell'elemento			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 80 mm	
	f _{yk} [N/mm ²]	f _{tk} [N/mm ²]	f _{yk} [N/mm ²]	f _{tk} [N/mm ²]
UNI EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	420	550
UNI EN 10025-3				
S 275 N/NL	275	390	255	370
S 355 N/NL	355	490	335	470
S 420 N/NL	420	520	390	520
S 460 N/NL	460	540	430	540
UNI EN 10025-4				
S 275 M/ML	275	370	255	360
S 355 M/ML	355	470	335	450
S 420 M/ML	420	520	390	500
S 460 M/ML	460	540	430	530
S460 Q/QL/QL1	460	570	440	580
UNI EN 10025-5				
S 235 W	235	360	215	340
S 355 W	355	510	335	490

4.3.1. MODULO ELASTICO

Si adotta un diagramma elastico-perfettamente plastico in accordo con quanto indicato nel paragrafo 4.1.2.1.2.2 'Diagrammi di progetto tensione-deformazione dell'acciaio' (NTC 2018)

Si adotta un modulo pari a:

$$E_s = 200 \text{ GPa}$$

5. CONDIZIONI DI CARICO

5.1. SFORZI PRODOTTI DALLO SCAVO NELLA ROCCIA E_{HTG}

Il processo di scavo della roccia genera carichi di rivestimento secondari che dipendono da due fenomeni.

Il primo fenomeno si instaura nel momento in cui si installano i supporti primari, che si caricano secondo le curve di convergenza e in base alla loro rigidità. Questo argomento è sviluppato nel paragrafo 6.1 ANALISI CONDOTTE

Le analisi condotte hanno incluso sia modelli che considerano il comportamento dell'ammasso roccioso, sia analisi che considerano la stabilità strutturale dei blocchi rocciosi identificati dalla combinazione dei sistemi di giunto.

Il secondo fenomeno è l'effetto viscoelastico della roccia, che comporta il trasferimento di una porzione di carico sui rivestimenti in modo differito rispetto all'installazione. I modelli adottati a riguardo sono descritti nel paragrafo 6.2.2 MODELLO REOLOGICO.

Le sollecitazioni derivate dai carichi qui descritti saranno sollecitazioni normali e momenti flettenti.

5.2. PRESSIONE IDRAULICA

5.2.1. ANALISI DELLO STATO STAZIONARIO

La pressione interna esercitata dall'acqua in movimento stazionario lungo la condotta è stato studiato e presentato nella Relazione Idraulica, sia nella configurazione di generazione che in quella di pompaggio.

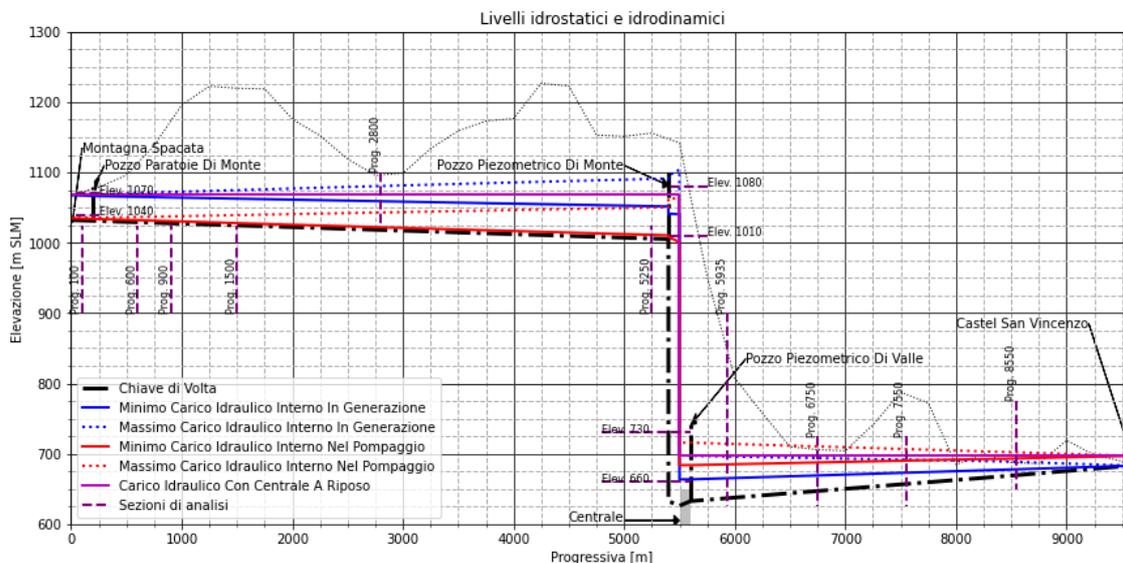
I diagrammi usati per la definizione dei carichi nelle varie sezioni sono riportati in Figura 5-1 e Figura 5-2.

La denominazione degli sforzi per questi casi statici è la seguente:

E_{HG} - Sforzi idraulici prodotti dallo stabilimento e in generazione.

E_{HB} - Sollecitazioni idrauliche prodotte dall'impianto e in pompaggio

E_{H0} - Sollecitazioni idrauliche prodotte dall'impianto e a riposo



5.2.2. ANALISI DEI TRANSITORI

Nello studio presentato nella Relazione Idraulica, allo stato stazionario è stato sovrapposto il transitorio dovuto alle operazioni di avvio/chiusura, sia nella configurazione di generazione che in quella di pompaggio.

I diagrammi usati per la definizione dei carichi nelle varie sezioni sono riportati in Figura 5-1 e Figura 5-2.

La denominazione adottata per questa sovrappressione interna è:

E_{HTG} - Sollecitazioni idrauliche prodotte dalla brusca chiusura delle macchine in generazione.

E_{HTB} - Sollecitazioni idrauliche prodotte dalla brusca chiusura delle macchine in pompaggio

5.2.3. PRESSIONE ESTERNA

Data l'importanza dello sforzo di pressione esterna oltre che di bilanciamento, come proponente per il caso di manutenzione delle gallerie, grande importanza dovrebbe essere data nei progetti che seguono il tracciamento della falda freatica. Sono stati qui considerati due casi, per poter contemplare le differenze:

E_{HF1} - Sollecitazioni idrauliche prodotte dalla falda freatica pre-progetto

E_{HF2} - Sollecitazioni idrauliche prodotte dalla falda freatica considerando l'impianto

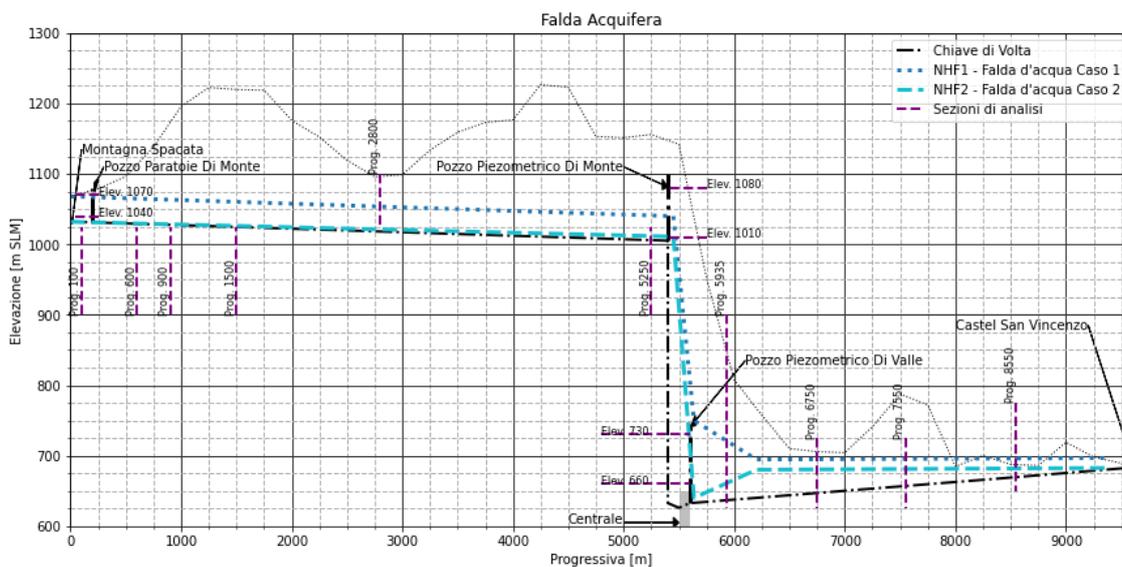


Figura 5-2 - Falda Acquifera di progetto

5.3. DOMANDA SISMICA

Nella seguente Tabella 6 di (Hashash, et al., 2001) sono definite 3 fasi:

Fase 1: Definizione di sismicità della zona

Fase 2: Valutazione della risposta al suolo

Fase 3: Comportamento della struttura

Le prime due fasi sono definite in questo paragrafo, la terza nella sezione dei modelli.

Table 1
Seismic analysis and design procedure

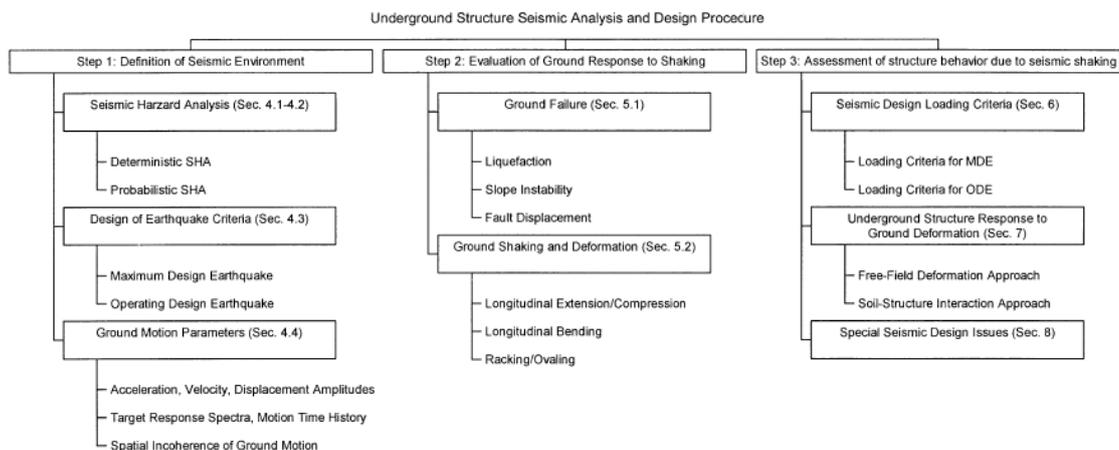


Tabella 6- Progettazione sismica

5.3.1. INDICAZIONI SULLA PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE

L'analisi probabilistica della pericolosità sismica (PSHA) è stata condotta con riferimento alle indicazioni di legge, ai dati INGV e alle indicazioni contenute negli studi specifici condotti per i due invasi di Montagna Spaccata e Castel San Vincenzo.

Con riferimento all'allegato A delle Norme Tecniche per le Costruzioni si ottengono le seguenti informazioni sulla pericolosità sismica di base. Il nodo di griglia più vicino alla diga di Montagna Spaccata (ID 29201), in base all'allegato B delle NTC, come riportato nella pagina web del INGV, <http://esse1-gis.mi.ingv.it/>, è presentato nella figura sottostante.

Modello di pericolosità sismica del territorio nazionale MPS04-S1 (2004)
Informazioni sul nodo con ID: 29201 - Latitudine: 41.734 - Longitudine: 14.026

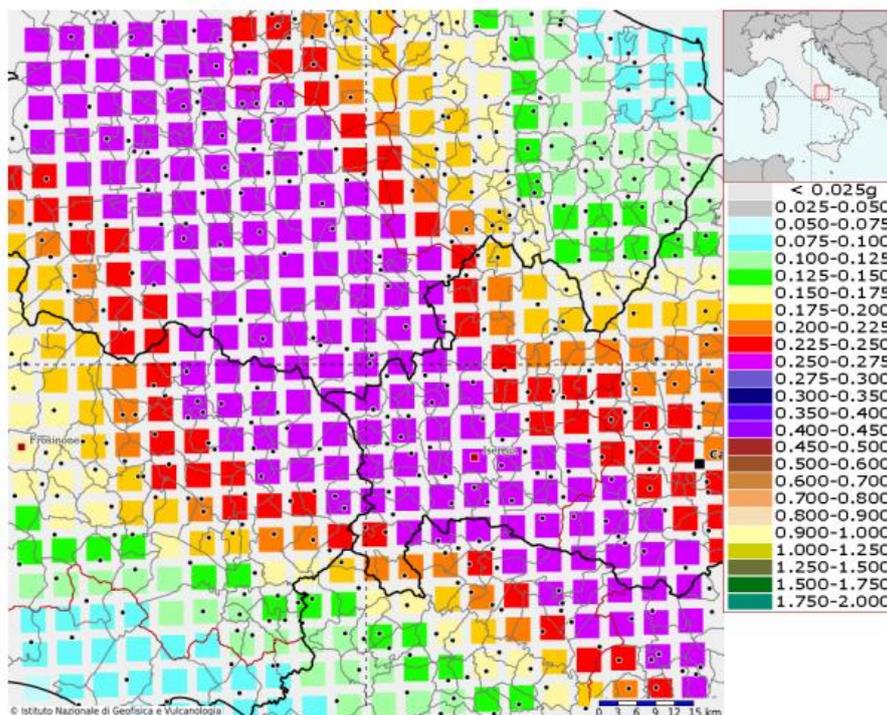


Figura 5-3 – Modello di pericolosità sismica

5.3.2. CRITERIO DI SELEZIONE DEL TERREMOTO DI PROGETTO

Secondo le normative vigenti (NTC 2018) "3.2.1. stati limite e relative probabilità di superamento" sono definiti 4 stati limite associati a 4 terremoti di progettazione:

Gli Stati Limite di Servizio comprendono:

- **Stato Limite di Operatività (SLO):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti in relazione alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- **Stato Limite di Danno (SLD):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali e orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli Stati limite ultimi (SLU) comprendono:

- **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):** a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC):** a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali. Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella Tab. 3.2.I.

Tab. 3.2.I – Probabilità di superamento P_{VR} in funzione dello stato limite considerato

Stati Limite	P_{VR} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R	
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Per definire il periodo della struttura rimane da definire la vita utile del progetto. Questo si ottiene da (Anon., 2014) C.7.7.2:

- Vita Nominale = 100 anni
- Coefficiente d'uso, $CU = 2 - \text{""Dighe di importanza strategica""}$
- Periodo di riferimento, $VR = VN \cdot CU = 200$ anni

5.3.3. PARAMETRI DELLA SOLLECITAZIONE SISMICA

Le caratteristiche della sollecitazione sismica e in particolare i PGA sono ottenuti dal sito <http://esse1-gis.mi.ingv.it/> (equivalente alla ricerca in allegato-b delle NTC, 2018).

Nella stessa pagina si ottiene la disaggregazione di ciascun sisma di progetto. Il sisma SLC è riportato nelle tabelle che seguono:

Frequenza annuale di eccedenza	T_R [anni]	PGA (g)		
		16° percentile	50° percentile	84° percentile
0.0004	2475	0.4115	0.4584	0.5233
0.0010	975	0.3052	0.3407	0.3682
0.0021	475	0.2397	0.2672	0.2856
0.0050	201	0.1751	0.1919	0.2046
0.0071	140	0.1524	0.1646	0.1766
0.0099	101	0.1321	0.1426	0.1547
0.0139	72	0.1122	0.1222	0.1334
0.0199	50	0.0928	0.1032	0.1125
0.0332	30	0.0685	0.0785	0.0871

Tabella 7- PGA

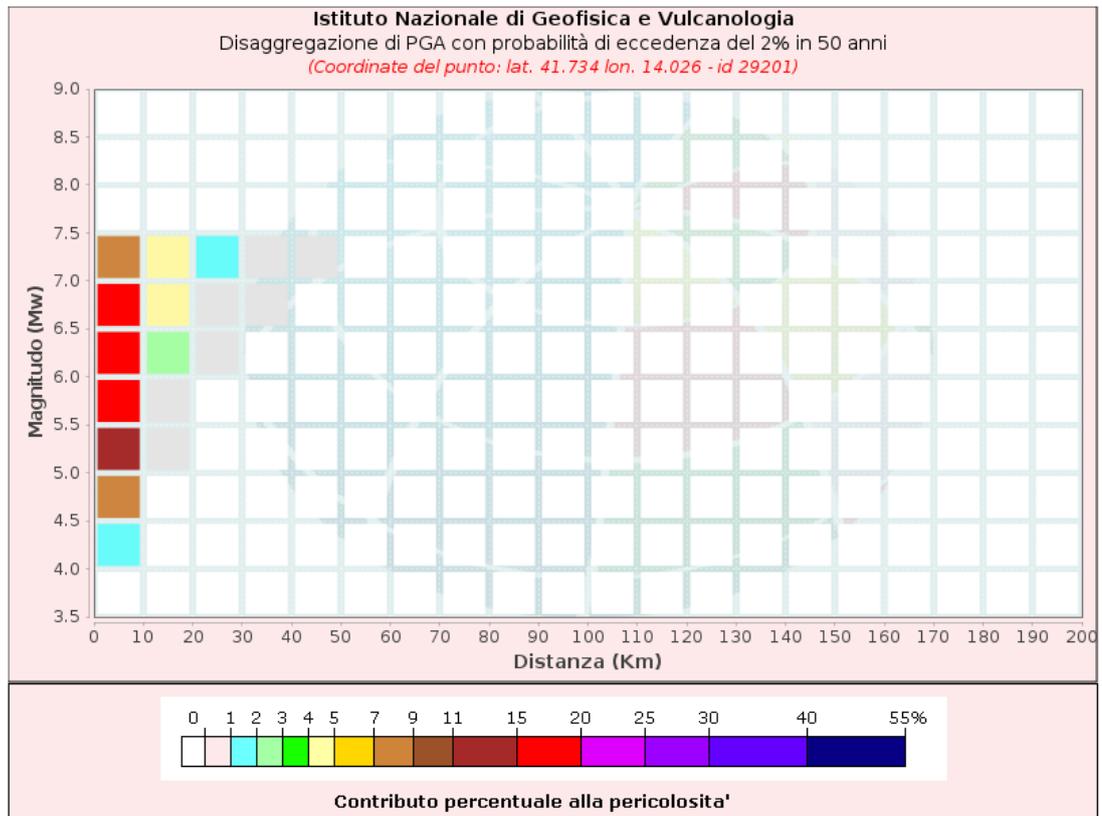


Figura 5-4 – Disaggregazione di PGA

**Disaggregazione di PGA con probabilità di eccedenza del 2% in 50 anni
(Coordinate del punto: lat. 41.734 lon. 14.026 - id 29201)**

Distanza (Km)	Magnitudo (Mw)										
	3.5-4.0	4.0-4.5	4.5-5.0	5.0-5.5	5.5-6.0	6.0-6.5	6.5-7.0	7.0-7.5	7.5-8.0	8.0-8.5	8.5-9.0
0-10	0.000	1.960	8.900	14.80	18.50	18.30	15.00	7.710	0.00	0.00	0.00
10-20	0.00	0.00	0.00	0.041	0.917	2.930	4.960	4.170	0.00	0.00	0.00
20-30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.035	0.626	1.100	0.00	0.00	0.00
30-40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	.0067	0.131	0.00	0.00	0.00
40-50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000	0.0007	0.00	0.00	0.00
50-60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
60-70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
70-80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
80-90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
90-100	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
100-110	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
110-120	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
120-130	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
130-140	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
140-150	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
150-160	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
160-170	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
170-180	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
180-190	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
190-200	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Tabella 8- Disaggregazione di PGA

Valori Medi

Magnitudo	Distanza	Epsilon
6.06	5.87	1.3

Tabella 9- Valore Medi Distanza e Magnitudo

La relazione tra picco di accelerazione PGA e picco di velocità PGV si ottiene come indicato nel seguito (Power, et al., 1996).

Moment magnitude (M_w)	Ratio of peak ground velocity (cm/s) to peak ground acceleration (g)		
	Source-to-site distance (km)		
	0-20	20-50	50-100
<i>Rock^a</i>			
6.5	66	76	86
7.5	97	109	97
8.5	127	140	152
<i>Stiff soil^a</i>			
6.5	94	102	109
7.5	140	127	155
8.5	180	188	193
<i>Soft soil^a</i>			
6.5	140	132	142
7.5	208	165	201
8.5	269	244	251

^a In this table, the sediment types represent the following shear wave velocity ranges: rock ≥ 750 m/s; stiff soil is 200-750 m/s; and soft soil < 200 m/s. The relationship between peak ground velocity and peak ground acceleration is less certain in soft soils.

Figura 5-5 Rapporti tra picco di velocità e picco di accelerazione alla superficie per roccia e terreno secondo (Power, et al., 1996)

5.3.4. TABELLA RIASSUNTIVA DELLA SISMICITA' DELLA ZONA

STATO LIMITE		unità	SLO	SLD	SLV	SLC
Frequenza annuale di eccedenza	PV_R	[-]	0.0083	0.005	0.0005	0.0004
Periodo di riferimento	V_R	[anni]	120	201	1898	2475
Probabilità in 200 anni		%	81	63	10	8
Probabilità in 50 anni		%	34	22	3	2
Peak Ground Acceleration	PGA 16° perc.	[g]	0,1425	0,1751	0,3461	0,4115
	PGA 50° perc.	[g]	0,1539	0,1919	0,3860	0,4584
	PGA 84° perc.	[g]	0,1659	0,2046	0,4279	0,5233
Disaggregazione di PGA						
Magnitudo	M	[Mw]	5	5	6	6
Distanza	D	[km]	11	10	6	6
Peak ground velocity	PGV 16° perc.	[m/s]	0,0941	0,1156	0,2284	0,2716
	PGV 50° perc.	[m/s]	0,1016	0,1267	0,2547	0,3025
	PGV 84° perc.	[m/s]	0,1095	0,1350	0,2824	0,3454

Tabella 10- Riassunto Della Sismicità Della Zona

5.3.5. VALUTAZIONE DELLA RISPOSTA DELL'AMMASSO

Tenuto conto che la determinazione delle accelerazioni è fatta per lo strato superficiale, mentre le gallerie sono in profondità, i valori ottenuti con il procedimento sopra descritto sono stati corretti in base alla seguente tabella:

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

Figura 5-6 Rapporti tra movimento del suolo in profondità e movimento sulla superficie del suolo secondo (Power, et al., 1996)

Le deformazioni del suolo sono modellate secondo la seguente tabella che considera le deformazioni in campo libero

Table 5
Strain and curvature due to body and surface waves (after St. John and Zahrah, 1987)

Wave type	Longitudinal strain	Normal strain	Shear strain	Curvature
<i>P-wave</i>	$e_l = \frac{V_P}{C_P} \cos^2 \phi$	$e_n = \frac{V_P}{C_P} \sin^2 \phi$	$\gamma = \frac{V_P}{C_P} \sin \phi \cos \phi$	$\frac{1}{\rho} = \frac{a_P}{C_P^2} \sin \phi \cos^2 \phi$
	$e_{lm} = \frac{V_P}{C_P}$ for $\phi = 0^\circ$	$e_{ln} = \frac{V_P}{C_P}$ for $\phi = 90^\circ$	$\gamma_m = \frac{V_P}{2C_P}$ for $\phi = 45^\circ$	$\frac{1}{\rho_{max}} = 0.385 \frac{a_P}{C_P^2}$ for $\phi = 35^\circ 16'$
<i>S-wave</i>	$e_l = \frac{V_S}{C_S} \sin \phi \cos \phi$	$e_n = \frac{V_S}{C_S} \sin \phi \cos \phi$	$\gamma = \frac{V_S}{C_S} \cos^2 \phi$	$K = \frac{a_S}{C_S^2} \cos^3 \phi$
	$e_{lm} = \frac{V_S}{2C_S}$ for $\phi = 45^\circ$	$e_{nm} = \frac{V_S}{2C_S}$ for $\phi = 45^\circ$	$\gamma_m = \frac{V_S}{C_S}$ for $\phi = 0^\circ$	$K_m = \frac{a_S}{C_S^2}$ for $\phi = 0^\circ$
<i>Rayleigh wave</i> Compressional component	$e_l = \frac{V_{RP}}{C_R} \cos^2 \phi$	$e_n = \frac{V_{RP}}{C_R} \sin^2 \phi$	$\gamma = \frac{V_{RP}}{C_R} \sin \phi \cos \phi$	$K = \frac{a_{RP}}{C_R^2} \sin \phi \cos^2 \phi$
	$e_{lm} = \frac{V_{RP}}{C_R}$ for $\phi = 0^\circ$	$e_{nm} = \frac{V_{RP}}{C_R}$ for $\phi = 90^\circ$	$\gamma_m = \frac{V_{RP}}{2C_R}$ for $\phi = 45^\circ$	$K_m = 0.385 \frac{a_{RP}}{C_R^2}$ for $\phi = 35^\circ 16'$
Shear component		$e_n = \frac{V_{RS}}{C_R} \sin \phi$	$\gamma = \frac{V_{RS}}{C_R} \cos \phi$	$K = \frac{a_{RS}}{C_R^2} \cos^2 \phi$
		$e_{nm} = \frac{V_{RS}}{C_R}$ for $\phi = 90^\circ$	$\gamma_m = \frac{V_{RS}}{C_R}$ for $\phi = 0^\circ$	$K_m = \frac{a_{RS}}{C_R^2}$ for $\phi = 0^\circ$

The Poisson's ratio and dynamic modulus of a soil deposit can be computed from measured P- and S-wave propagation velocities in an elastic medium: $\nu_m = \frac{1}{2} \frac{(C_p/C_s)^2 - 2}{(C_p/C_s)^2 - 1}$ or C_p
 $= \sqrt{\frac{2(1-\nu_m)}{(1-\nu_m)} C_s}$; $E_m = \rho C_p^2 \frac{(1+\nu_m)(1-2\nu_m)}{(1-\nu_m)}$; and $G_m = \rho C_s^2$, respectively.

Figura 5-7 Deformazioni in campo libero (Hashash, et al., 2001)

5.4. COMBINAZIONE DELLE AZIONI

5.4.1. CARICHI PERMANENTI

a) permanenti (G): azioni che agiscono durante tutta la vita nominale di progetto della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è molto lenta e di modesta entità:

- peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo) (G1);

- peso proprio di tutti gli elementi non strutturali (G2);

- spostamenti e deformazioni impressi, incluso il ritiro;

- pre-sollecitazione (P).

Le azioni (G1) per i carichi permanenti sono:

G_{GR} - Sforzi generati dalla roccia.

G_{HG} - Pressione nelle condotte con la centrale in generazione.

G_{HB} - Pressione nelle condotte con la centrale in pompaggio

G_{H0} - Pressione nelle condotte con la centrale a riposo

G_{HF1} - Pressione esterna prodotta per effetto del livello freatico pre-progetto

G_{HF2} - Pressione esterna prodotta per effetto del livello freatico in presenza della centrale

5.4.2. CARICHI VARIABILI

Non ci sono carichi variabili

5.4.3. CARICHI ECCEZIONALI

Carichi eccezionali (A): le azioni che si verificano solo eccezionalmente nel corso della vita nominale della struttura ed in particolare l'incremento di spinta dell'acqua in condizioni di massimo invaso

A_{HTG} - Sforzo idraulico prodotto dalla chiusura brusca della centrale in generazione.

A_{HTB} - Sforzo idraulico prodotto dalla chiusura brusca della centrale in pompaggio.

5.4.4. AZIONI SISMICHE

Stati limite di esercizio (SLE)

E_{SLO} – Azione sismica associata allo Stato Limite di Operatività.

E_{SLD} – Azione sismica associata allo Stato Limite di Danno.

Stati limite ultimi (SLU)

E_{SLV} – Azione sismica associata allo Stato Limite di salvaguardia della Vita.

E_{SLC} – Azione sismica associata allo Stato Limite di prevenzione del Collasso

5.4.5. COMBINAZIONE FONDAMENTALE

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

[2.5.1]

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Nella Tab. 2.6.I il significato dei simboli è il seguente:

γ_{G1} coefficiente parziale dei carichi permanenti G_1 ;

γ_{G2} coefficiente parziale dei carichi permanenti non strutturali G_2 ;

γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili Q.

ID	GGR	GHP1	GHP2	GHG	GHB	GHO	ID	GGR	GHP1	GHP2	GHG	GHB	GHO
EQU							A1						
1	0,9	0,9	0	0,9	0	0	49	1	1	0	1	0	0
2	0,9	0,9	0	1,1	0	0	50	1	1	0	1,3	0	0
3	0,9	1,1	0	0,9	0	0	51	1	1,3	0	1	0	0
4	0,9	1,1	0	1,1	0	0	52	1	1,3	0	1,3	0	0
5	1,1	0,9	0	0,9	0	0	53	1,3	1	0	1	0	0
6	1,1	0,9	0	1,1	0	0	54	1,3	1	0	1,3	0	0
7	1,1	1,1	0	0,9	0	0	55	1,3	1,3	0	1	0	0
8	1,1	1,1	0	1,1	0	0	56	1,3	1,3	0	1,3	0	0
9	0,9	0	0,9	0,9	0	0	57	1	0	1	1	0	0
10	0,9	0	0,9	1,1	0	0	58	1	0	1	1,3	0	0
11	0,9	0	1,1	0,9	0	0	59	1	0	1,3	1	0	0
12	0,9	0	1,1	1,1	0	0	60	1	0	1,3	1,3	0	0
13	1,1	0	0,9	0,9	0	0	61	1,3	0	1	1	0	0
14	1,1	0	0,9	1,1	0	0	62	1,3	0	1	1,3	0	0
15	1,1	0	1,1	0,9	0	0	63	1,3	0	1,3	1	0	0
16	1,1	0	1,1	1,1	0	0	64	1,3	0	1,3	1,3	0	0
17	0,9	0,9	0	0	0,9	0	65	1	1	0	0	1	0
18	0,9	0,9	0	0	1,1	0	66	1	1	0	0	1,3	0

19	0,9	1,1	0	0	0,9	0	67	1	1,3	0	0	1	0
20	0,9	1,1	0	0	1,1	0	68	1	1,3	0	0	1,3	0
21	1,1	0,9	0	0	0,9	0	69	1,3	1	0	0	1	0
22	1,1	0,9	0	0	1,1	0	70	1,3	1	0	0	1,3	0
23	1,1	1,1	0	0	0,9	0	71	1,3	1,3	0	0	1	0
24	1,1	1,1	0	0	1,1	0	72	1,3	1,3	0	0	1,3	0
25	0,9	0	0,9	0	0,9	0	73	1	0	1	0	1	0
26	0,9	0	0,9	0	1,1	0	74	1	0	1	0	1,3	0
27	0,9	0	1,1	0	0,9	0	75	1	0	1,3	0	1	0
28	0,9	0	1,1	0	1,1	0	76	1	0	1,3	0	1,3	0
29	1,1	0	0,9	0	0,9	0	77	1,3	0	1	0	1	0
30	1,1	0	0,9	0	1,1	0	78	1,3	0	1	0	1,3	0
31	1,1	0	1,1	0	0,9	0	79	1,3	0	1,3	0	1	0
32	1,1	0	1,1	0	1,1	0	80	1,3	0	1,3	0	1,3	0
33	0,9	0,9	0	0	0	0,9	81	1	1	0	0	0	1
34	0,9	0,9	0	0	0	1,1	82	1	1	0	0	0	1,3
35	0,9	1,1	0	0	0	0,9	83	1	1,3	0	0	0	1
36	0,9	1,1	0	0	0	1,1	84	1	1,3	0	0	0	1,3
37	1,1	0,9	0	0	0	0,9	85	1,3	1	0	0	0	1
38	1,1	0,9	0	0	0	1,1	86	1,3	1	0	0	0	1,3
39	1,1	1,1	0	0	0	0,9	87	1,3	1,3	0	0	0	1
40	1,1	1,1	0	0	0	1,1	88	1,3	1,3	0	0	0	1,3
41	0,9	0	0,9	0	0	0,9	89	1	0	1	0	0	1
42	0,9	0	0,9	0	0	1,1	90	1	0	1	0	0	1,3
43	0,9	0	1,1	0	0	0,9	91	1	0	1,3	0	0	1
44	0,9	0	1,1	0	0	1,1	92	1	0	1,3	0	0	1,3
45	1,1	0	0,9	0	0	0,9	93	1,3	0	1	0	0	1
46	1,1	0	0,9	0	0	1,1	94	1,3	0	1	0	0	1,3
47	1,1	0	1,1	0	0	0,9	95	1,3	0	1,3	0	0	1
48	1,1	0	1,1	0	0	1,1	96	1,3	0	1,3	0	0	1,3

Tabella 11 – Combinazione Fondamentale – SLU

5.4.6. COMBINAZIONE CARATTERISTICA, FREQUENTE E QUASI PERMANENTE - SLE

In assenza dei carichi Q, queste tre combinazioni risultano essere identiche:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.2]$$

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.3]$$

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.4]$$

ID	G _{GR}	G _{HF1}	G _{HF2}	G _{HG}	G _{HB}	G _{HO}
1	1	1	0	1	0	0
2	1	0	1	1	0	0
3	0	1	0	1	0	0
4	0	0	1	1	0	0
5	1	1	0	0	1	0
6	1	0	1	0	1	0
7	0	1	0	0	1	0
8	0	0	1	0	1	0
9	1	1	0	0	0	1
10	1	0	1	0	0	1
11	0	1	0	0	0	1
12	0	0	1	0	0	1
13	1	1	0	0	0	0
14	1	0	1	0	0	0
15	0	1	0	0	0	0
16	0	0	1	0	0	0
17	1	1	0	0	0	0
18	1	0	1	0	0	0
19	0	1	0	0	0	0
20	0	0	1	0	0	0

Tabella 12 - Combinazioni di esercizio

5.4.7. COMBINAZIONE SISMICA DI ESERCIZIO - SLE

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

[2.5.5]

ID	G _{GR}	G _{HF1}	G _{HF2}	G _{HG}	G _{HB}	G _{HO}	ESLO	ESLD	ID	G _{GR}	G _{HF1}	G _{HF2}	G _{HG}	G _{HB}	G _{HO}	ESLO	ESLD
21	1	1	0	1	0	0	1	0	41	1	1	0	0	0	1	0	1
22	1	0	1	1	0	0	1	0	42	1	0	1	0	0	1	0	1
23	0	1	0	1	0	0	1	0	43	0	1	0	0	0	1	0	1
24	0	0	1	1	0	0	1	0	44	0	0	1	0	0	1	0	1
25	1	1	0	1	0	0	0	1	45	1	1	0	0	0	0	1	0
26	1	0	1	1	0	0	0	1	46	1	0	1	0	0	0	1	0
27	0	1	0	1	0	0	0	1	47	0	1	0	0	0	0	1	0
28	0	0	1	1	0	0	0	1	48	0	0	1	0	0	0	1	0
29	1	1	0	0	1	0	1	0	49	1	1	0	0	0	0	0	1
30	1	0	1	0	1	0	1	0	50	1	0	1	0	0	0	0	1
31	0	1	0	0	1	0	1	0	51	0	1	0	0	0	0	0	1
32	0	0	1	0	1	0	1	0	52	0	0	1	0	0	0	0	1
33	1	1	0	0	1	0	0	1	53	1	1	0	0	0	0	1	0
34	1	0	1	0	1	0	0	1	54	1	0	1	0	0	0	1	0
35	0	1	0	0	1	0	0	1	55	0	1	0	0	0	0	1	0
36	0	0	1	0	1	0	0	1	56	0	0	1	0	0	0	1	0
37	1	1	0	0	0	1	1	0	57	1	1	0	0	0	0	0	1
38	1	0	1	0	0	1	1	0	58	1	0	1	0	0	0	0	1

39	0	1	0	0	0	1	1	0	59	0	1	0	0	0	0	0	1
40	0	0	1	0	0	1	1	0	60	0	0	1	0	0	0	0	1

Tabella 13 - Combinazione sismica di esercizio

5.4.8. COMBINAZIONE SISMICA ULTIMA - SLU

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.5]$$

ID	GGR	GHF1	GHF2	GHG	GHB	GHO	ESLV	ESLC	ID	GGR	GHF1	GHF2	GHG	GHB	GHO	ESLV	ESLC
1	1	1	0	1	0	0	1	0	21	1	1	0	0	0	1	0	1
2	1	0	1	1	0	0	1	0	22	1	0	1	0	0	1	0	1
3	0	1	0	1	0	0	1	0	23	0	1	0	0	0	1	0	1
4	0	0	1	1	0	0	1	0	24	0	0	1	0	0	1	0	1
5	1	1	0	1	0	0	0	1	25	1	1	0	0	0	0	1	0
6	1	0	1	1	0	0	0	1	26	1	0	1	0	0	0	1	0
7	0	1	0	1	0	0	0	1	27	0	1	0	0	0	0	1	0
8	0	0	1	1	0	0	0	1	28	0	0	1	0	0	0	1	0
9	1	1	0	0	1	0	1	0	29	1	1	0	0	0	0	0	1
10	1	0	1	0	1	0	1	0	30	1	0	1	0	0	0	0	1
11	0	1	0	0	1	0	1	0	31	0	1	0	0	0	0	0	1
12	0	0	1	0	1	0	1	0	32	0	0	1	0	0	0	0	1
13	1	1	0	0	1	0	0	1	33	1	1	0	0	0	0	1	0
14	1	0	1	0	1	0	0	1	34	1	0	1	0	0	0	1	0
15	0	1	0	0	1	0	0	1	35	0	1	0	0	0	0	1	0
16	0	0	1	0	1	0	0	1	36	0	0	1	0	0	0	1	0
17	1	1	0	0	0	1	1	0	37	1	1	0	0	0	0	0	1
18	1	0	1	0	0	1	1	0	38	1	0	1	0	0	0	0	1
19	0	1	0	0	0	1	1	0	39	0	1	0	0	0	0	0	1
20	0	0	1	0	0	1	1	0	40	0	0	1	0	0	0	0	1

Tabella 14 - Combinazione sismica ultima

5.4.9. COMBINAZIONE ECCEZIONALE - SLU

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.6]$$

ID	GGR	GHF1	GHF2	GHG	GHB	GHO	AHTG	AHTB
1	1	1	0	1	0	0	1	0
2	0	1	0	1	0	0	1	0
3	1	0	1	1	0	0	1	0
4	0	0	1	1	0	0	1	0
5	1	1	0	0	1	0	0	1
6	0	1	0	0	1	0	0	1
7	1	0	1	0	1	0	0	1
8	0	0	1	0	1	0	0	1

Tabella 15 - Combinazione Eccezionale

6. MODELLI DI CALCOLO PER LA DETERMINAZIONI DELLE SOLLECITAZIONI SUI RIVESTIMENTI DI TUNNEL E POZZI

6.1. ANALISI CONDOTTE

Le analisi condotte hanno incluso sia modelli che considerano il comportamento dell'ammasso roccioso, sia analisi che considerano la stabilità strutturale dei blocchi rocciosi identificati dalla combinazione dei sistemi di giunto.

Il calcolo di stabilità dell'ammasso è stato in ogni caso condotto secondo il modello Convergenza-Confinamento che consiste nella stima dei carichi sul rivestimento finale, in base al livello di deformazioni e relativi sforzi, che si vengono a stabilire nella roccia in funzione della sequenza e della tempistica di installazione dei supporti temporanei e permanenti a valle dello scavo. In pratica, si determina la quota da assegnare ai sostegni temporanei se necessari, in base alla distanza dal fronte di scavo a cui vengono installati. Si assume poi che una quota parte di tale sforzo si trasmetta nel lungo termine al rivestimento finale, come risultato della ridistribuzione di sforzo.

Sono stati impiegati sia modelli analitici che modelli agli elementi finiti, eseguiti con il programma SR2.0 di Rocscience.

Per il calcolo della stabilità strutturale del cavo sono stati impiegati modelli di stabilità all'equilibrio limite, di cunei o diedri creati dall'intersezione reciproca di piani di discontinuità intercettati dalla superficie di scavo.

6.2. ANALISI DELL'AMMASSO CON MODELLI ANALITICI

6.2.1. DESCRIZIONE DEI MODELLI

Il modello considerato in questo report risponde integralmente a quello descritto in (Carranza-Torres & Fairhurst, 2000). Da questa analisi si ottiene il carico di equilibrio per il quale il rivestimento primario deve sostenere per stabilizzare l'avanzamento.

Il modello resistente della roccia è quello di Hoek-Brown generalizzato.

Un modello più semplice che presuppone un comportamento elastico lineare della roccia, anch'esso utilizzato in questo rapporto si trova in: (Panet et al, 2001).

I tre componenti fondamentali della Convergenza-Confinamento sono (i) il Profilo di Deformazione Longitudinale (LDP) (ii) la Curva di Reazione del Suolo (GRC) e (iii) la Curva Caratteristica di Supporto (SCC).

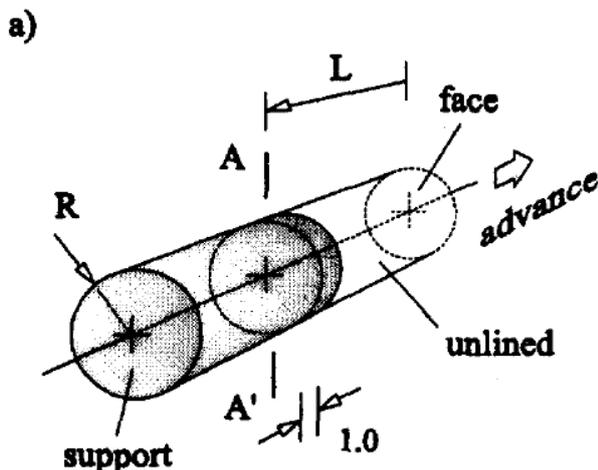


Figura 6-1 – Rappresentazione del modello di Convergenza-Confinamento in avanzamento (Carranza-Torres & Fairhurst, 2000)

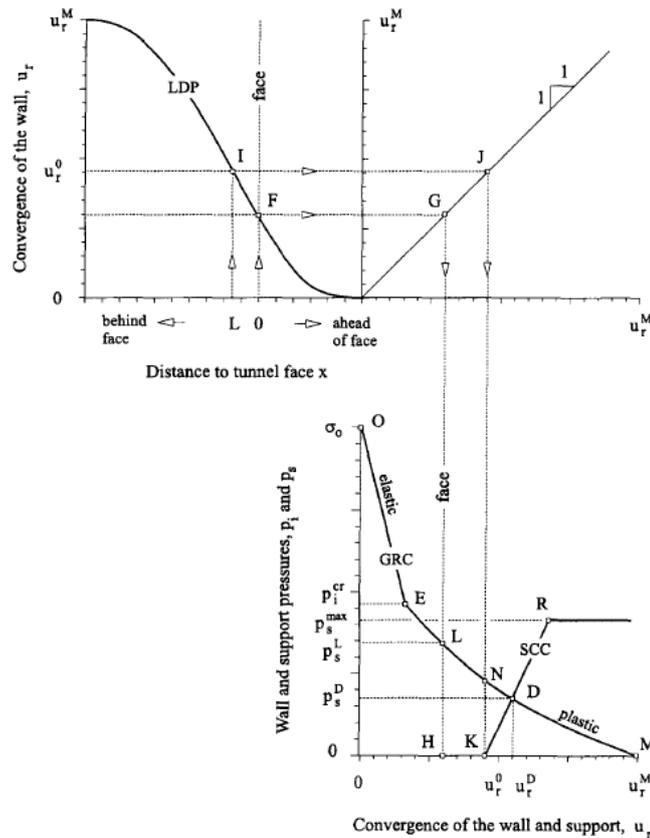


Figure 3. Schematic representation of the Longitudinal Deformation Profile (LDP), Ground Reaction Curve (GRC) and Support Characteristic Curve (SCC).

Figura 6-2 – Rappresentazione di LDP, GRC e SCC (Carranza-Torres & Fairhurst, 2000)

6.2.2. MODELLO REOLOGICO

Nel suo stato geostatico indisturbato (solido infinito) la roccia, in questo modello semplificato, è sottoposta ad una pressione p_c , uniforme e costante nel tempo. In questa condizione geostatica, sia la molla che l'elemento Kelvin sono compressi, come mostrato nella Figura 6-3. Quando il tunnel viene scavato, questa pressione viene annullata e la molla R_0 si espande. D'altra parte, l'elemento Kelvin, che ha bisogno di tempo per deformarsi, non si deforma immediatamente, come mostrato in figura. In genere, il rivestimento in calcestruzzo viene costruito in tempi rapidi, rispetto a quanto richiesto dalla reologia della roccia, per cui risulta inizialmente poco caricato senza che si sviluppi ancora una pressione al contatto calcestruzzo-terreno. Il rivestimento è indicato nella figura con il gruppo R della molla e l'ammortizzatore variabile del modello della serie di calcestruzzo.

Quindi, con il passare del tempo, l'elemento Kelvin si allunga gradualmente, mentre la molla R_0 ed entrambi gli elementi del modello della serie R vengono accorciati. P indica la pressione generata al contatto calcestruzzo-terreno per un tempo $t > 0$. (Puppo & Bertero, s.d.)

Nella presente trattazione semplificata, si assume che la quota del carico di equilibrio determinato per il sostegno primario, che viene trasferita al rivestimento finale sia 0,25 per la roccia calcarea e 0,5 per il Flysch. $P_{reol} = P_{eq} * F_{reol}$

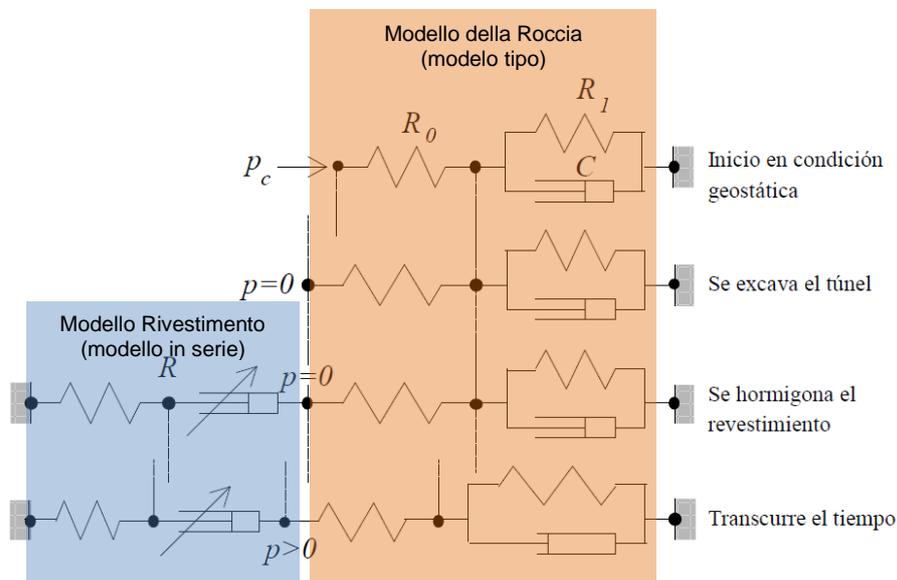


Figura 6-3 – Modello reologico dell'insieme roccia-rivestimento (Puppo & Bertero, s.d.)

6.2.3. MODELLI ELASTICI

La pressione P_{reol} trasmessa al rivestimento finale a tempo infinito rappresenta la massima pressione possibile su un rivestimento installato ad una distanza L dalla parte anteriore.

Se si considera che la pressione di equilibrio sia uniforme attorno al rivestimento, la grandezza della tensione normale sul rivestimento può essere facilmente calcolata poiché $N = P_{reol} * R_t$, dove R_t = raggio del rivestimento, e non ci sono stati momenti di flessione o forze di taglio.

Nel lavoro sviluppato da (Ranken, et al., 1978) i modelli sono definiti per determinare la risposta completa del rivestimento, cioè le distribuzioni delle azioni, i momenti flettenti, le forze di taglio e gli spostamenti attorno al rivestimento, per $K_0 \neq 1$.

Per il caso in studio, viene adottato il modello a piastra sottile senza scorrimento tra rivestimento primario (sostegni dello scavo) e secondario (rivestimento finale). Di seguito sono riportate le equazioni utilizzate per il calcolo delle sollecitazioni prodotte dallo scavo.

B.3 SOLUTION NO. 3 : EXCAVATION LOADING - NO SLIPPAGE CONDITION - THIN LINER

B.3.1 EXTERNAL PRESSURES ACTING ON LINER

$$P_r = \left(\frac{\gamma H}{2}\right) \{ (1 + K_o) [1 - L_n^*] - (1 - K_o) [1 + 3J_n^* - 2N_n^*] \cos 2\theta \}$$

$$F_{r\theta} = \left(\frac{\gamma H}{2}\right) \{ (1 - K_o) [1 - 3J_n^* + N_n^*] \sin 2\theta \}$$

B.3.2 LINER DISPLACEMENTS

$$u_\ell = \left(\frac{\gamma H a}{2}\right) \left(\frac{1 + \nu_m}{E_m}\right) \{ (1 + K_o) [L_n^*] - (1 - K_o) (F) [1 + J_n^* - N_n^*] \cos 2\theta \}$$

$$v_\ell = \left(\frac{\gamma H a}{2}\right) \left(\frac{1 + \nu_m}{E_m}\right) \{ (1 - K_o) [J_n^* + (1 - 2\nu_m) N_n^*] \sin 2\theta \}$$

B.3.3 LINER THRUST, SHEAR, AND MOMENTS

$$T = \left(\frac{\gamma H a}{2}\right) \{ (1 + K_o) [1 - L_n^*] + (1 - K_o) [1 - J_n^*] \cos 2\theta \}$$

$$V = -\left(\frac{\gamma H a}{2}\right) \{ (1 - K_o) [1 + J_n^* - N_n^*] \sin 2\theta \}$$

$$M = \left(\frac{\gamma H a^2}{2}\right) \{ (1 + K_o) \left[\frac{L_n^*}{6F}\right] + \frac{1}{2} (1 - K_o) [1 + J_n^* - N_n^*] \cos 2\theta \}$$

B.3.4 GROUND MASS STRESSES AND DISPLACEMENTS

$$\sigma_{rm} = \left(\frac{\gamma H}{2}\right) \{ (1 + K_o) \left[1 - L_n^* \left(\frac{a}{r}\right)^2\right] - (1 - K_o) \left[1 + 3J_n^* \left(\frac{a}{r}\right)^4 - 2N_n^* \left(\frac{a}{r}\right)^2\right] \cos 2\theta \}$$

Figura 6-4 – Equazioni per le sollecitazioni sulla roccia (Ranken, et al., 1978)

406

$$\sigma_m = \left(\frac{YH}{2}\right) \left\{ (1 + K_o) \left[1 + L_n^* \left(\frac{a}{r}\right)^2 \right] + (1 - K_o) \left[1 + 3J_n^* \left(\frac{a}{r}\right)^4 \right] \cos 2\theta \right\}$$

$$\tau_{r\theta m} = \left(\frac{YH}{2}\right) \left\{ (1 - K_o) \left[1 - 3J_n^* \left(\frac{a}{r}\right)^4 + N_n^* \left(\frac{a}{r}\right)^2 \right] \sin 2\theta \right\}$$

$$u_m = \left(\frac{YHr}{2}\right) \left(\frac{1 + \nu_m}{E_m}\right) \left\{ (1 + K_o) \left[L_n^* \left(\frac{a}{r}\right)^2 \right] + \right. \\ \left. + (1 - K_o) \left[J_n^* \left(\frac{a}{r}\right)^4 - 2(1 - \nu_m) N_n^* \left(\frac{a}{r}\right)^2 \right] \cos 2\theta \right\}$$

$$v_m = \left(\frac{YHr}{2}\right) \left(\frac{1 + \nu_m}{E_m}\right) \left\{ (1 - K_o) \left[J_n^* \left(\frac{a}{r}\right)^4 + (1 - 2\nu_m) N_n^* \left(\frac{a}{r}\right)^2 \right] \sin 2\theta \right\}$$

B.3.5 CONSTANTS

$$L_n^* = \frac{(1 - 2\nu_m)C}{1 + (1 - 2\nu_m)C}$$

$$J_n^* = \frac{[2\nu_m + (1 - 2\nu_m)C]F + (1 - \nu_m)(1 - 2\nu_m)C}{[(3 - 2\nu_m) + (1 - 2\nu_m)C]F + \frac{1}{2}(5 - 6\nu_m)(1 - 2\nu_m)C + (6 - 8\nu_m)}$$

$$N_n^* = \frac{[3 + 2(1 - 2\nu_m)C]F + \frac{1}{2}(1 - 2\nu_m)C}{[(3 - 2\nu_m) + (1 - 2\nu_m)C]F + \frac{1}{2}(5 - 6\nu_m)(1 - 2\nu_m)C + (6 - 8\nu_m)}$$

Expressions for C and F are given on page 338 in Appendix A. Positive sign conventions are illustrated in Fig. A.4 of Appendix A.

Figura 6-5 – Equazioni per le sollecitazioni sulla roccia (Ranken, et al., 1978)

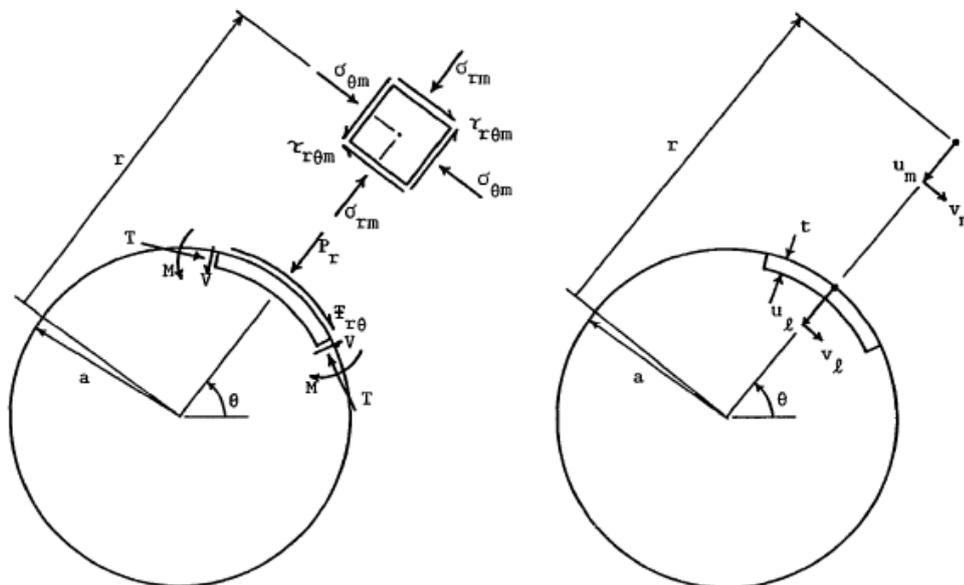


FIGURE A.4 POSITIVE SIGN CONVENTIONS - "THIN LINER" SOLUTIONS

Figura 6-6 – Convenzione di segno (Ranken, et al., 1978)

6.3. ANALISI DELL'AMMASSO CON MODELLI AGLI ELEMENTI FINITI

Sono state condotte alcune analisi agli elementi finiti con il programma RS2.0, di Rocscience. Il programma consente di modellare gli effetti delle fasi e l'interazione prodotta dall'inserimento dei rinforzi.

La resistenza è stata modellata in termini di Hoek-Brown generalizzato.

Questo tipo di modellazione è stato in genere impiegato per raffinare l'analisi sui sostegni di prima fase, in quanto più aderente alle condizioni di carico e interazione.

6.4. ANALISI STRUTTURALE DELLA STABILITA' DI CUNEI DI ROCCIA

Le analisi si suddividono in una parte qualitativa, analisi cinematica, e una parte quantitativa, in cui viene applicato l'equilibrio limite per la stabilità dei blocchi lungo le superficie di giunto.

Nell'analisi cinematica, si analizzano qualitativamente su uno stereogramma le possibilità di movimento di blocchi di roccia isolati dall'intersezione di due o più famiglie di giunti con le superfici di scavo, la cui orientazione cambia all'interno del cavo (calotta reni, arco rovescio, fronti) oltre che con l'asse di scavo. Come resistenza si adotta un valore di angolo d'attrito medio. Questa analisi è stata eseguita con il Programma DIPS di Rocscience.

In un secondo momento è stato determinato il coefficiente di sicurezza minimo per la stabilità di tali blocchi. Il programma impiegato, Unwedge di Rocscience, permette di tenere conto non solo della resistenza lungo i giunti, ma anche della dimensione dei blocchi potenzialmente instabili.

Il modello di resistenza lungo i giunti adottato in queste analisi è quello di Barton-Bandis. Il programma inoltre consente di prendere in considerazione tutti i giunti rilevati, ottenere dei cunei dalla loro combinazione e calcolarne il coefficiente di sicurezza.

Con un successivo affinamento, si scartano i blocchi le cui dimensioni non sono compatibili

con la frequenza e persistenza delle discontinuità rilevate e si ottiene una mappatura dei fattori di sicurezza in funzione delle dimensioni dei blocchi.

Il programma infine consente di definire la pressione equivalente che garantisca il fattore di sicurezza necessario, o verifica gli effetti dell'inserimento di un sistema di supporto (ancoraggi, calcestruzzo spruzzato, centine).

6.5. MODELLO DI COMPORTAMENTO PER UN'AZIONE SISMICA

Il modello nel seguito descritto fa riferimento al punto 5.3 DOMANDA SISMICA. Il passaggio dell'onda sismica genera una distorsione angolare del terreno ovalizzando la struttura.

Nel terreno non perforato la deformazione massima è $\frac{\Delta d}{d} = \frac{\gamma_{max}}{2}$.

Considerando il terreno scavato $\frac{\Delta d}{d} = 2 \gamma_{max} (1 - \nu_m)$ (Hashash, et al., 2001).

Considerando il comportamento strutturale del rivestimento, gli sforzi attesi sono:

$$N_{max} = \pm \frac{1}{6} K_1 \frac{E_m}{(1 + \nu_m)} r \gamma_{max} \quad \text{Eq. 1 - (Eq 22 de (Hashash, et al., 2001))}$$

$$M_{max} = \pm \frac{1}{6} K_1 \frac{E_m}{(1 + \nu_m)} r^2 \gamma_{max} \quad \text{Eq. 2 - (Eq 23 de (Hashash, et al., 2001))}$$

$$K_1 = \frac{12(1 - \nu_m)}{2F + 5 - 6\nu_m} \quad \text{Eq. 3 - (Eq 24 de (Hashash, et al., 2001))}$$

$$C = \frac{E_m (1 - \nu_l^2) r}{E_l t (1 + \nu_m)(1 - 2\nu_m)} \quad \text{Eq. 4 - (Eq 19 de (Hashash, et al., 2001))}$$

$$F = \frac{E_m (1 - \nu_l^2) r^3}{6 E_l I (1 + \nu_m)} \quad \text{Eq. 5 - (Eq 20 de (Hashash, et al., 2001))}$$

Dove il pedice "l" si riferisce al rivestimento (lining) e il pedice m al centro, in questo caso la roccia.

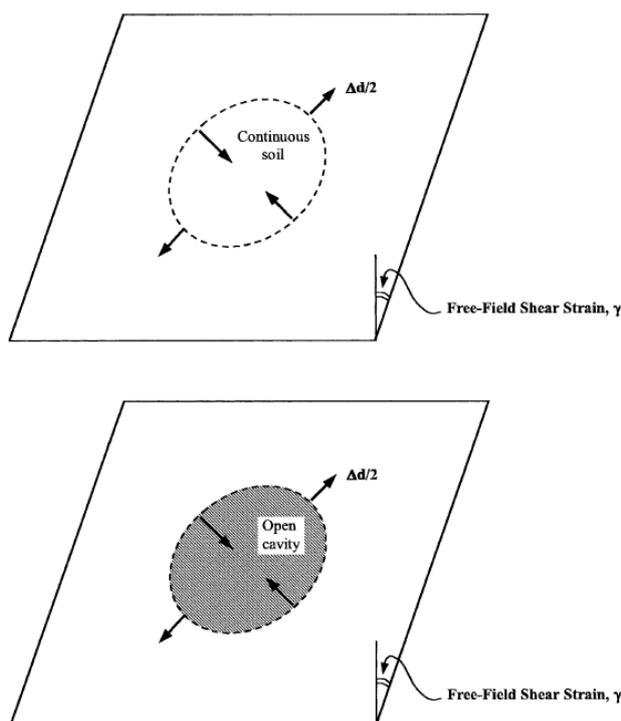


Figura 6-7 – Deformazione in campo libero di terreni con cavità e senza cavità (Hashash, et al., 2001)

7. MODELLI PER IL CALCESTRUZZO ARMATO

7.1.1. RESISTENZA FLESSIONALE IN PRESENZA E IN ASSENZA DI SFORZO ASSIALE

In base ai modelli resistenti indicati nelle NTC 2018, ossia per il calcestruzzo $f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c$ e per l'acciaio $f_{cd} = f_{yk} / \gamma_s$, si applicano i seguenti coefficienti:

	Nessuna riduzione	Combinazioni Permanenti	Combinazioni eccezionali
α_{cc}	1 [4.3.3]	0.85 [4.1.2.1.1.1]	0.85
γ_c	1 [4.3.3]	1.5 [4.1.2.1.1.1]	1 [4.3.3]
f_{yk}	1 [4.3.3]	1.15 [4.1.2.1.1.3]	1.15

Tabella 16- Coefficienti Calcestruzzo Armato

4.1.2.1.1 Resistenze di progetto dei materiali

4.1.2.1.1.1 Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo

Per il calcestruzzo la resistenza di progetto a compressione, f_{cd} , è:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c \quad [4.1.3]$$

dove:

α_{cc} è il coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata;

γ_c è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo;

f_{ck} è la resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo a 28 giorni.

Il coefficiente γ_c è pari ad 1,5.

Il coefficiente α_{cc} è pari a 0,85.

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori minori di 50 mm, la resistenza di progetto a compressione va ridotta a $0,80 f_{cd}$.

Il coefficiente γ_c può essere ridotto da 1,5 a 1,4 per produzioni continuative di elementi o strutture, soggette a controllo continuativo del calcestruzzo dal quale risulti un coefficiente di variazione (rapporto tra scarto quadratico medio e valor medio) della resistenza non superiore al 10%. Le suddette produzioni devono essere inserite in un sistema di qualità di cui al § 11.8.3.

4.1.2.1.1.2 Resistenza di progetto a trazione del calcestruzzo

La resistenza di progetto a trazione, f_{ctd} , vale:

$$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c \quad [4.1.4]$$

dove:

γ_c è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo già definito al § 4.1.2.1.1.1;

f_{ctk} è la resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo (§ 11.2.10.2).

Il coefficiente γ_c assume il valore 1,5.

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori minori di 50 mm, la resistenza di progetto a trazione va ridotta a $0,80 f_{ctd}$.

Il coefficiente γ_c può essere ridotto, da 1,5 a 1,4 nei casi specificati al § 4.1.2.1.1.1.

4.1.2.1.1.3 Resistenza di progetto dell'acciaio

La resistenza di progetto dell'acciaio f_{yd} è riferita alla tensione di snervamento ed il suo valore è dato da:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s \quad [4.1.5]$$

dove:

γ_s è il coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio;

f_{yk} per armatura ordinaria è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio (§ 11.3.2), per armature da precompressione è la tensione convenzionale caratteristica di snervamento data, a seconda del tipo di prodotto, da f_{pyk} (barre), $f_{p(0,1)k}$ (fili), $f_{p(1)k}$ (tre-foli e trecce); si veda in proposito la Tab. 11.3.VIII.

Il coefficiente γ_s assume sempre, per tutti i tipi di acciaio, il valore 1,15.

4.3.3. RESISTENZE DI PROGETTO

La resistenza di progetto dei materiali f_d è definita mediante l'espressione:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M} \quad [4.3.6]$$

dove f_k è la resistenza caratteristica del materiale.

In particolare, nelle verifiche agli stati limite ultimi si assume γ_M pari a :

γ_C (calcestruzzo) = 1,5 ;

γ_A (acciaio da carpenteria) = 1,05 ;

γ_S (acciaio da armatura) = 1,15 ;

γ_V (connessioni) = 1,25 .

Nelle verifiche agli stati limite di esercizio si assume $\gamma_M = 1$.

Nelle verifiche in situazioni di progetto eccezionali si assume $\gamma_M = 1$.

Si assumono per i differenti materiali (acciaio da carpenteria, lamiera grecata, acciaio da armatura, calcestruzzo, ecc.) le resistenze caratteristiche f_k definite nel Capitolo 11 delle presenti norme. Nella presente sezione si indicano con f_{yk} , f_{sk} , f_{pk} e f_{ck} , rispettivamente, le resistenze caratteristiche dell'acciaio strutturale, delle barre d'armatura, della lamiera grecata e del calcestruzzo.

8. MODELLI PER L'ACCIAIO STRUTTURALE

8.1. APPROCCIO

In base ai modelli resistente indicati in NTC-2018 capitolo 4.2:

4.2.4.1 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI

4.2.4.1.1 Resistenza di progetto

La resistenza di progetto delle membrature R_d si pone nella forma:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_M} \quad [4.2.3]$$

dove:

R_k è il valore caratteristico della resistenza (trazione, compressione, flessione, taglio e torsione) della membratura, determinata dai valori caratteristici delle resistenze dei materiali f_{yk} e dalle caratteristiche geometriche degli elementi strutturali, dipendenti dalla classe della sezione.

γ_M è il fattore parziale globale relativo al modello di resistenza adottato.

Nel caso in cui si abbiano elementi con sezioni di classe 4 può farsi riferimento alle caratteristiche geometriche "efficaci", area efficace A_{eff} , modulo di resistenza efficace W_{eff} , modulo di inerzia efficace J_{eff} , valutati seguendo il procedimento indicato in UNI EN 1993-1-5. Nel caso di elementi strutturali formati a freddo e lamiere sottili, per valutare le caratteristiche "efficaci" si può fare riferimento a quanto indicato in UNI EN1993-1-3. In alternativa al metodo delle caratteristiche geometriche efficaci si potrà utilizzare il metodo delle tensioni ridotte, indicato in UNI EN 1993-1-5.

Per le verifiche di resistenza delle sezioni delle membrature, con riferimento ai modelli di resistenza esposti nella presente normativa ed utilizzando acciai dal grado S 235 al grado S 460 di cui al § 11.3, si adottano i fattori parziali γ_{M0} e γ_{M2} indicati nella Tab. 4.2.VII. Il coefficiente di sicurezza γ_{M2} , in particolare, deve essere impiegato qualora si eseguano verifiche di elementi tesi nelle zone di unione delle membrature indebolite dai fori.

Per valutare la stabilità degli elementi strutturali compressi, inflessi e presso-inflessi, si utilizza il coefficiente parziale di sicurezza γ_{M1} indicato nella seguente tabella.

Tab. 4.2.VII - Coefficienti di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità

Resistenza delle Sezioni di Classe 1-2-3-4	$\gamma_{M0} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature	$\gamma_{M1} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature di ponti stradali e ferroviari	$\gamma_{M1} = 1,10$
Resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese (indebolite dai fori)	$\gamma_{M2} = 1,25$

8.2. RESISTENZA AMMISSIBILE

4.2.4.1.2 Resistenza delle membrature

Per la verifica delle travi la resistenza di progetto da considerare dipende dalla classificazione delle sezioni.

La verifica in campo elastico è ammessa per tutti i tipi di sezione, con l'avvertenza di tener conto degli effetti di instabilità locale per le sezioni di classe 4.

Le verifiche in campo elastico, per gli stati di sforzo piani tipici delle travi, si eseguono con riferimento al seguente criterio:

$$\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{z,Ed}^2 - \sigma_{x,Ed} \sigma_{z,Ed} + 3 \tau_{Ed}^2 \leq \left(f_{yk} / \gamma_{M0} \right)^2 \quad [4.2.4]$$

dove:

$\sigma_{x,Ed}$ è il valore di progetto della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione parallela all'asse della membratura;

$\sigma_{z,Ed}$ è il valore di progetto della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione ortogonale all'asse della membratura;

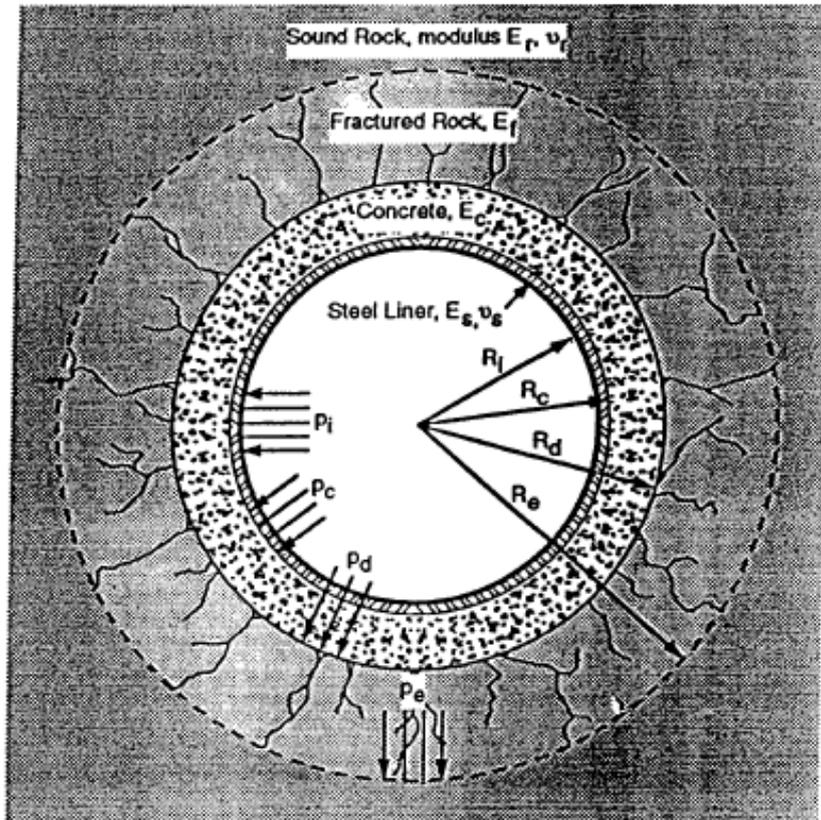
τ_{Ed} è il valore di progetto della tensione tangenziale nel punto in esame, agente nel piano della sezione della membratura.

8.3. PROGETTAZIONE DI RIVESTIMENTI IN ACCIAIO PER PRESSIONE INTERNA

In roccia tenera, il rivestimento in acciaio dovrebbe essere progettato per la pressione interna netta, ossia la pressione interna massima meno la minima pressione esterna dovuta alla piezometrica. Quando la massa rocciosa è robusta e confinata, si può presumere che la pressione sul rivestimento (acciaio + calcestruzzo) si trasferisca quasi integralmente sulla roccia attorno al cavo. Il riquadro 9-3 mostra un metodo di calcolo analizzando l'interazione tra un rivestimento in acciaio, cemento, e una zona di roccia fratturata o danneggiata e una roccia sana considerando il divario tra l'acciaio e il calcestruzzo causato dagli effetti della

temperatura. Se la condotta in acciaio è dotata di irrigidimenti esterni, l'area degli irrigidimenti dovrebbe essere inclusa nell'analisi per pressione interna.

Box 9-3. Interaction Between Steel Liner, Concrete and Rock



1. Assume concrete and fractured rock are cracked; then

$$p_c R_c = p_d R_d = p_e R_e;$$

$$p_d = p_c R_c / R_d; p_c = p_e R_c / R_e$$

2. Steel lining carries pressure $p_i - p_c$ and sustains radial displacement

$$\Delta s = (p_i - p_c) R_i^2 (1 - \nu_s^2) / (t E_s)$$

3. $\Delta s = \Delta k + \Delta c + \Delta d + \Delta e$, where

$$\Delta k = \text{radial temperature gap} = C_s \Delta T R_i \quad (C_s = 6.5 \cdot 10^{-6} / ^\circ\text{F})$$

$$\Delta c = \text{compression of concrete} = (p_c R_c / E_c) \ln (R_d / R_c)$$

$$\Delta d = \text{compression of fractured rock} = (p_c R_c / E_f) \ln (R_e / R_d)$$

$$\Delta e = \text{compression of intact rock} = (p_c R_c / E_r) (1 + \nu_r)$$

4. Hence

$$p_c = (p_i R_i^2 (1 - \nu_s^2) / t E_s - C_s \Delta T R_i) / (R_i^2 (1 - \nu_s^2) / t E_s + (R_c / E_c) \ln (R_d / R_c) + (R_c / E_f) \ln (R_e / R_d) + R_c (1 + \nu_r) / E_r)$$

Figura 8-1 – interazione rivestimento metallico, calcestruzzo e roccia

8.4. INSTABILITÀ LOCALE DI SOSTEGNO METALLICO

Nel caso della Condotta forzata, che è rivestita in acciaio, l'instabilità locale sarà verificata secondo la procedura descritta in (EM 1110-2-2901, 1997) 9-5. *Design of Permanent Steel Linings*.

La differenza di pressione che genera instabilità si verifica con e senza irrigidimento.

8.4.1. L'ANALISI DI JACOBSEN

L'analisi di Jacobsen viene utilizzata per la verifica senza irrigidimento.

La determinazione della pressione critica di deformazione esterna per rivestimento cilindrico in acciaio senza gli irrigidimenti usando il metodo di Jacobsen richiedono la soluzione di tre equazioni non lineari simultanee con tre incognite. È, tuttavia, un metodo di progettazione preferito poiché, nella maggior parte dei casi, produce valori più aderenti alla realtà, rispetto al metodo di Amstutz. Una soluzione delle equazioni di Jacobsen che utilizzano MathCad è mostrata nel riquadro sottostante.

Le tre equazioni con tre incognite α , β e p le analisi di Jacobsen sono:

$$r/t = \frac{\sqrt{[(9\pi^2/4 \beta^2) - 1] [\pi - \alpha + \beta (\sin \alpha / \sin \beta)^2]}}{12 (\sin \alpha / \sin \beta)^3 [\alpha - (\pi \Delta/r) - \beta (\sin \alpha / \sin \beta) [1 + \tan^2(\alpha - \beta)/4]]} \quad (9-24)$$

$$p/E^* = \frac{(9/4) (\pi/\beta)^2 - 1}{12 (r/t)^3 (\sin \alpha / \sin \beta)^3} \quad (9-25)$$

$$\sigma_j/E^* = (t/2r) [1 - (\sin \beta / \sin \alpha)] + (pr \sin \alpha / E^* t \sin \beta) \left[1 + \frac{4\beta r \sin \alpha \tan(\alpha - \beta)}{\pi t \sin \beta} \right] \quad (9-26)$$

8.4.2. LA FORMULA DI ROARK

Per la verifica con irrigidimento viene utilizzata l'analisi di Roark:

$$P_{\sigma} = \frac{0.807 E_s t^2}{L_1 R_1} 4 \sqrt{\left(\frac{1}{1 - \nu^2} \right)^3} \frac{t^2}{R_1^2} \quad (9-32)$$

where

E = modulus of elasticity of steel

t = thickness of the liner

R_1 = radius to the inside of the liner

ν = Poisson's ratio for steel

L_1 = spacing of anchors (stiffeners)