



**Politecnico  
di Torino**

**Corso di laurea in Ingegneria Civile**

**Anno Accademico 2023/2024**

**Tesi di Laurea Magistrale**

**Analisi dei fenomeni di degrado nelle gallerie esistenti**

**Relatori**

Prof.ssa Monica Barbero

Prof. Fabrizio Barpi

**Candidato**

Danilo Iuliano 279689

**Tutor aziendale**

Ing. Domenico Parisi



# Abstract

La valutazione dello stato di salute delle opere infrastrutturali della rete stradale italiana rappresenta ad oggi uno dei temi principali di cui università e società di ingegneria si stanno occupando. A seguito di alcuni incidenti che hanno interessato ponti, viadotti e gallerie in esercizio e considerando che la maggior parte delle opere sono prossime al raggiungimento della vita utile, con il parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici n.29/2022 sono state pubblicate le Linee guida per la classificazione e la gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio delle gallerie esistenti [1] che integrandosi con le normative esistenti pone le basi per l'ottimizzazione delle ispezioni e degli interventi di manutenzione sulle gallerie stradali.

La presente tesi si colloca a valle delle operazioni di ispezione e valutazione del rischio e tratta principalmente gli aspetti progettuali relativi alla messa in sicurezza delle gallerie.

Verrà presentata una panoramica sulle linee guida dove verranno riassunte tutte le fasi principali dell'approccio multilivello.

Successivamente verranno illustrati i principali fenomeni di degrado per il calcestruzzo e l'ammasso roccioso presenti in letteratura e alcune indicazioni sulla valutazione degli effetti strutturali dei fenomeni.

Seguirà una parte inerente alla modellazione numerica dei fenomeni di degrado, tramite l'implementazione di una semplice legge. Lo scopo principale sarà quello di realizzare un modello numerico per valutare l'evoluzione delle condizioni di equilibrio della struttura nel tempo ed inserendo l'opera in contesti geologici differenti.

La parte finale dell'elaborato consisterà nella realizzazione delle verifiche di sicurezza in condizioni statiche e sismiche che permetteranno di quantificare l'evoluzione del fattore di sicurezza della galleria nel tempo in alcune sezioni critiche della struttura.

# Sommario

1. Introduzione.....	1
2. Linee guida per la classificazione e la gestione del rischio, la valutazione della sicurezza e il monitoraggio delle gallerie esistenti .....	3
2.1. Introduzione alle linee guida.....	3
2.2. Livello 0 .....	6
2.3. Livello 1 .....	7
2.4. Livello 2 .....	7
2.4.1. Classe di attenzione strutturale globale e geotecnica .....	9
2.4.2. Classe di attenzione strutturale locale .....	10
2.4.3. Classe di attenzione stradale.....	10
2.4.4. Classe di attenzione geologica associata al rischio frane .....	11
2.4.5. Classe di attenzione sismica .....	11
2.4.6. Classe di attenzione idraulica .....	12
2.4.7. Definizione della classe di attenzione complessiva.....	12
2.5. Livelli 3 e 4.....	12
2.5.1. Valutazioni strutturali globali e geotecniche.....	13
2.5.2. Valutazioni strutturali e locali del rivestimento .....	18
2.5.3. Valutazione della sovrastruttura stradale .....	18
2.5.4. Valutazione instabilità lungo la galleria e agli imbocchi.....	18
2.5.5. Valutazione idraulica .....	20
3. Fenomeni di degrado nelle gallerie esistenti .....	21
3.1. Fenomeni di degrado del calcestruzzo.....	24
3.1.1. Dilavamento da calcio (calcium leaching) .....	25
3.1.2. Corrosione per effetto dei sali disgelanti .....	28
3.1.3. Attacco solfatico .....	31
3.1.4. Reazione alcali-aggregati.....	39
3.2. Fenomeni di degrado dell'ammasso roccioso .....	42

3.2.1.	Ageing .....	43
3.2.2.	Weathering.....	44
4.	Modellazione numerica dei fenomeni di degrado .....	47
4.1.	Inquadramento dell'opera .....	48
4.1.1.	Geometria e caratteristiche meccaniche del rivestimento in calcestruzzo .....	48
4.1.2.	Caratteristiche meccaniche dell'ammasso roccioso .....	55
4.2.	Decadimento delle proprietà meccaniche dei materiali a causa del degrado .....	57
4.2.1.	Valutazione dei fenomeni di degrado nel calcestruzzo.....	57
4.2.2.	Valutazione dei fenomeni di degrado nell'ammasso roccioso.....	58
4.3.	Modello strutturale su Straus7 .....	59
4.3.1.	Modellazione degli elementi strutturali.....	59
4.3.2.	Assegnazione delle caratteristiche del materiale al modello.....	67
4.3.3.	Determinazione dei carichi statici .....	69
4.3.4.	Definizione dell'azione sismica.....	72
5.	Risultati della modellazione numerica e verifiche di sicurezza.....	84
5.1.	Risultati della modellazione numerica .....	84
5.1.1.	Ammasso roccioso di buone qualità (Calcare 1) -SLU .....	85
5.1.2.	Ammasso roccioso di qualità mediocre/scadente (Calcare 2) -SLU .....	88
5.1.3.	Ammasso roccioso di qualità scadente/molto scadente (Siltite)-SLU.....	91
5.2.	Verifiche di sicurezza.....	94
5.2.1.	Verifiche SLU.....	95
5.2.2.	Verifiche SLV-full slip .....	103
5.2.3.	Verifiche SLV-real slip.....	110
5.2.4.	Verifiche SLV-no slip.....	117
5.3.	Verifiche di sicurezza considerando una minore riduzione della resistenza a compressione del calcestruzzo .....	123
5.3.1.	Verifiche SLU e SLV .....	124
6.	Modellazione dell'intervento di rinforzo strutturale.....	128

6.1.	Risultati della modellazione numerica dell'intervento di rinforzo strutturale .....	133
6.2.	Verifiche di sicurezza dell'intervento di rinforzo strutturale .....	140
6.2.1.	Verifiche a pressoflessione a breve termine .....	143
6.2.2.	Verifiche a pressoflessione a lungo termine .....	148
6.2.3.	Verifiche a taglio a breve termine .....	153
6.2.4.	Verifiche a taglio a lungo termine .....	155
6.2.5.	Commento ai risultati.....	156
7.	Conclusioni.....	157
	<b>Ringraziamenti</b> .....	163
	<b>Allegato A: Schede di difettosità</b> .....	164

## Indice Figure

Figura 1.	Flusso logico dell'approccio [1]. .....	5
Figura 2.	Schema per la determinazione della classe di attenzione [1] .....	8
Figura 3.	Tabella per la determinazione della classe di attenzione [1]. .....	9
Figura 4.	Schema di calcolo della curva caratteristica [1] .....	15
Figura 5.	Curva caratteristica dello scavo [1] .....	16
Figura 6.	Approccio convergenza-confinamento [1] .....	17
Figura 7.	Trasferimento progressivo del carico dall'ammasso roccioso al supporto [4] .....	22
Figura 8.	Analisi bibliografica dei fenomeni di creep e whatering dell'ammasso roccioso [4] .....	23
Figura 9.	Dilavamento della superficie di un muro di sostegno [15].....	26
Figura 10.	Fenomeni di calcium leaching su alcune gallerie della rete autostradale [4] .....	26
Figura 11.	Zone di esposizione al degrado chimico da sali disgelanti [4] .....	29
Figura 12.	Coefficiente di diffusione dei cloruri per acqua/cemento=0.5 [15].....	30
Figura 13.	Degrado causato dall'attacco solfatico in un canale in c.a. [22] .....	32
Figura 14.	Degrado da attacco solfatico in una galleria del nord Italia [15].....	32
Figura 15.	Schema dell'ingresso dei solfati e formazione di ettringite [16] .....	33
Figura 16.	Modello in scala 1:10 e test sperimentale di un rivestimento di una galleria [16] .....	34
Figura 17.	Confronto tra le curve di capacità della struttura in presenza di attacco solfatico (curva grigia) e in assenza di solfato di sodio (curva nera) [15].....	35

Figura 18. Confronto tra il modello sperimentale (dx) e il modello numerico in termini di penetrazione dei solfai dopo 400 giorni dall'esposizione [16] .....	35
Figura 19. Tabella per la stima del coefficiente di diffusione degli ioni solfato nel calcestruzzo in funzione delle caratteristiche meccaniche dell'ammasso roccioso ( $E/(1-\nu)$ ) e della tasso di degrado ( $R_s$ ) [18].....	37
Figura 20. Aumento di volume degli aggregati a causa della reazione alcali-aggregati [22].....	39
Figura 21. Microfessurazioni da reazione alcali-aggregati.....	40
Figura 22. Pop out da reazione alcali aggregati [15] .....	40
Figura 23. Macrofessurazioni dovute alla reazione alcali-aggregati .....	41
Figura 24. Valori di degradation rate per tipi di roccia [32].....	45
Figura 25. Rivestimento definitivo sezione tipo C (Fonte: Tecne-Systra SWS Advanced Tunneling) .....	48
Figura 26. Rivestimento definitivo sezione tipo C rinforzata (Fonte: Tecne-Systra SWS Advanced Tunneling).....	49
Figura 27. Rivestimento definitivo sezione tipo C .....	50
Figura 28. Rilievo fotografico carotaggi. (Fonte: Tecne-Systra SWS Advanced Tunneling).....	51
Figura 29. Rilievo fotografico carotaggi (Fonte: Tecne-Systra SWS Advanced Tunneling).....	52
Figura 30. Documenti contabilità lavori della galleria (Fonte: Tecne-Systra SWS Advanced Tunneling).....	54
Figura 31. Documenti contabilità lavori della galleria (Fonte: Tecne-Systra SWS Advanced Tunneling).....	54
Figura 32. Modello FEM Straus7 della sezione tipo C della galleria.....	60
Figura 33. Modello FEM Straus7 della sezione tipo C della galleria.....	61
Figura 34. Interfaccia terreno struttura con elementi point contact su Straus7.....	62
Figura 35. Interfaccia assegnazione proprietà dei materiali su Straus7 .....	63
Figura 36. Assegnazione delle proprietà degli elementi point contact su Straus7 per l'ammasso roccioso di buona qualità (Calcare)-arco e piedritti.....	64
Figura 37. Assegnazione delle proprietà degli elementi "point contact" su Straus7 per l'ammasso roccioso di buona qualità (Calcare)-arco rovescio e base dei piedritti .....	65
Figura 38. Assegnazione delle proprietà degli elementi "point contact" su Straus7 per l'ammasso roccioso di qualità mediocre/scadente (Calcare)-arco e piedritti.....	65
Figura 39. Assegnazione delle proprietà degli elementi "point contact" su Straus7 per l'ammasso roccioso di qualità scadente/molto scadente (Calcare)- arco rovescio e base dei piedritti.....	66

Figura 40. Assegnazione delle proprietà degli elementi “point contact” su Straus7 per l’ammasso roccioso di qualità scadente/molto scadente (Siltite) -arco e piedritti .....	66
Figura 41. Assegnazione delle proprietà degli elementi “point contact” su Straus7 per l’ammasso roccioso di qualità scadente/molto scadente (Siltite) - arco rovescio e base dei piedritti.....	67
Figura 42. Interfaccia per l’assegnazione delle proprietà del calcestruzzo su Straus7 .....	67
Figura 43. Fattore di riduzione del modulo elastico nel tempo su Straus7 .....	68
Figura 44. Schema di carico del modello utilizzando il metodo della convergenza-confinamento ..	70
Figura 45. Esempio di impostazioni del solutore pseudotime-applicazione della variazione delle azioni al modello .....	72
Figura 46. Meccanismo di flessione/estensione [33] .....	73
Figura 47. Meccanismo di flessione longitudinale [33].....	73
Figura 48. Meccanismo di Ovalizzazione [33] .....	73
Figura 49. Esempio di applicazione della distorsione al modello [33].....	74
Figura 50. Deformazione e curvatura dovute alle onde di superficie e di volume (Fonte: Hashash et al. (2010) [33]) .....	75
Figura 51. Mappa di sismicità (Fonte: INGV).....	76
Figura 52. Curve di pericolosità per la determinazione della PGA (Fonte: INGV).....	77
Figura 53. Tabella per la determinazione del rapporto tra PGA e PGV [36] .....	78
Figura 54. Fattore di correzione della PGA in funzione della profondità [36] .....	78
Figura 55. Interfaccia terreno struttura in condizioni di completo scorrimento .....	80
Figura 56. Interfaccia terreno struttura in condizioni di scorrimento reale .....	81
Figura 57. Interfaccia terreno struttura in condizioni di scorrimento impedito .....	82
Figura 58. Applicazione della distorsione al modello su Straus7 .....	83
Figura 59. Vettori degli spostamenti per t=0 anni-Calcare 1 .....	85
Figura 60. Tensioni normali lungo l’asse yy (sistema di riferimento locale) per t=0 anni-Calcare 1 .	85
Figura 61. Vettori degli spostamenti per t=50 anni-Calcare 1 .....	86
Figura 62. Tensioni normali lungo l’asse yy (sistema di riferimento locale) per t=50 anni-Calcare 1 .....	86
Figura 63. Vettori degli spostamenti per t=100 anni-Calcare 1 .....	87
Figura 64. Tensioni normali lungo l’asse yy (sistema di riferimento locale) per t=50 anni-Calcare 1 .....	87
Figura 65. Vettori degli spostamenti per t=100 anni-Calcare 2 .....	88
Figura 66. Tensioni normali lungo l’asse yy (sistema di riferimento locale) per t=0 anni-Calcare 2 .	88
Figura 67. Vettori degli spostamenti per t=50 anni-Calcare 2 .....	89

Figura 68. Tensioni normali lungo l'asse yy (sistema di riferimento locale) per t=50 anni-Calcare 2	89
Figura 69. Vettori degli spostamenti per t=100 anni-Calcare 2	90
Figura 70. Tensioni normali lungo l'asse yy (sistema di riferimento locale) per t=100 anni-Calcare 2	90
Figura 71. Vettori degli spostamenti per t=0 anni-Siltstone	91
Figura 72. Tensioni normali lungo l'asse yy (sistema di riferimento locale) per t=0 anni-Siltite	91
Figura 73 -Siltstone	92
Figura 74. Tensioni normali lungo l'asse yy (sistema di riferimento locale) per t=50 anni-Siltite	92
Figura 75. Vettori degli spostamenti per t=100 anni-Siltstone	93
Figura 76. Tensioni normali lungo l'asse yy (sistema di riferimento locale) per t=50 anni-Siltite	93
Figura 77. Risultato dell'integrazione dello sforzo normale (Area [kN]) e momento flettente (Length·Area [kN·m]) per l'ammasso roccioso di buona qualità	96
Figura 78. Risultato dell'integrazione del taglio (Area [kN]) per l'ammasso roccioso di buona qualità	96
Figura 79. Sezione calotta	97
Figura 80. Sezione reni	97
Figura 81. Sezione piedritti	98
Figura 82. Definizione degli Stages di costruzione su Straus7	129
Figura 83. Impostazioni del solutore pseudo time per lo stage "Esistente" (combinazione di carico SLU)	129
Figura 84. Impostazioni del solutore pseudo time per lo stage "IRS" (combinazione di carico SLU)	130
Figura 85. Modello numerico del rivestimento esistente su Straus7-IRS 20 cm	130
Figura 86. Modello numerico con l'installazione dell'intervento di rinforzo strutturale su Straus7-IRS 20 cm	131
Figura 87. Assegnazione delle proprietà all'intervento di ripristino strutturale	131
Figura 88. Fattore di riduzione del modulo elastico nel tempo per il nuovo strato di calcestruzzo su Straus7-IRS 20cm	132
Figura 89. Vettori degli spostamenti per t=50 anni - IRS 10cm	134
Figura 90. Tensioni normali lungo l'asse yy (sistema di riferimento locale) per t=50 anni - IRS 10cm	134
Figura 91. Vettori degli spostamenti per t=100 anni - IRS 10cm	135

Figura 92. Tensioni normali lungo l'asse yy (sistema di riferimento locale) per t=100 anni - IRS 10cm.....	135
Figura 93. Vettori degli spostamenti per t=50 anni - IRS 20cm .....	136
Figura 94. Tensioni normali lungo l'asse yy (sistema di riferimento locale) per t=50 anni - IRS 20cm .....	136
Figura 95. Vettori degli spostamenti per t=100 anni - IRS 20cm .....	137
Figura 96. Tensioni normali lungo l'asse yy (sistema di riferimento locale) per t=100 anni - IRS 20cm.....	137
Figura 97. Vettori degli spostamenti per t=50 anni - IRS 30cm .....	138
Figura 98. Tensioni normali lungo l'asse yy (sistema di riferimento locale) per t=50 anni-IRS 30cm .....	138
Figura 99. Vettori degli spostamenti per t=100 anni - IRS 30cm .....	139
Figura 100. Tensioni normali lungo l'asse yy (sistema di riferimento locale) per t=100 anni-IRS 30cm.....	139
Figura 101. Software per il calcolo dei domini di resistenza a pressoflessione per sezioni composte da due calcestruzzi differenti .....	142
Figura 102. Dominio di interazione per lo SLU calotta a breve termine-IRS 10 cm .....	143
Figura 103. Dominio di interazione per lo SLU rone a breve termine-IRS 10 cm .....	144
Figura 104. Dominio di interazione per lo SLU piedritto a breve termine-IRS 10 cm .....	144
Figura 105. Dominio di interazione per lo SLU calotta a breve termine-IRS 20 cm .....	145
Figura 106. Dominio di interazione per lo SLU rone a breve termine-IRS 20 cm .....	145
Figura 107. Dominio di interazione per lo SLU piedritto a breve termine-IRS 20 cm .....	146
Figura 108. Dominio di interazione per lo SLU calotta a breve termine-IRS 30 cm .....	146
Figura 109. Dominio di interazione per lo SLU rone a breve termine-IRS 30 cm .....	147
Figura 110. Dominio di interazione per lo SLU piedritto a breve termine-IRS 30 cm.....	147
Figura 111. Dominio di interazione per lo SLU calotta a lungo termine-IRS 10 cm .....	148
Figura 112. Dominio di interazione per lo SLU rone a lungo termine-IRS 10 cm.....	149
Figura 113. Dominio di interazione per lo SLU piedritto a lungo termine-IRS 10 cm .....	149
Figura 114. Dominio di interazione per lo SLU calotta a lungo termine-IRS 10 cm .....	150
Figura 115. Dominio di interazione per lo SLU piedritto a lungo termine-IRS 20 cm .....	150
Figura 116. Dominio di interazione per lo SLU piedritto a lungo termine-IRS 20 cm .....	151
Figura 117. Dominio di interazione per lo SLU calotta a lungo termine-IRS 30 cm .....	151
Figura 118. Dominio di interazione per lo SLU piedritto a lungo termine-IRS 30 cm .....	152
Figura 119. Dominio di interazione per lo SLU piedritto a lungo termine-IRS 30 cm .....	152

## Indice Tabelle

Tabella 1. Valori di resistenza ottenuti dalle prove di compressione monoassiale dei provini, calotta+ reni.....	53
Tabella 2.. Valori di resistenza ottenuti dalle prove di compressione monoassiale dei provini, piedritti.....	53
Tabella 3. Resistenza a compressione e modulo elastico del calcestruzzo nel periodo di costruzione .....	55
Tabella 4. Resistenza a compressione e modulo elastico del calcestruzzo a lungo termine (50 anni) .....	55
Tabella 5. Parametri geotecnici degli ammassi rocciosi .....	56
Tabella 6. Caratteristiche meccaniche del rivestimento e parametri della legge di degrado .....	57
Tabella 7. Calcolo dell'evoluzione del modulo elastico del calcestruzzo nel tempo .....	58
Tabella 8. Effetto del wethering sulla riduzione della proprietà meccaniche dell'AR (Ammasso roccioso di buona qualità) .....	59
Tabella 9. Effetto del wethering sulla riduzione della proprietà meccaniche dell'AR (Ammasso roccioso di qualità mediocre scadente) .....	59
Tabella 10. Effetto del wethering sulla riduzione della proprietà meccaniche dell'AR (Ammasso roccioso di qualità scadente/ molto scadente).....	59
Tabella 11. Fattore di riduzione del modulo elastico nel calcestruzzo degradato.....	68
Tabella 12. Determinazione dei carichi statici-Calcare 1.....	71
Tabella 13. Determinazione dei carichi statici-Calcare 2.....	71
Tabella 14. Determinazione dei carichi statici-Siltite .....	71
Tabella 15. Parametri sismici del modello numerico .....	79
Tabella 16 Combinazioni di carico. ....	84
Tabella 17. Modulo elastico e resistenza a compressione media del calcestruzzo in funzione del tempo.....	95
Tabella 18. Caratteristiche delle sollecitazioni per l'ammasso roccioso di buona qualità-SLU.....	98
Tabella 19. Caratteristiche delle sollecitazioni per l'ammasso roccioso di qualità mediocre-SLU...	98
Tabella 20. Caratteristiche delle sollecitazioni per l'ammasso roccioso di qualità scadente/ molto scadente-SLU .....	99
Tabella 21. Verifiche SLU pressoflessione-Calcare 1 t=0 anni.....	99
Tabella 22. Verifiche SLU taglio-Calcare 1 t=0 anni.....	99

Tabella 23. Verifiche SLU pressoflessione-Calcare 1 t=50 anni.....	99
Tabella 24. Verifiche SLU taglio-Calcare 1 t=50 anni.....	99
Tabella 25. Verifiche SLU pressoflessione-Calcare 1 t=100 anni.....	100
Tabella 26. Verifiche SLU taglio-Calcare 1 t=100 anni.....	100
Tabella 27. Verifiche SLU pressoflessione-Calcare 2 t=0 anni.....	101
Tabella 28. Verifiche SLU taglio-Calcare 2 t=0 anni.....	101
Tabella 29. Verifiche SLU pressoflessione-Calcare 2 t=50 anni.....	101
Tabella 30. Verifiche SLU taglio-Calcare 2 t=50 anni.....	101
Tabella 31. Verifiche SLU pressoflessione-Calcare 2 t=100 anni.....	101
Tabella 32. Verifiche SLU taglio-Calcare 2 t=100 anni.....	101
Tabella 33. Verifiche SLU pressoflessione-Siltite t=0 anni .....	102
Tabella 34. Verifiche SLU taglio-Siltite t=0 anni.....	102
Tabella 35. Verifiche SLU pressoflessione-Siltite t=50 anni .....	102
Tabella 36. Verifiche SLU taglio-Siltite t=50 anni.....	102
Tabella 37. Verifiche SLU pressoflessione-Siltite t=100 anni .....	102
Tabella 38. Verifiche SLU taglio-Siltite t=100 anni.....	102
Tabella 39. Caratteristiche delle sollecitazioni per l'ammasso roccioso di buona qualità-SLV full slip.....	103
Tabella 40. Caratteristiche delle sollecitazioni per l'ammasso roccioso di qualità mediocre-SLV full slip.....	103
Tabella 41. Caratteristiche delle sollecitazioni per l'ammasso roccioso di qualità scadente/ molto scadente-SLV full slip .....	104
Tabella 42. Verifiche SLV pressoflessione-Calcare 1 t=0 anni .....	104
Tabella 43. Verifiche SLV taglio-Calcare 1 t=0 anni .....	104
Tabella 44. Verifiche SLV pressoflessione-Calcare 1 t=50 anni .....	104
Tabella 45. Verifiche SLV taglio-Calcare 1 t=50 anni .....	105
Tabella 46. Verifiche SLV pressoflessione-Calcare 1 t=100 anni.....	105
Tabella 47. Verifiche SLV taglio-Calcare 1 t=100 anni .....	105
Tabella 48. Verifiche SLV pressoflessione-Calcare 2 t=0 anni .....	106
Tabella 49. Verifiche SLV taglio-Calcare 2 t=0 anni .....	106
Tabella 50. Verifiche SLV pressoflessione-Calcare 2 t=50 anni .....	106
Tabella 51. Verifiche SLV taglio-Calcare 2 t=50 anni .....	106
Tabella 52. Verifiche SLV pressoflessione-Calcare 2 t=100 anni.....	107
Tabella 53. Verifiche SLV taglio-Calcare 2 t=100 anni .....	107

Tabella 54. Verifiche SLV pressoflessione-Siltite t=0 anni.....	108
Tabella 55. Verifiche SLV taglio-Siltite t=0 anni.....	108
Tabella 56. Verifiche SLV pressoflessione-Siltite t=50 anni.....	108
Tabella 57. Verifiche SLV taglio-Siltite t=50 anni.....	108
Tabella 58. Verifiche SLV pressoflessione-Siltite t=100 anni.....	109
Tabella 59. Verifiche SLV taglio-Siltite t=100 anni.....	109
Tabella 60. Caratteristiche delle sollecitazioni per l'ammasso roccioso di buona qualità-SLV real slip.....	110
Tabella 61. Caratteristiche delle sollecitazioni per l'ammasso roccioso di qualità mediocre-SLV real slip.....	110
Tabella 62. Caratteristiche delle sollecitazioni per l'ammasso roccioso di qualità scadente/ molto scadente-SLV real slip.....	110
Tabella 63. Verifiche SLV pressoflessione-Calcare 1 t=0 anni.....	111
Tabella 64. Verifiche SLV taglio-Calcare 1 t=0 anni.....	111
Tabella 65. Verifiche SLV pressoflessione-Calcare 1 t=50 anni.....	111
Tabella 66. Verifiche SLV taglio-Calcare 1 t=50 anni.....	111
Tabella 67. Verifiche SLV pressoflessione-Calcare 1 t=100 anni.....	112
Tabella 68. Verifiche SLV taglio-Calcare 1 t=100 anni.....	112
Tabella 69. Verifiche SLV pressoflessione-Calcare 2 t=0 anni.....	113
Tabella 70. Verifiche SLV taglio-Calcare 2 t=0 anni.....	113
Tabella 71. Verifiche SLV pressoflessione-Calcare 2 t=50 anni.....	113
Tabella 72. Verifiche SLV taglio-Calcare 2 t=50 anni.....	113
Tabella 73. Verifiche SLV pressoflessione-Calcare 2 t=100 anni.....	114
Tabella 74. Verifiche SLV taglio-Calcare 2 t=100 anni.....	114
Tabella 75. Verifiche SLV pressoflessione-Siltite t=0 anni.....	115
Tabella 76. Verifiche SLV taglio-Siltite t=0 anni.....	115
Tabella 77. Verifiche SLV pressoflessione-Siltite t=50 anni.....	115
Tabella 78. Verifiche SLV taglio-Siltite t=50 anni.....	115
Tabella 79. Verifiche SLV pressoflessione-Siltite t=100 anni.....	116
Tabella 80. Verifiche SLV taglio-Siltite t 100 anni.....	116
Tabella 81. Caratteristiche delle sollecitazioni per l'ammasso roccioso di buona qualità-SLV full slip.....	117
Tabella 82. Caratteristiche delle sollecitazioni per l'ammasso roccioso di qualità mediocre-SLV full slip.....	117

Tabella 83. Caratteristiche delle sollecitazioni per l'ammasso roccioso di qualità scadente/ molto scadente-SLV full slip .....	117
Tabella 84. Verifiche SLV pressoflessione-Calcare 1 t=0 anni .....	118
Tabella 85. Verifiche SLV taglio-Calcare 1 t=0 anni .....	118
Tabella 86. Verifiche SLV pressoflessione-Calcare 1 t=50 anni .....	118
Tabella 87. Verifiche SLV taglio-Calcare 1 t=50 anni .....	118
Tabella 88. Verifiche SLV pressoflessione-Calcare 1 t=100 anni .....	119
Tabella 89. Verifiche SLV taglio-Calcare 1 t=100 anni .....	119
Tabella 90. Verifiche SLV pressoflessione-Calcare 2 t=0 anni .....	120
Tabella 91. Verifiche SLV taglio-Calcare 2 t=0 anni .....	120
Tabella 92. Verifiche SLV pressoflessione-Calcare 2 t=50 anni .....	120
Tabella 93. Verifiche SLV taglio-Calcare 2 t=50 anni .....	120
Tabella 94. Verifiche SLV pressoflessione-Calcare 2 t=100 anni .....	121
Tabella 95. Verifiche SLV taglio-Calcare 2 t=100 anni .....	121
Tabella 96. Verifiche SLV pressoflessione-Siltite t=0 anni.....	122
Tabella 97. Verifiche SLV taglio-Siltite t=0 anni.....	122
Tabella 98. Verifiche SLV pressoflessione-Siltite t=50 anni.....	122
Tabella 99. Verifiche SLV taglio-Siltite t=50 anni.....	122
Tabella 100. Verifiche SLV pressoflessione-Siltite t=100 anni.....	123
Tabella 101. Verifiche SLV taglio-Siltite t=100 anni.....	123
Tabella 102. Valori di resistenza a compressione media e caratteristica del calcestruzzo considerando un livello di degrado minore.....	123
Tabella 103. Verifiche SLU pressoflessione-Calcare 2 t=50 anni.....	124
Tabella 104. Verifiche SLU taglio-Calcare 2 t=50 anni.....	124
Tabella 105. Verifiche SLV full slip pressoflessione-Calcare 2 t=50 anni.....	124
Tabella 106. Verifiche SLV full slip taglio-Calcare 2 t=50 anni.....	125
Tabella 107. Verifiche SLV real slip pressoflessione-Calcare 2 t=50 anni .....	125
Tabella 108. Verifiche SLV real slip taglio-Calcare 2 t=50 anni.....	125
Tabella 109. Verifiche SLV no slip pressoflessione-Calcare 2 t=50 anni .....	125
Tabella 110. Verifiche SLV no slip taglio-Calcare 2 t=50 anni.....	126
Tabella 111. Verifiche SLU pressoflessione-Calcare 2 t=100 anni.....	126
Tabella 112. Verifiche SLU taglio-Calcare 2 t=100 anni .....	126
Tabella 113. Verifiche SLV full slip pressoflessione-Calcare 2 t=100 anni.....	126
Tabella 114. Verifiche SLV full slip taglio-Calcare 2 t=100 anni .....	126

Tabella 115. Verifiche SLV real slip pressoflessione-Calcare 2 t=100 anni .....	127
Tabella 116. Verifiche SLV real slip taglio-Calcare 2 t=100 anni.....	127
Tabella 117. Verifiche SLV no slip pressoflessione-Calcare 2 t=100 anni .....	127
Tabella 118. Verifiche SLV no slip taglio-Calcare 2 t=100 anni.....	127
Tabella 119. Fattore di riduzione del modulo elastico per l'intervento di ripristino strutturale-IRS 20 cm.....	132
Tabella 120. Proprietà meccaniche del nuovo calcestruzzo.....	140
Tabella 121. Sollecitazioni SLU-IRS 10 cm.....	141
Tabella 122. Sollecitazioni SLU- IRS 20 cm.....	141
Tabella 123. Sollecitazioni SLU- IRS 30 cm.....	141
Tabella 124. Calcolo della resistenza a compressione del calcestruzzo a breve termine-IRS 10 cm .....	153
Tabella 125. Calcolo della resistenza a compressione del calcestruzzo a breve termine-IRS 20 cm .....	154
Tabella 126. Calcolo della resistenza a compressione del calcestruzzo a breve termine-IRS 30 cm .....	154
Tabella 127. Verifiche a taglio per elementi non armati SLU a breve termine-IRS 10 cm .....	154
Tabella 128. Verifiche a taglio per elementi non armati SLU a breve termine-IRS 20 cm .....	154
Tabella 129. Verifiche a taglio per elementi non armati SLU a breve termine-IRS 30 cm .....	154
Tabella 130. Calcolo della resistenza a compressione del calcestruzzo a lungo termine-IRS 10 cm .....	155
Tabella 131. Calcolo della resistenza a compressione del calcestruzzo a lungo termine-IRS 20 cm .....	155
Tabella 132. Calcolo della resistenza a compressione del calcestruzzo a lungo termine-IRS 30 cm .....	155
Tabella 133. Verifiche a taglio per elementi non armati SLU a lungo termine-IRS 10 cm .....	155
Tabella 134. Verifiche a taglio per elementi non armati SLU a lungo termine-IRS 20 .....	156
Tabella 135. Verifiche a taglio per elementi non armati SLU a lungo termine-IRS 30 cm .....	156

# 1. Introduzione

La tesi nasce a seguito di una collaborazione tra il Politecnico di Torino e la società Tecne-Systra SWS Advanced Tunneling, con lo scopo di fornire una panoramica sui fenomeni di degrado che possono influenzare e precludere la stabilità di una galleria autostradale nel corso della propria vita utile.

Le Linee guida per la classificazione e la gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio delle gallerie esistenti [1], sono uno strumento fondamentale per la gestione delle opere e per la pianificazione degli interventi di manutenzione attraverso una classificazione “risk-based”. Tale classificazione inizia con il censimento delle opere fino all’assegnazione di una classe di attenzione a cui potrà seguire una pianificazione dei piani di sorveglianza e degli interventi di manutenzione.

Tecne-Systra SWS è una società nata dalla collaborazione tra Tecne del gruppo ASPI e Systra SWS il cui core business è rappresentato dalla progettazione di opere in sotterraneo, con particolare focus sulle gallerie esistenti. La società gioca un ruolo chiave nell’ambito dell’assessment delle gallerie e rappresenta un importante polo di progettazione dove vengono studiate e progettate soluzioni di rinnovo per le diverse gallerie a partire dai dati raccolti durante le ispezioni periodiche realizzate da società esterne.

L’obiettivo principale dell’elaborato sarà quello di realizzare un modello numerico per cogliere al meglio gli aspetti legati all’avanzamento del degrado nelle strutture dal momento della costruzione ad oggi, ed estendere le analisi oltre la vita utile dell’opera.

Le analisi strutturali verranno realizzate utilizzando il software di calcolo agli elementi finiti Straus7. Il rivestimento della galleria sarà attraverso l’utilizzo di elementi bidimensionali “plate”; il terreno verrà ipotizzato privo di massa e sarà incluso nel modello esclusivamente per l’applicazione dell’azione sismica utilizzando un approccio pseudostatico.

Le sezioni analizzate saranno relative a dei casi studio di gallerie esistenti in calcestruzzo ordinario, risalenti al periodo degli anni 60-70 e quindi prossime al raggiungimento della vita utile di progetto di circa 50 anni. La geometria tipo verrà analizzata in diversi contesti geologici in modo da includere l’influenza della qualità dell’ammasso roccioso e valutarne l’effetto in termini di durabilità al progredire del degrado. In riferimento alle opere analizzate, i fenomeni di degrado che

verranno considerati, saranno esclusivamente quelli di tipo chimico per il calcestruzzo e i fenomeni di weathering per l'ammasso roccioso.

Il solutore utilizzato per le analisi FEM su Straus7 è il "Non Linear Static". Esso permette, attraverso la definizione di step di calcolo chiamati Pseudo Time, di condurre un'analisi al variare del tempo ed associare ad ogni time step, una variazione di proprietà meccaniche del calcestruzzo (dovute ai fenomeni di degrado) e di aumento dei carichi trasmessi da parte dell'ammasso roccioso al rivestimento.

Alle analisi numeriche seguiranno delle verifiche di sicurezza in alcune zone critiche della struttura e verrà valutato il coefficiente di sicurezza al variare del tempo.

La tesi si concluderà con la valutazione di un esempio di intervento di ripristino strutturale tipologico, attraverso una modellazione numerica e le verifiche di sicurezza.

## **2. Linee guida per la classificazione e la gestione del rischio, la valutazione della sicurezza e il monitoraggio delle gallerie esistenti**

### **2.1. Introduzione alle linee guida**

Le linee guida proposte del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici sono uno strumento utile per la gestione del rischio, del monitoraggio e della manutenzione delle gallerie esistenti. Esse presentano la stessa struttura delle linee guida per ponti e viadotti e sono quindi basate su cinque diversi livelli di approfondimento (approccio multilivello) e hanno validità per opere di lunghezza superiore a 200 m. La pianificazione delle attività di censimento, ispezione ed intervento spetta al concessionario o al gestore autostradale e le linee guida hanno lo scopo di indicare i criteri per organizzare le attività.

L'approccio suggerito dalle linee guida si compone principalmente di tre parti:

- censimento e raccolta delle conoscenze pregresse: questa fase comprende la raccolta di informazioni, documentazione e dati disponibili sulle gallerie esistenti, compresi dati di progettazione, costruzione e manutenzione.
- classificazione preliminare del rischio: in questa fase si attribuisce una Classe di Attenzione (CdA) a ciascuna galleria in base a fattori di pericolosità, vulnerabilità ed esposizione. La CdA qualifica il grado di rischio e la tipologia di potenziale pericolo.
- valutazione della sicurezza e monitoraggio: le gallerie con CdA alta sono soggette a valutazioni accurate della sicurezza. Per tutte le gallerie, si pianificano ispezioni periodiche, monitoraggi e verifiche. La CdA è rivalutata periodicamente, e gli interventi di manutenzione sono programmati in base ad essa.

Questi tre punti sono affrontati all'interno di un approccio multilivello basato su livelli di approfondimento progressivi che consentono al gestore/concessionario di definire la priorità e programmare gli interventi in base all'entità del pericolo rilevato durante le diverse fasi di valutazione.

L'approccio multilivello si compone come segue:

- Livello 0: in questa fase vengono raccolte tutte le informazioni ed i documenti relativi alle gallerie stradali esistenti, quali informazioni sulle loro caratteristiche principali e la documentazione disponibile. Queste informazioni possono essere integrate con dati raccolti da rilievi e prove già effettuati in passato. Lo scopo è quello di ottenere un'indicazione sul

grado di conoscenza delle gallerie e di individuare i potenziali pericoli e di organizzare quindi le ispezioni del livello 1.

- Livello 1: basato sui risultati del Livello 0, prevede ispezioni iniziali delle strutture delle gallerie atte a valutare lo stato di conservazione delle strutture, inclusi il rivestimento e altri elementi strutturali e non strutturali, unitamente alle caratteristiche geomorfologiche, idrogeologiche ed idrauliche dell'area circostante alla galleria. Nel caso vengano riscontrate condizioni di potenziale rischio si procede con il livello 2.
- Livello 2: lo scopo di questa fase è quello di attribuire una Classe di Attenzione (CdA) a ciascuna galleria in base a fattori di pericolosità, vulnerabilità ed esposizione. La Classe di Attenzione fornisce un metodo per pianificare le azioni da attuare per la gestione dell'opera e permette di capire se sono necessari ulteriori approfondimenti.
- Livello 3: prevede valutazioni preliminari per comprendere i dissesti rilevati nelle ispezioni del Livello 1, nonché il livello di sicurezza rispetto a dissesti locali e interazioni con le formazioni naturali attraversate dalla galleria
- Livello 4: nel caso di gallerie con CdA alta, vengono effettuate valutazioni accurate della sicurezza delle gallerie rispetto alle azioni esterne e ai fattori ambientali.
- Livello 5: il Livello 5 si applica a gallerie di particolare importanza nella rete stradale. In questo livello, vengono condotte analisi avanzate, come quelle di resilienza, che considerano l'interazione tra la struttura e la rete stradale di appartenenza e le conseguenze di una possibile interruzione dell'esercizio della galleria sul contesto socioeconomico circostante.

L'approccio multilivello può essere schematizzato attraverso la Figura 1 estratta dalle linee guida. Nei paragrafi successivi verrà illustrato con maggior dettaglio il contenuto di ciascun livello.

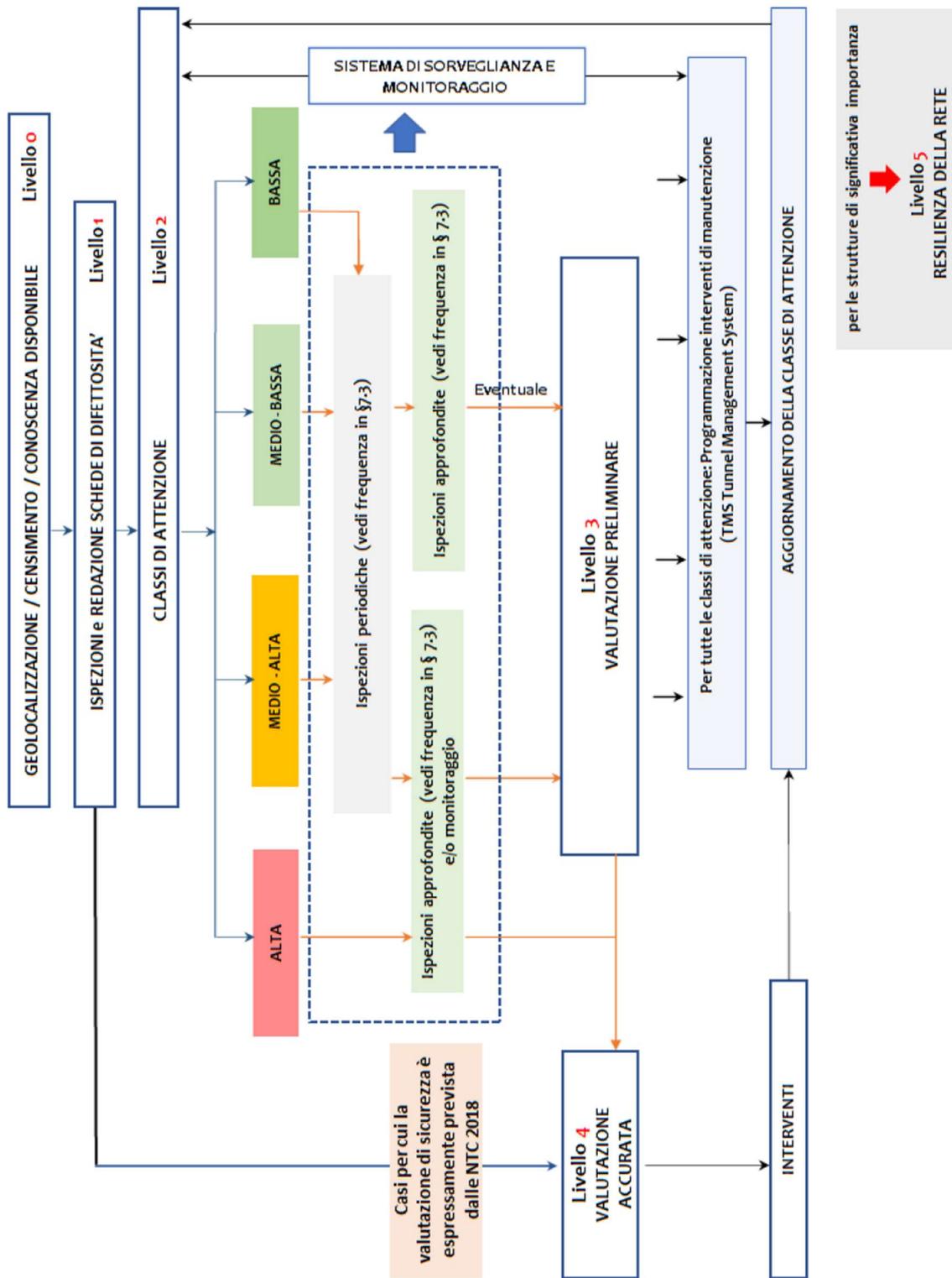


Figura 1. Flusso logico dell'approccio [1].

## 2.2. Livello 0

Come anticipato, la valutazione di Livello 0 consiste nel censimento delle opere attraverso la catalogazione e la raccolta di informazioni sulla geometria, gli elementi strutturali e lo storico delle analisi già effettuate con lo scopo di creare ed aggiornare un database nazionale. Questo censimento è finalizzato a ottenere una consapevolezza completa delle gallerie esistenti.

Attraverso i dati raccolti durante il censimento si stabilisce un ordine di priorità per le ispezioni visive iniziali e per avviare le attività previste nel Livello 1 dell'approccio. Inoltre, tali dati, insieme alle ispezioni visive delle strutture (Livello 1), possono identificare i casi in cui è necessaria una verifica dettagliata della sicurezza (prevista dal Livello 4) senza dover passare prima per la fase di classificazione (Livello 2) come mostrato in Figura 1. La scheda di censimento di Livello 0 deve essere creata per ciascuna galleria censita e serve a riassumere le informazioni raccolte ed è lo strumento che il responsabile di galleria utilizza per individuare indicatori di pericolosità presenti nell'opera utili per le analisi dei livelli successivi.

Le diverse fasi del Livello 0 possono essere riassunte come segue:

- analisi delle informazioni e documentazione disponibile
- utilizzo di sistemi di mappatura
- ricerca della documentazione progettuale e contabile dell'opera in esame
- raccolta di analisi e misure sperimentali
- importanza strategica dell'opera all'interno del sistema di trasporto (presenza di vie alternative in caso di chiusura dell'opera).

## 2.3. Livello 1

Il Livello 1 consiste nell'esecuzione delle ispezioni preliminari su tutte le opere censite tenendo in considerazione i dati raccolti nel Livello 0. All'interno di queste ispezioni si valutano le effettive caratteristiche dell'opera già descritte nel Livello 0, si valuta lo stato di conservazione individuando le tipologie di degrado presenti, e si realizza un accurato rilievo geometrico e fotografico.

I fenomeni di degrado sono segnalati avvalendosi delle schede difettologiche, le quali presentano una lista di difetti rilevabili in base al tipo di opera (ad esempio se in c.a. o in muratura) e in base all'elemento strutturale che può esserne affetto. Ogni difetto individuato viene valutato da un esperto e riceve un punteggio di gravità (peso) che varia da 1 a 4. I difetti con un peso più elevato sono considerati più gravi e possono rappresentare un rischio maggiore per la sicurezza. La valutazione del peso dei difetti è influente nella determinazione del livello di difettosità (allegato A).

Le ispezioni permettono di aggiornare le schede di livello 0 e mettere in luce l'esigenza di eventuali ispezioni approfondite. Le schede di difettosità devono essere compilate per tratti di galleria con una lunghezza approssimativa di 20 metri.

Per ogni tratto di galleria, viene eseguita una mappatura geometrica, solitamente utilizzando una griglia quadrata di circa un metro di lato o un altro sistema geometrico di riferimento. Su questa griglia vengono riportate tutte le informazioni progressivamente acquisite nel tempo avvalendosi di strumenti informatici come, ad esempio, il BIM (Building Information Model), consentendo una gestione sistematica dei dati. L'uso di procedure informatiche favorisce la creazione di un archivio informatizzato conforme alle normative vigenti. Questo archivio contiene informazioni dettagliate sulla galleria e sui suoi difetti, contribuendo alla gestione efficace dei dati raccolti.

## 2.4. Livello 2

Nell'approccio multilivello, il Livello 2 riguarda l'assegnazione della classe di attenzione all'opera in esame, attraverso un approccio semplificato che permette di stimare in modo approssimato i fattori di rischio relativi alla vulnerabilità, alla pericolosità e all'esposizione.

Le classi di attenzione previste dalle linee guida sono:

- Classe Alta

- Classe Media-Alta
- Classe Medio-Bassa
- Classe Bassa.

Oltre agli aspetti strutturali dell'opera, vengono presi in considerazione gli aspetti geologici e idrologici della zona di interesse; verranno valutati:

- Classe di Attenzione strutturale “globale” e geotecnica
- Classe di Attenzione strutturale “locale”
- Classe di Attenzione sismica
- Classe di Attenzione stradale
- Classe di Attenzione geologica legata al rischio frane
- Classe di Attenzione idraulica.

Vulnerabilità, pericolosità ed esposizione devono essere valutate per ciascuna delle classi di attenzione ad eccezione della CdA geologica dove la pericolosità viene sostituita dalla suscettibilità, con lo scopo di escludere dalla valutazione la natura temporale di accadimento dell'evento (viste le difficoltà nel definire la probabilità di accadimento di un evento franoso) includendo solo gli aspetti legati alla previsione spaziale del fenomeno franoso. È noto che i tre aspetti valutati costituiscono la definizione del rischio che, in questo caso, viene valutato sfruttando uno schema costituito da flussi logici come mostrato in Figura 2. I parametri primari e secondari sono ricavati dalle valutazioni di livello 0 e 1.



Figura 2. Schema per la determinazione della classe di attenzione [1]

Una volta definiti pericolosità, vulnerabilità ed esposizione, la classe di attenzione viene ricavata combinando i tre fattori mediante una tabella. La tabella da utilizzare varia a seconda della classe di pericolosità/suscettibilità. A titolo di esempio si riporta la tabella per la determinazione della CdA con classe di pericolosità/suscettibilità alta (Figura 3).

*Classe di pericolosità/suscettibilità ALTA*

		Classe di esposizione			
		<i>Alta</i>	<i>Medio-Alta</i>	<i>Medio-Bassa</i>	<i>Bassa</i>
Classe di vulnerabilità	<i>Alta</i>	Alta			
	<i>Medio-Alta</i>	Alta		Medio-Alta	
	<i>Medio-Bassa</i>	Medio-Alta		Medio-Bassa	
	<i>Bassa</i>	Medio-Bassa		Bassa	

*Figura 3. Tabella per la determinazione della classe di attenzione [1].*

### **2.4.1. Classe di attenzione strutturale globale e geotecnica**

La valutazione della CdA strutturale globale e geotecnica prevede la valutazione di sicurezza della struttura definitiva di rivestimento della galleria e dell'ammasso roccioso/terreno che circonda la struttura. Occorre verificare l'entità dei carichi agenti sulla struttura e confrontarli con quelli previsti durante le fasi di progetto, considerando il livello di difettosità presente nell'opera.

I parametri da valutare si dividono in parametri primari e secondari;

I parametri primari sono:

- Pericolosità: livello di conoscenza delle caratteristiche geotecniche, idrologiche ed idrauliche dell'ammasso e affidabilità del modello geomeccanico
- Vulnerabilità: livello di difettosità, tipologia di galleria, materiali costituenti e problematiche costruttive
- Esposizione: livello traffico giornaliero medio (TGM), lunghezza della galleria.

I parametri secondari sono:

- Pericolosità: caratteristiche geomeccaniche dell'ammasso roccioso/ terreno, fattori esterni interagenti con la struttura della galleria
- Vulnerabilità: rapidità di evoluzione del degrado, presenza di acque circolanti o di infiltrazioni e presenza di strato impermeabilizzante

- Esposizione: veicoli pesanti (masse >3.5t), trasporto di merci pericolose, velocità massima di progetto, presenza di vie alternative, interferenza con edifici e infrastrutture.

### **2.4.2. Classe di attenzione strutturale locale**

In questa fase vengono analizzati tutti i danneggiamenti locali presenti nella struttura di supporto, che non ne precludono la stabilità globale.

I parametri primari sono:

- Pericolosità: presenza di acqua
- Vulnerabilità: stato di fessurazione, spessore del rivestimento, discontinuità interne al rivestimento
- Esposizione: Livello del Traffico Giornaliero Medio (TGM), lunghezza della galleria.

I parametri secondari sono:

- Pericolosità: resistenza a compressione del rivestimento
- Vulnerabilità: presenza di armatura, storia del rivestimento ed ammaloramenti
- Esposizione: veicoli pesanti, velocità massima di progetto, presenza di vie alternative.

### **2.4.3. Classe di attenzione stradale**

I parametri primari valutati sono:

- Pericolosità: incidenti stradali
- Vulnerabilità: livello di difettosità nel piano viabile, materiali
- Esposizione: livello TGM, lunghezza della galleria.

I parametri primari valutati sono:

- Pericolosità: incendio
- Vulnerabilità: rapidità di evoluzione del degrado
- Esposizione: veicoli pesanti, trasporto di merci pericolosi, velocità massima di progetto, presenza di vie alternative.

#### **2.4.4. Classe di attenzione geologica associata al rischio frane**

In questa fase si valuta il possibile coinvolgimento della struttura da eventuali frane che possono avvenire nella zona.

I parametri primari sono:

- Suscettibilità: magnitudo, velocità e stato di attività del fenomeno di instabilità del versante
- Vulnerabilità: rapporti tra gallerie e condizioni morfologiche, instabilità profonde lungo lo sviluppo o agli imbocchi, affidabilità della valutazione
- Esposizione: livello TGM, lunghezza dalla galleria.

I parametri secondari sono:

- Suscettibilità: misure di mitigazione e monitoraggio
- Esposizione: veicoli pesanti, transito di merci pericolose, velocità massima di progetto, vie di passaggio alternative, interferenza con edifici ed altre infrastrutture.

#### **2.4.5. Classe di attenzione sismica**

Malgrado le strutture sotterranee presentino in molti casi una minore suscettibilità alle azioni sismiche rispetto alle strutture in superficie, occorre tenere conto della possibile interazione con faglie e gli effetti indotti dal sisma in prossimità delle zone di imbocco delle gallerie.

I parametri primari sono:

- Pericolosità: presenza di faglie capaci, franosità, condizioni geologiche, accelerazione sismica
- Vulnerabilità: posizione morfologica e copertura
- Esposizione: TGM e lunghezza dell'opera.

I parametri secondari sono:

- Pericolosità: Potenziali fenomeni di amplificazione locale
- Esposizione: Alternative stradali, transito di traffico pesante e strategicità dell'opera all'interno della rete stradale,

## **2.4.6. Classe di attenzione idraulica**

La classe di attenzione idraulica è utile per valutare la probabilità che si verifichino allagamenti tali da precludere la percorribilità in sicurezza della galleria e da causare il fenomeno dell'acquaplaning.

I parametri primari sono:

- Pericolosità: intensità della precipitazione, quota di falda/piezometrica
- Vulnerabilità: sistemi di cattura, convogliamento, restituzione a gravità/con sollevamento
- Esposizione: livello TGM.

I parametri secondari sono:

- Pericolosità: superficie contribuente in presenza degli accessi, conducibilità idraulica dei terreni, presenza di sistemi di impermeabilizzazione
- Vulnerabilità: intasamento dei sistemi di cattura delle acque e raccolta dei liquidi pericolosi, sistema semaforico automatico
- Esposizione: trasporto di liquidi infiammabili o pericolosi, velocità massima di progetto, sistemi di riduzione dell'esposizione.

## **2.4.7. Definizione della classe di attenzione complessiva**

Una volta assegnate le classi di attenzione per i diversi ambiti occorrerà combinarli per concludere il Livello 2 dell'approccio multilivello ed assegnare la CdA complessiva per tratti omogenei della galleria.

All'interno delle linee guida viene riportato un esempio pratico che illustra tutti i passaggi.

## **2.5. Livelli 3 e 4**

La valutazione di sicurezza di una galleria esistente deve essere basata sulla ricostruzione delle conoscenze relative all'opera a partire dal periodo di costruzione e durante la fase di esercizio, tenendo conto di eventuali interventi successivi. Oltre alla valutazione delle condizioni iniziali in termini di ipotesi di carichi e dei materiali delle strutture e delle formazioni rocciose, occorre tenere conto di come gli interventi durante la fase di esercizio abbiano potuto modificare tali schemi. Per fare questo ci si avvale di back analysis, che permettono di tarare i parametri necessari alla modellazione del problema facendo riferimento alle misure di spostamento e deformazione del

manufatto nel tempo. Nel caso in cui i risultati delle valutazioni preliminari rilevino difetti dell'opera rilevanti (attribuzione della classe di attenzione di livello 2), è opportuno prevedere ulteriori ispezioni e indagini approfondite che coinvolgano la galleria in tutta la sua estensione, indagando sulla geometria e lo stato di usura del rivestimento.

La valutazione di Livello 3 (detta anche valutazione preliminare) consiste nella verifica della classe di attenzione attribuita con il Livello 2.

A seguito di questa analisi è possibile:

- confermare il rischio significativo per l'ambito in analisi assegnato durante il Livello 2; in questo caso si procede con la valutazione accurata
- ridefinire la classe di attenzione.

Se il livello di conoscenza basato sui dati disponibili non è adeguato, si prescrive un approfondimento di Livello 4 (valutazione approfondita). In questa fase viene valutato il margine di sicurezza delle diverse zone della galleria e vengono previste, se necessarie, le opere di mitigazione.

### **2.5.1. Valutazioni strutturali globali e geotecniche**

Le verifiche di sicurezza devono essere soddisfatte per un orizzonte temporale funzione dello scopo per il quale deve essere effettuata la verifica. Una volta decorso questo tempo occorre ripetere le analisi svolgendo nuove verifiche ed attuando gli eventuali adeguamenti strutturali necessari a soddisfarle. Le strutture di rivestimento delle gallerie esistenti, spesso, con il tempo, sono affette da degrado dovuto alle condizioni ambientali che danneggiano il calcestruzzo. Talvolta è possibile riscontrare che lo spessore del rivestimento non è regolare lungo tutta la sezione come previsto nelle condizioni di progetto (a causa di convergenza, sezioni di scavo non conformi o difetti di getto che lasciano dei vuoti, spesso in calotta).

L'analisi storico critica della galleria prevede:

- l'acquisizione di dati relativi alla caratterizzazione geotecnica e geologica dell'ammasso di terreno/roccia del sito; questi devono essere ricavati dal progetto originario
- fasi e modalità di scavo e di costruzione con le eventuali varianti e le conseguenti reali caratteristiche dei terreni incontrati
- rilievi geometrici-strutturali, dettagli costruttivi, quadro fessurativo e dissesti
- caratterizzazione geologica-geotecnica del sito

- caratterizzazione dei materiali da costruzione
- definizione dell'assetto geo-morfologico del versante ed eventuali fenomeni di movimenti di versante potenzialmente interagenti con la struttura con il rilievo degli eventuali interventi di stabilizzazione
- interventi eseguiti durante la fase di esercizio ed efficacia.

La documentazione progettuale, associata ad un programma di indagini, deve consentire di ricostruire con sufficiente confidenza il modello geometrico della struttura. Per verificare la validità della documentazione reperita si effettuano prove in situ a campione, che indagano sulla corrispondenza tra quanto indicato nei documenti in merito alle caratteristiche geologiche e geotecniche ipotizzate in fase di progetto e riscontrate durante gli scavi e quanto misurato. Se non fosse disponibile documentazione originaria del progetto, la valutazione di sicurezza dovrebbe essere eseguita mediante un'analisi conoscitiva preliminare che consiste nell'indagine condotta sui rivestimenti (finali e provvisori).

Occorre valutare lo stato di sforzo nella struttura di sostegno, nell'ammasso roccioso/ terreno considerando che i carichi agenti dipendono da:

- tensioni agenti in situ prima dello scavo
- geometria dello scavo e fasi di costruzione
- caratteristiche meccaniche dell'ammasso evidenziando la presenza di fenomeni tempo-dipendenti (comportamento viscoso dell'ammasso)
- pressioni interstiziali legate alla presenza di acqua e variazioni dei gradienti a seguito dello scavo
- caratteristiche meccaniche dei rivestimenti di prima fase installati a ridosso del fronte (subito dopo lo scavo)
- caratteristiche del rivestimento definitivo.

La definizione del carico agente sul rivestimento è funzione delle modalità di scavo, della rigidità relativa tra il supporto e l'ammasso e delle fasi di costruzione dell'opera; tuttavia, risulta complicato valutare con precisione e affidabilità l'interazione tra ammasso e supporti nel caso di opere esistenti.

L'utilizzo del metodo della curva caratteristica permette di avere una prima valutazione dell'interazione tra terreno e struttura mediante una relazione tra la convergenza delle pareti dello scavo e lo scarico tensionale indotto progressivamente dallo scarico, simulato come una pressione radiale uniforme, applicata all'estradosso della galleria, decrescente con l'avanzamento dello scavo.

Tale metodo può essere applicato nel caso di gallerie profonde e sfrutta delle equazioni analitiche espresse in forma chiusa sulla base di alcune ipotesi semplificative tra le quali, la forma della sezione, assunta come circolare e uno stato di sforzi in sito di tipo isotropo.

Lo schema di calcolo consiste nel considerare una variazione dello stato tensionale iniziale dovuta allo scavo che varierà in funzione della distanza del punto considerato dal fronte di scavo. Dato che l'analisi è piana, per tenere conto della variazione tridimensionale dello stato tensionale del terreno dovuto all'avanzamento dello scavo si utilizza il concetto di pressione fittizia interna. Riassumendo quanto mostrato in Figura 4, lo stato tensionale prima dello scavo è supposto isotropo e pari ad  $S$  e coincide con la pressione fittizia interna. Quando lo scavo avanza si suppone che la pressione fittizia diminuisca in funzione di  $\lambda$  (fattore di rilascio; assume valori compresi tra 0 e 1). Ad una distanza di circa due diametri dal fronte di scavo tutte le tensioni verranno rilasciate e dunque la pressione fittizia sarà uguale a 0 ( $\lambda=1$ ).

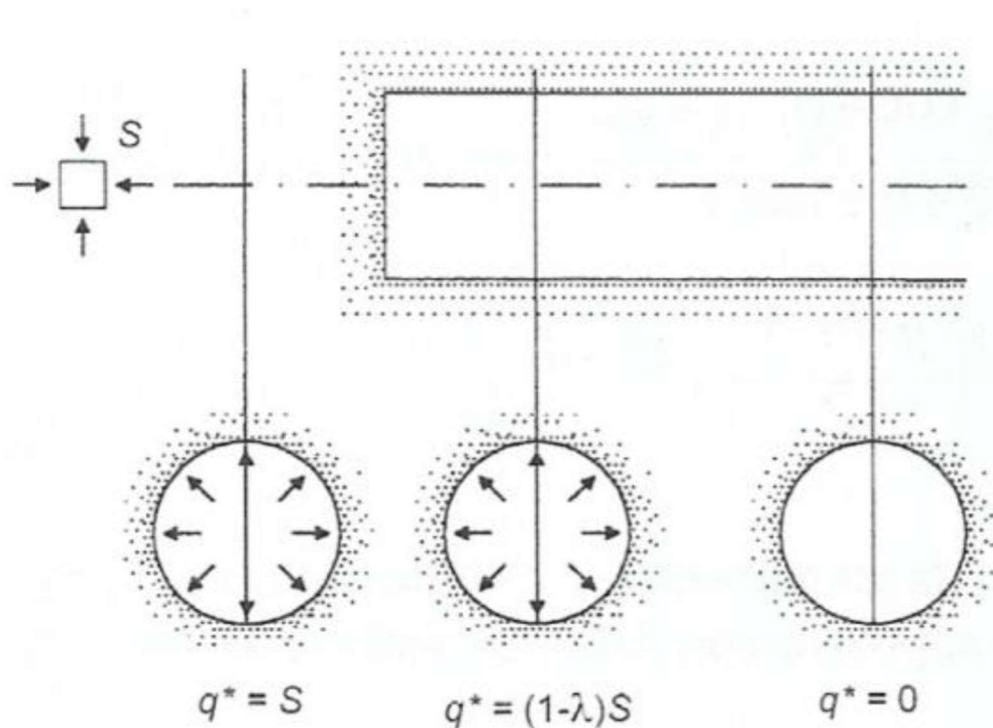


Figura 4. Schema di calcolo della curva caratteristica [1]

La curva caratteristica dello scavo viene realizzata diagrammando la convergenza radiale in funzione della variazione di pressione interna  $q$ .

Nel caso in cui lo stato tensionale dell'ammasso roccioso dovuto alla variazione della pressione fittizia sia inferiore alla resistenza dell'ammasso il comportamento sarà di tipo elastico con andamento lineare. Se le condizioni di resistenza vengono raggiunte, l'ammasso roccioso si

plasticizza e la curva caratteristica sarà caratterizzata da un tratto lineare (campo elastico) seguito da uno non lineare, rappresentativo della plasticizzazione dell'ammasso roccioso e la conseguente formazione di una fascia plastica intorno alla galleria (Figura 5).

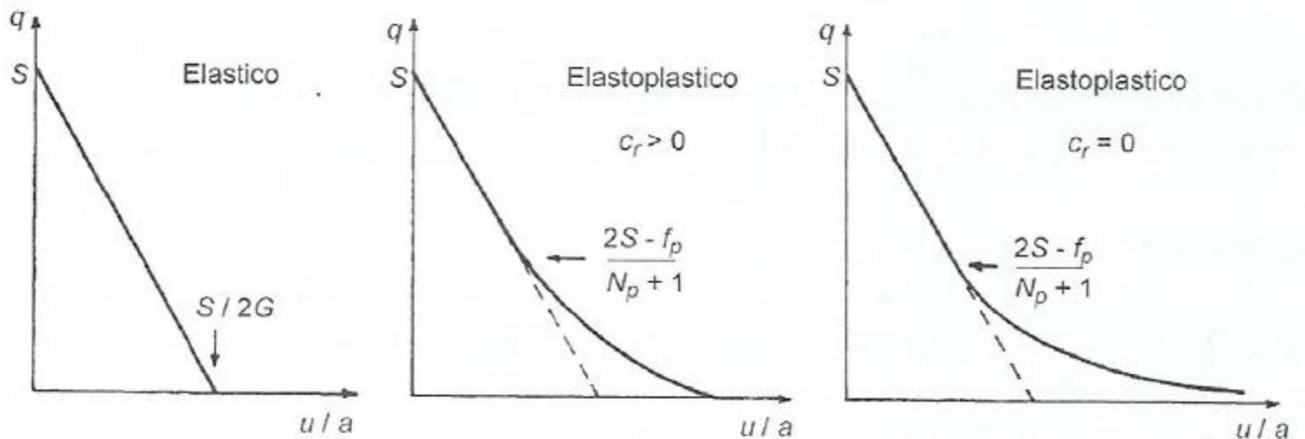


Figura 5. Curva caratteristica dello scavo [1]

È possibile rappresentare nello stesso diagramma della curva caratteristica dell'ammasso roccioso, la curva caratteristica del rivestimento rappresenta le deformazioni radiali della struttura di sostegno al variare della pressione applicata all'estradosso. Essa ha usualmente un andamento lineare fino al raggiungimento della resistenza massima del supporto con un andamento di tipo elastico perfettamente plastico. Sovrapponendo le due curve è possibile prevedere la convergenza del cavo dovuta all'avanzamento del fronte sia nelle fasi in cui il rivestimento è assente, sia quando viene installato, come mostrato in Figura 6.

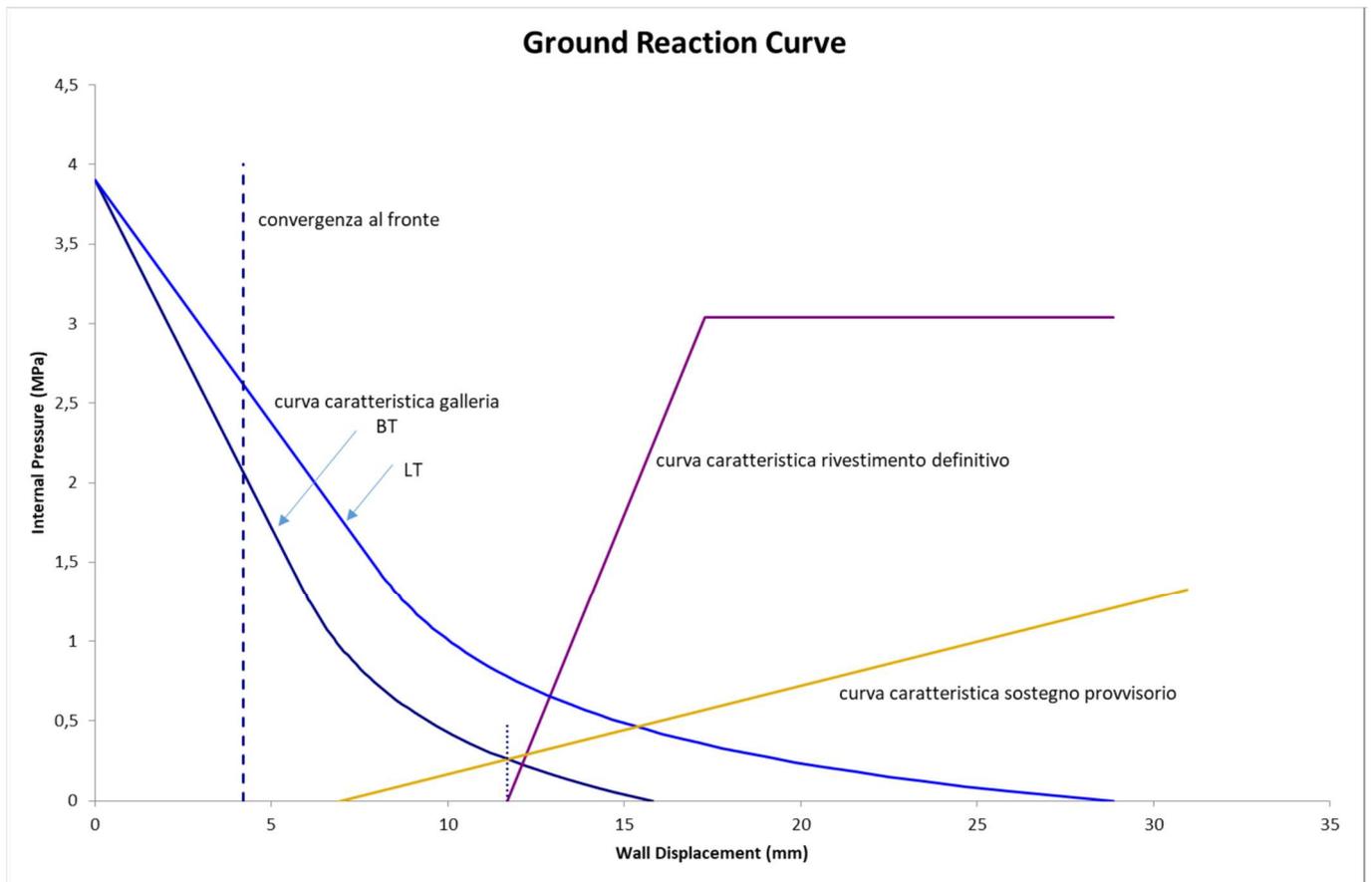


Figura 6. Approccio convergenza-confinamento [1]

La valutazione accurata va eseguita nel caso di opere particolarmente complesse o nel caso in cui dall'analisi preliminare semplificate emergano particolari criticità. Si fa ricorso ai modelli numerici che permettano di ricostruire nella maniera più accurata possibile il processo di scavo e realizzazione dell'opera avendo cura di definire in maniera corretta la condizioni al contorno del problema e quindi le caratteristiche dell'ammasso, dei materiali da costruzione e della situazione idraulica del sito. Tale ricostruzione può essere fatta basandosi sulla documentazione progettuale e programmando delle indagini in situ sui rivestimenti e sull'ammasso in modo da validare quanto riscontrato nella documentazione.

Le campagne conoscitive vengono realizzate per livelli successivi di approfondimenti:

- Nel primo livello si reperiscono informazioni per realizzare una valutazione di sicurezza individuando le zone più problematiche dell'opera.
- Nei livelli successivi i risultati delle indagini precedenti vengono calibrate per affinare l'analisi e ottenere dei risultati più affidabili.

## **2.5.2. Valutazioni strutturali e locali del rivestimento**

La valutazione di sicurezza del rivestimento può essere eseguita allo stesso modo di quella globale, quindi per diversi livelli di approfondimento, in funzione della classe di attenzione attribuita.

- Fino a CdA medio-bassa: valutazione preliminare
- Da CdA medio-alta ad alta: valutazione accurata.

Nel primo caso la valutazione è basata sulla stima preliminare dei fenomeni di degrado e della qualità dei materiali mediante osservazione diretta dell'opera. Lo studio del quadro fessurativo può essere utile alla valutazione dell'evoluzione nel tempo del degrado. Nel caso della valutazione accurata occorre prevedere dei rilievi più accurati dei parametri osservati nella valutazione preliminare prevedendo, se necessario, anche l'esecuzione di prove in laboratorio sui materiali oltre che indagini sulla geometria dell'opera da eseguire, se non è disponibile un progetto affidabile dell'opera.

## **2.5.3. Valutazione della sovrastruttura stradale**

La valutazione della sovrastruttura stradale parte dalla individuazione di danni o degrado tramite ispezioni. In base al tipo di difetto riscontrato è possibile ricostruire la causa della presenza del degrado. È importante sottolineare che le sole ispezioni non sono sempre sufficienti all'identificazione accurata della causa del degrado e spesso occorre fare ricorso a studi più approfonditi e modellazioni numeriche.

La valutazione accurata è necessaria solo nel caso in cui vengano riscontrati alcuni difetti strettamente collegati alla stabilità strutturale della galleria. In questi casi è possibile prevedere l'uso di prove FWD (Falling Weight Deflectometer per la valutazione delle proprietà strutturali della pavimentazione stradale) o georadar in modo da definire con precisione la causa del degrado.

## **2.5.4. Valutazione instabilità lungo la galleria e agli imbocchi**

La valutazione dell'interferenza tra la galleria e i fenomeni franosi deve essere realizzata nel caso in cui si verificano le seguenti condizioni:

- Interazione tra frana e struttura che crea uno stato di sofferenza nella struttura, incluse le opere accessorie e gli imbocchi: in questo caso si salta la valutazione preliminare (Livello 3) e si passa direttamente alla valutazione accurata (Livello 4).
- Dall'analisi di livello 2 la CdA assegnata all'opera ricade nel campo da medio-alta ad alta: si esegue la verifica di Livello 3 e, solo se necessario, si passa al Livello 4.

Occorre che i fenomeni franosi e la loro interazione con le opere vengano accertate in accordo con quanto riportato nelle NTC18 (capitolo 6.3) [2].

Per accertare questi fenomeni, che possono essere sia di carattere attivo che potenziale, è opportuno ricostruire accuratamente le caratteristiche geomorfologiche e geotecniche del sito integrando ad esse l'analisi del quadro fessurativo della struttura [3]. In alcuni casi, le attività di monitoraggio e gli interventi di mitigazione possono essere valutati mediante l'utilizzo di analisi interferometriche satellitari, che consentono di valutare i movimenti delle strutture anche senza la conoscenza delle caratteristiche del sito. In questo caso, la valutazione preliminare, consiste nella verifica e conferma della classe di attenzione attribuita nel Livello 2 attraverso un approfondimento delle indicazioni dei livelli precedenti.

Come già anticipato, la stabilità, i margini di sicurezza e le azioni indotte sulla struttura sono ricavate attraverso modellazioni geologiche e geotecniche, tenendo conto delle combinazioni sismiche previste dalle norme. Le analisi riguardanti la valutazione accurata sono condotte valutando il tipo di frana e i possibili cinematismi, le caratteristiche meccaniche dei terreni e degli ammassi rocciosi, la posizione delle superfici di scivolamento e le pressioni interstiziali. Se lo studio viene condotto su frane attive le verifiche devono essere realizzate sul piano di scivolamento sulla quale si sta effettuando il movimento, altrimenti occorre verificare le superfici di scivolamento cinematicamente possibili, ricercando quella caratterizzata da un valore di fattore di sicurezza inferiore a quello desiderato. Se l'interferenza tra frana e struttura viene confermata occorre valutare accuratamente l'interazione tra le due e lo stato di sforzo sugli elementi strutturali che ne consegue.

### **2.5.5. Valutazione idraulica**

Come per le altre valutazioni, la raccolta di informazioni rappresenta uno degli aspetti cruciali della valutazione. In questo caso è utile consultare i dati storici relativi alle inondazioni e valutare le cause di allagamento supportate da una raccolta di documenti e foto.

La valutazione preliminare si concentra maggiormente sugli aspetti relativi alla manutenzione alla pulizia periodica dei sistemi di drenaggio. Nel caso vi siano casi di parti dell'opera ostruite occorre segnalarle tramite foto. Si analizzano i sistemi di sollevamento delle acque (Pompe) osservando l'andamento dei consumi energetici delle pompe in modo da individuare se sono presenti anomalie temporali.

Nella valutazione accurata si procede ad un'analisi dettagliata del sistema di drenaggio. Vengono analizzati i progetti del sistema, la topografia del sito e l'area di afflusso. Grazie a queste indagini è possibile valutare se il sistema di pompe è adeguato alla gestione degli eventi metereologici che possono avvenire nell'area in cui è ubicata l'opera.

### **3. Fenomeni di degrado nelle gallerie esistenti**

Il decadimento delle proprietà meccaniche del rivestimento definitivo di una galleria è un processo causato dalla riduzione, nel tempo, delle caratteristiche del materiale che circonda lo scavo e del supporto primario, che una volta completamente plasticizzato perde quasi totalmente la sua funzione di supporto e trasmette il carico interamente al rivestimento finale.

Nel caso di opere complesse come le gallerie è dunque necessario tenere conto, oltre che al degrado del calcestruzzo, all'interazione con il terreno/ammasso roccioso, anch'esso soggetto a fenomeni di degrado.

Occorre trovare una soluzione che permetta di considerare l'evoluzione delle condizioni di equilibrio della struttura a causa della riduzione delle proprietà meccaniche del calcestruzzo e dell'aumento delle pressioni che l'ammasso roccioso, soggetto a degrado, esercita sul rivestimento.

I fenomeni di degrado delle gallerie possono essere suddivisi principalmente in fenomeni fisici, i quali modificano le proprietà dei materiali nel tempo e causano diminuzione di rigidità e aumento della velocità di deformazione nell'ammasso roccioso (creep e weathering) e fenomeni chimici, che possono causare una riduzione dello spessore di calcestruzzo e un decadimento delle proprietà meccaniche del calcestruzzo.

Un primo esempio di analisi dei fenomeni di degrado nelle gallerie prevede l'utilizzo della curva caratteristica [4], i cui aspetti sono già stati discussi nel capitolo 1.5.1. In questo caso il degrado dell'ammasso roccioso e del calcestruzzo verranno trattati in maniera indipendente e si otterranno delle curve caratteristiche dello scavo e del supporto a lungo termine.

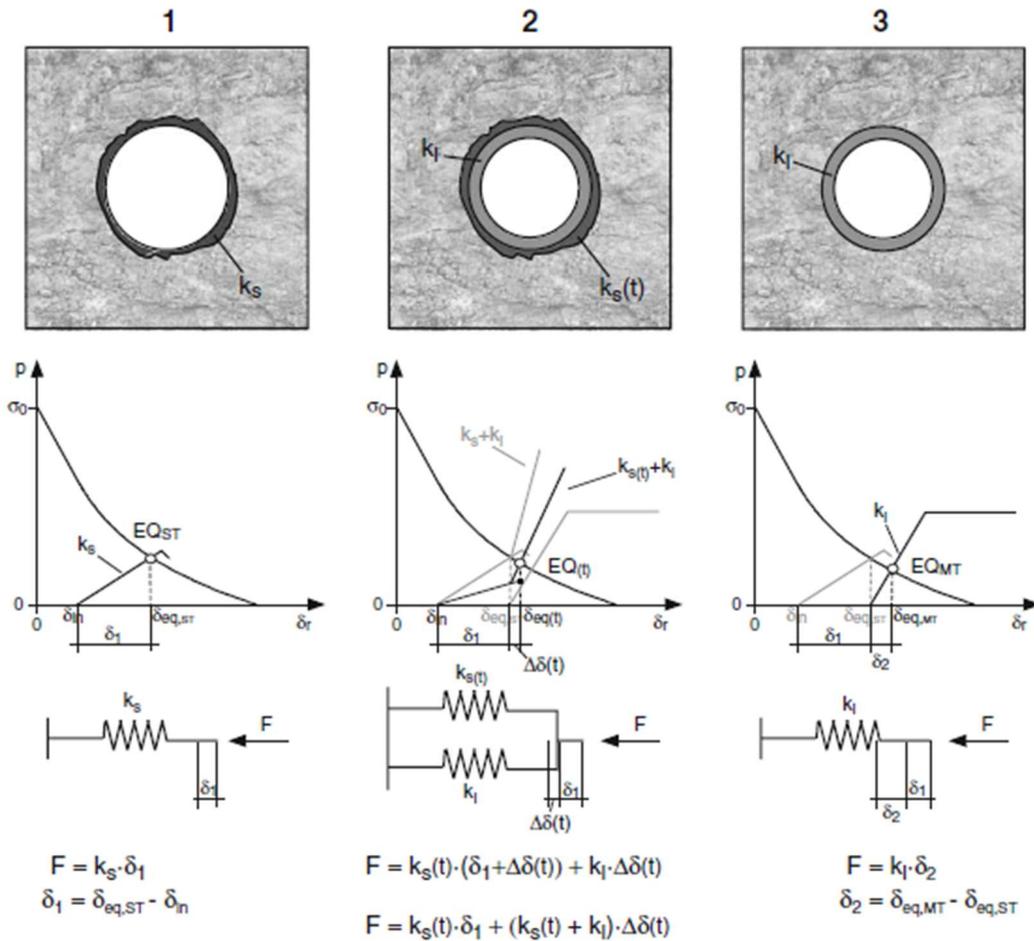


Figura 7. Trasferimento progressivo del carico dall'ammasso roccioso al supporto [4]

Lo schema utilizzato nello studio di Sandrone è riportato in Figura 7. Per la valutazione dei fenomeni di degrado che coinvolgono l'ammasso roccioso è possibile fare riferimento all'analisi bibliografica riassunta in Figura 8. Per quanto riguarda i fenomeni di degrado chimico del rivestimento in calcestruzzo, viste le numerose variabili in gioco, come suggerito in uno studio [5], non esistono modelli matematici e/o reologici che permettano di modellare il degrado e la sua evoluzione nel tempo in maniera agevole. Per tenere conto di questi fenomeni è possibile utilizzare, ad esempio, alcuni modelli empirici, [6] dove viene definita una velocità di avanzamento del degrado in funzione dello spessore del calcestruzzo esistente e dal rapporto acqua/cemento dello stesso. Altri approcci consistono nel valutare l'entità del degrado chimico dovuto all'attacco solfatico in funzione della presenza di solfati nell'acqua di falda come, ad esempio, il modello di Atkinson et al. (1990) [7], o di considerare una riduzione delle proprietà del calcestruzzo attraverso l'utilizzo di un modello esponenziale che prevede la definizione di un tasso di avanzamento del degrado sulla base di prove in laboratorio come proposto da Liu et al. (2021 b, 2023) [8] [9].

Nei seguenti paragrafi verrà fatta una panoramica sui fenomeni di degrado che maggiormente possono interessare le gallerie facendo una distinzione tra i fenomeni che interessano l'ammasso roccioso e il calcestruzzo.

References	Constitutive model (rock mass)	Special feature (long-term)
<b>Ageing</b>		
Panet (1979)	Viscoelastic (Kelvin–Voigt model)	Reduction in Young's Modulus with time
Ladanyi (1980)	Elastic–non-linear viscoelastic	Creep law, distinguishing time and stress effects: primary creep (both power and logarithmic laws) and secondary creep (steady-state)
Berest and Nguyen Minh (1983)	Elastic–viscoplastic (Bingham–Norton model)	Two solutions for viscoplastic behaviour of the excavated rock mass, based on the lining stiffness
Fritz (1984)	Elastic–viscoplastic (Bingham–Norton model) with peak and residual conditions in plasticity (Mohr–Coulomb)	Semi-analytical solution by considering a plastic criterion (peak and residual conditions)
Cristescu (1985), Cristescu (1988), Cristescu (1994), Cristescu and Hunsche (1998)	Linear viscoelastic, linear elastic–linear viscoelastic, linear elastic–non-linear viscoelastic, elastic–viscoplastic	Constitutive model for a horizontal tunnel, with and without supporting structure
Sulem et al. (1987), Sulem (1994)	Elastic perfectly plastic with softening (Mohr–Coulomb)/linear viscoelastic behaviour (Kelvin–Voigt model)	Modelling creep, distinguishing time and face effects time with logarithmic law
Barla (2001)	Elastic–plastic with softening	Modelling rock mass squeezing behaviour by using strain softening law
Rousset (1990)	Elastic–plastic and viscoplastic with softening (Mohr–Coulomb)	Time-dependent softening after passing the limit of viscoplastic strain
Nguyen Minh and Pouya (1992)	Elastic–viscoplastic (i.e. “non-linear viscoelastic”)	Creep law, by separating time and stress effects: secondary creep (steady-state) described by Norton's law and primary creep described by Lemaitre's law (time power law)
Bultel (2001)	Elastic perfectly plastic (Mohr–Coulomb) without dilatancy	Swelling law by (Gysel 1987)
Boidy (2002)	Elastic–viscoplastic (i.e. “non-linear viscoelastic”)	Primary creep, modelled with Lemaitre's law, distinguishing time and stress effects
<b>Weathering</b>		
Ladanyi (1974)	Elastic–plastic	Reduction in strength properties with time (isochrones)
Daemen (1975)	Elastic–plastic with softening (Mohr–Coulomb)	Effects of strength reduction on support system loading
C. Carranza-Torres and M. Diederichs, personal communication (2005)	Elastic–plastic with softening (Mohr–Coulomb and Hoek–Brown)	Reduction in rock mass strength and stiffness properties
<b>Other actions</b>		
Gärber (2003)	Elastic–plastic (Mohr–Coulomb) (dilatancy $\psi = 0$ or $0.5 \phi$ )	Redistribution of pore water pressure after tunnel construction (New Design Method)
Carranza-Torres and Zhao (2008)	Elastic–plastic (Tresca)	Mechanical effects of changes in pore pressure due to drainage

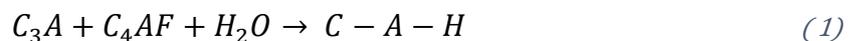
Figura 8. Analisi bibliografica dei fenomeni di creep e whatering dell'ammasso roccioso [4]

### 3.1. Fenomeni di degrado del calcestruzzo

Il calcestruzzo è un materiale da costruzione composto principalmente da aggregati (ghiaia e sabbie), una matrice cementizia (acqua e legante) e da eventuali additivi. Il legante maggiormente utilizzato è il cemento portland ottenuto attraverso il processo di clinkering. Tale processo consiste nella cottura ad alta temperatura di una miscela di calcare e argilla ottenendo così il clinker, la cui macinazione dà origine al cemento. Il processo di idratazione genera delle reazioni chimiche che permettono al cemento di avere le proprietà fisiche e meccaniche stabilite in fase di progetto.

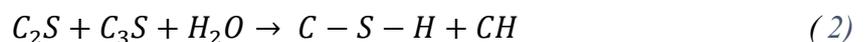
Le principali reazioni chimiche che avvengono dopo la messa in opera del calcestruzzo sono la presa (perdita di lavorabilità) ed indurimento (sviluppo delle proprietà meccaniche). Durante le fasi di idratazione, presa ed indurimento avvengono le seguenti reazioni chimiche:

- Idratazione del cemento: tale fase favorisce lo sviluppo di silicato di calcio idrato (CSH) ed idrossido di calcio ( $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ).
- Presa: Gli alluminati  $\text{C}_3\text{A}$  e  $\text{C}_4\text{AF}$  presenti nel clinker a contatto con l'acqua fanno sì che il fenomeno di presa si inneschi tramite la formazione di C-A-H secondo la seguente reazione:



Il legame C-A-H non contribuisce allo sviluppo di proprietà chimiche in quanto le particelle sono legate da legami deboli.

- Indurimento: Il C-S-H reagisce con i silicati  $\text{C}_2\text{S}$  e  $\text{C}_3\text{S}$  dando luogo al C-S-H e all'idrossido di calcio CH:

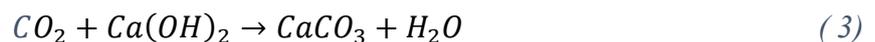


Il C-S-H conferisce al calcestruzzo una struttura composta da fibre allungate ed intrecciate, che sono responsabili dell'incremento della resistenza.

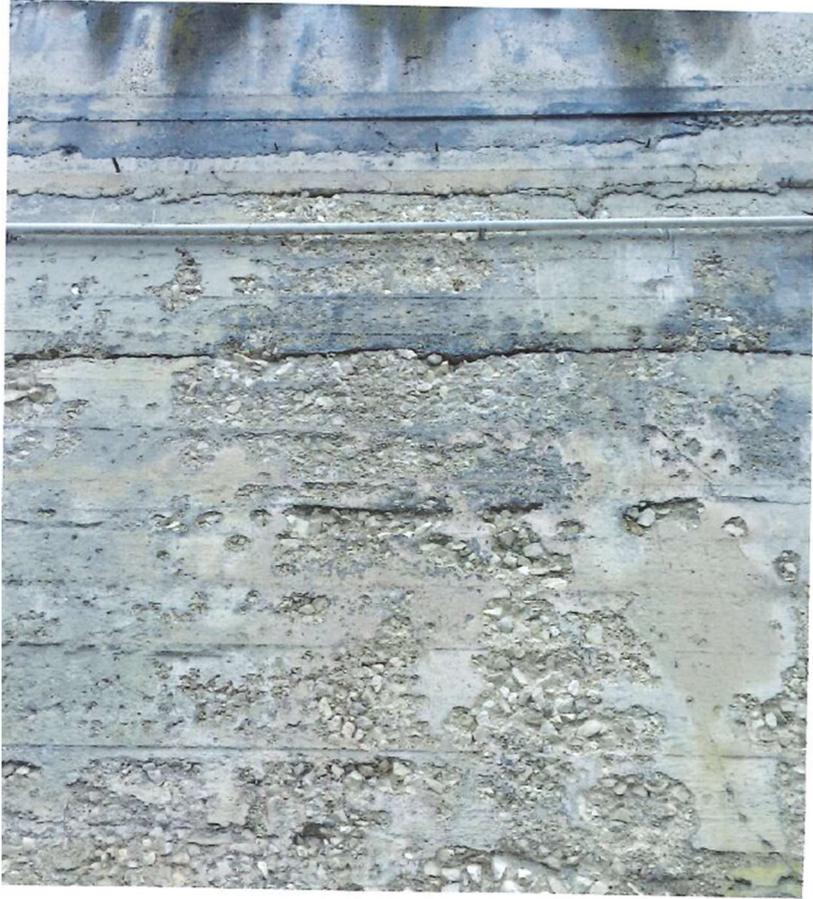
Come già accennato, risulta di difficile applicazione l'utilizzo di modelli matematici di degrado che permettano di simulare il degrado chimico dei materiali, specialmente nel caso particolare delle gallerie, viste le numerose variabili in gioco e l'aleatorietà dei fenomeni. Secondo quanto riportato in alcuni studi [10] [11], il degrado di tipo chimico inizia nella zona esposta all'acqua e successivamente progredisce verso la parte più interna del tunnel attraverso le fessurazioni che si formano in esercizio nel calcestruzzo.

### **3.1.1. Dilavamento da calcio (calcium leaching)**

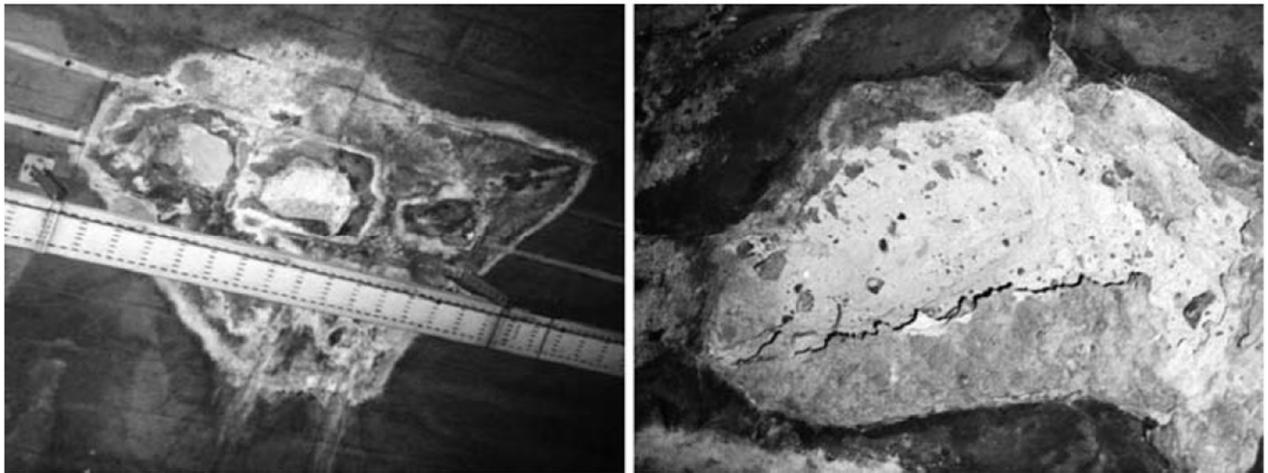
Nel caso del calcestruzzo armato l'azione chimica dovuta all'interazione con l'anidride carbonica presente nell'aria e nell'acqua può ridurre il pH del calcestruzzo fino a valori inferiori a 9. Tale fenomeno può rappresentare un problema per la condizione di passività delle barre di armatura favorendone la corrosione. La reazione in questione è detta carbonatazione:



Per i rivestimenti delle gallerie in calcestruzzo ordinario, oggetto della tesi, il fenomeno chimico dovuto all'interazione con l'anidride carbonica è il calcium leaching. Esso si verifica principalmente nelle opere idrauliche, o come in questo caso, nelle gallerie in calcestruzzo prive di membrana impermeabilizzante (Figura 9, Figura 10).



*Figura 9. Dilavamento della superficie di un muro di sostegno [15]*



*Figura 10. Fenomeni di calcium leaching su alcune gallerie della rete autostradale [4]*

Il fenomeno è dovuto alla dissoluzione del cemento solubile tramite la reazione chimica con l'anidride carbonica presente nei gas di scarico dei veicoli e, eventualmente, anche nell'acqua di falda. Generalmente le gallerie dove non è previsto un sistema di impermeabilizzazione, o dove quest'ultimo presenta dei difetti di funzionamento tendono ad essere maggiormente affette da questo fenomeno, a causa dell'azione chimica combinata della CO<sub>2</sub> emessa dai veicoli in combinazione con l'acqua di infiltrazione. L'incremento di porosità del calcestruzzo a causa del dilavamento da calcio, dà luogo a punti di debolezza che possono favorire l'innescio di cricche nel rivestimento della galleria. Sono state realizzate delle prove di laboratorio su campioni di calcestruzzo ed è stato dimostrato che il decadimento delle proprietà meccaniche del materiale è direttamente proporzionale al rapporto tra l'area degradata e l'area della sezione originale del calcestruzzo (4).

$$\delta A_d = \frac{A_d}{A_0} \quad (4)$$

Il modulo elastico e la resistenza a compressione del calcestruzzo degradato possono essere espressi come segue (5), (6).

$$\frac{\delta E}{E_0} = \frac{E_0 - E}{E_0} = k_m \cdot \delta A_d \quad (5)$$

$$\frac{\delta f_c}{f_{c0}} = \frac{f_{c0} - f_c}{f_{c0}} = k_r \cdot \delta A_d \quad (6)$$

Con  $f_{c0}$  e  $E_0$  resistenza a compressione e modulo di Young del calcestruzzo non degradato e i fattori  $k_m$  e  $k_r$  coefficienti empirici che variano in base al tipo di calcestruzzo e che in generale, per materiali standard, possono essere assunti rispettivamente pari a 0.66 e 0.76. L'approccio qui proposto [6], consente di stimare lo spessore dell'area degradata in funzione del tempo  $t$  e della velocità di degrado  $a$  (7).

$$X_d = a \cdot \sqrt{t} \quad (7)$$

La velocità di avanzamento del degrado dipende dal rapporto acqua-cemento della miscela; dagli studi sperimentali condotti sulle gallerie svizzere è emerso che nel caso del calcestruzzo con rapporto acqua cemento pari a 0.5,  $a = 0.00052 \frac{m}{\sqrt{\text{giorni}}}$ .

Attraverso le equazioni (4), (5), (6) è possibile ricavare le curve di decadimento del modulo elastico e della resistenza a compressione del calcestruzzo in funzione della vita di servizio dell'opera, mentre attraverso la (7) è possibile ottenere una stima dello spessore di calcestruzzo ammalorato a causa dei fenomeni chimici.

### **3.1.2. Corrosione per effetto dei sali disgelanti**

Secondo alcuni studi [4], la corrosione per effetto dei Sali disgelanti risulta predominante nel caso di gallerie in cui sia prevista una membrana impermeabilizzante tra materiale scavato e calcestruzzo. L'utilizzo di sali antighiaccio può causare dei fenomeni di degrado; questo è dovuto al fatto che i sali tendono a reagire con i minerali contenuti all'interno del calcestruzzo, degradandolo. In più si osserva una diminuzione del punto di congelamento, come riportato in alcuni studi [12] [13]. In generale è possibile osservare che dopo un certo numero di applicazioni di sali disgelanti, essi tendono a permeare fino ad una certa profondità dello strato di calcestruzzo causandone, per aumento di volume, un incremento delle porosità e una diminuzione della temperatura di congelamento. L'aumento di porosità del calcestruzzo non sarà omogeneo su tutta la sezione ma sarà predominante nell'area vicina alla zona di applicazione dei Sali disgelanti. A seguito del fenomeno, vi saranno all'interno del rivestimento zone con diversa temperatura di congelamento; questo può causare delle tensioni anomale all'interno del calcestruzzo e quindi indurre a rotture locali ed incrostazioni e riduzione dello spessore del rivestimento.

Tale fenomeno dipende dalla classe di esposizione del calcestruzzo e risulta difficile da quantificare. L'analisi in questo caso può essere realizzata riducendo lo spessore del calcestruzzo in funzione della classe di esposizione, ipotizzando che lo spessore della zona degradata sia proporzionale al quadrato del tempo.

Nello studio di Sandrone et al., si fa cenno delle classi di esposizione per le strutture in calcestruzzo secondo le SN EN 206-1 (2000) [14] e vengono individuate due principali zone del rivestimento sulle quali vengono proiettati i sali disgelanti denominate come segue (Figura 11):

- XF2-mist, calotta
- XF4-splash, piedritti.

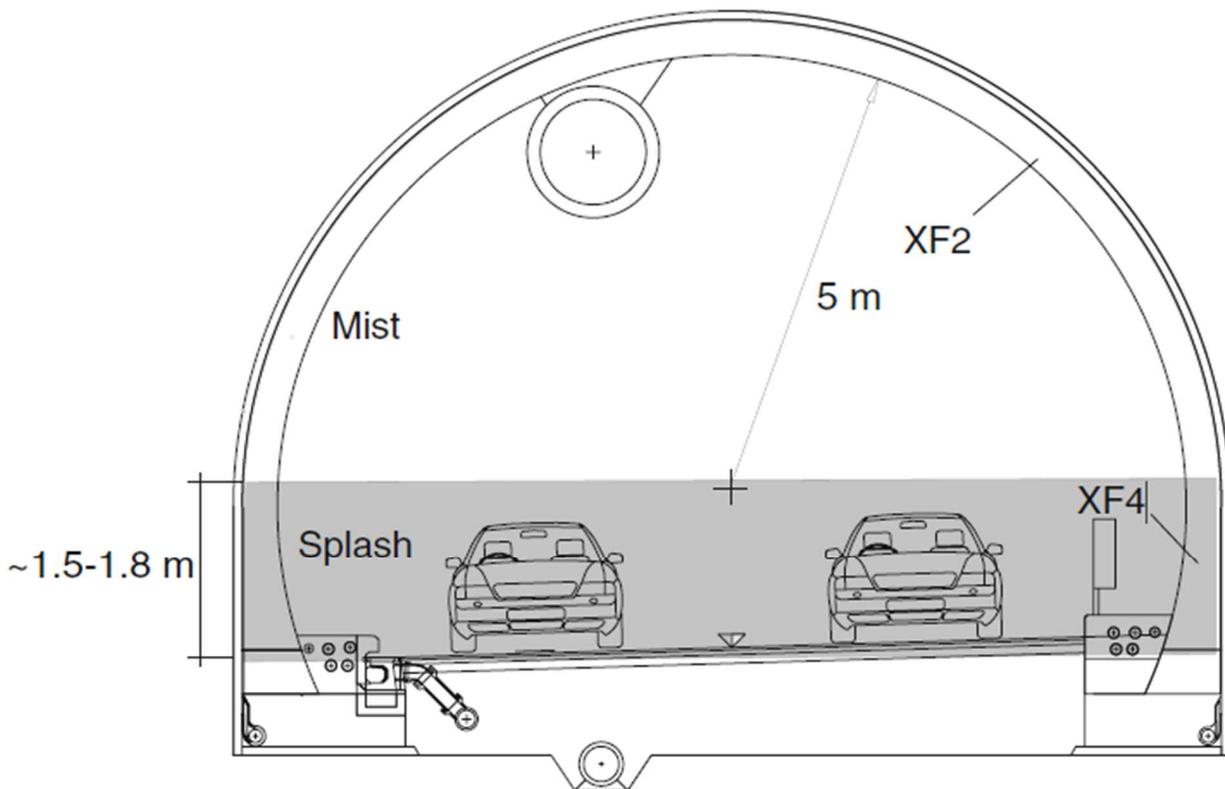


Figura 11. Zone di esposizione al degrado chimico da sali disgelanti [4]

I sali disgelanti utilizzati sono principalmente di due tipi:

- Cloruro di calcio  $\text{CaCl}_2$ : disintegra la matrice cementizia attorno agli aggregati attraverso la seguente reazione:



- Cloruro di sodio  $\text{NaCl}$ : In questo caso la reazione riguarda i calcestruzzi confezionati con aggregati reattivi che reagendo con il cloruro di sodio possono dare luogo alla reazione alcali-aggregato.

Per descrivere il fenomeno è possibile fare riferimento a quanto suggerito in letteratura [15]. Le modalità di penetrazione dei cloruri sono le seguenti:

- Diffusione: può essere descritta facendo riferimento alla seconda legge di Fick espressa come segue:

$$\frac{\partial c}{\partial t} = D \cdot \frac{\partial^2 c}{\partial x^2} \quad (9)$$

I cloruri, in presenza di un gradiente di concentrazione  $\frac{\partial c}{\partial x}$ , entrano nel calcestruzzo attraverso i pori del materiale saturi di acqua, in direzione ortogonale alla superficie del calcestruzzo. D è il coefficiente di diffusione, funzione del grado di compattazione e della temperatura come riportato nella tabella in Figura 12.

Cemento	Grado di compattazione	Temperatura °C	D mm <sup>2</sup> /anno <sup>1/2</sup>
Portland CEM I	1,00	10	25
Portland CEM I	1,00	25	50
Portland CEM I	1,00	40	100
Portland CEM I	0,95	25	100
Pozzolatico CEM IV	1,00	10	20
Pozzolatico CEM IV	1,00	25	30
Pozzolatico CEM IV	1,00	40	40
Pozzolatico CEM IV	0,95	25	60
D'altoforno CEM III	1,00	25	20
D'altoforno CEM III	0,95	25	50

Figura 12. Coefficiente di diffusione dei cloruri per acqua/cemento=0.5 [15]

- Assorbimento capillare: Nel caso in cui i pori del calcestruzzo non siano saturi la penetrazione dei cloruri può essere descritta utilizzando il parametro sorbività S secondo la formula (10):

$$i = S \cdot \sqrt{t} \quad (10)$$

Dove  $i$  è la massa del liquido assorbito per unità di superficie

- Permeazione: la penetrazione dei cloruri per differenza di pressione in un calcestruzzo saturo può essere descritta attraverso la legge di Darcy (11):

$$\frac{dq}{dt} = \frac{k \cdot H \cdot A}{L} \quad (11)$$

$dq/dt$  ( $m^3/s$ ) è il flusso di penetrazione dei cloruri,  $k$  ( $m/s$ ) è il coefficiente di permeabilità,  $H$  ( $m$ ) è la differenza di quota dell'acqua,  $A$  ( $m^2$ ) è l'area di riferimento e  $L$  ( $m$ ) è lo spessore di riferimento.

- Migrazione: avviene principalmente attraverso una combinazione dei fenomeni elencati in precedenza.

### 3.1.3. Attacco solfatico

Il responsabile di questo tipo di degrado chimico è lo ione solfato  $SO_4^-$  che può essere contenuto nell'acqua di falda, nell'ammasso roccioso o nel terreno. I solfati reagiscono con gli idrati del cemento (C-S-H, C-A-H e  $Ca(OH)_2$ ) formando prodotti dannosi per il calcestruzzo come l'ettringite e i solfati di calcio. Le reazioni che causano rigonfiamento (Figura 13, Figura 14) e conseguente degrado nel calcestruzzo sono:



*Figura 13. Degrado causato dall'attacco solfatico in un canale in c.a. [22]*



*Figura 14. Degrado da attacco solfatico in una galleria del nord Italia [15]*

- Gli alluminati di calcio idrati reagiscono con il gesso generando l'ettringite secondaria (Figura 15), che causa un aumento di volume nel calcestruzzo (12):

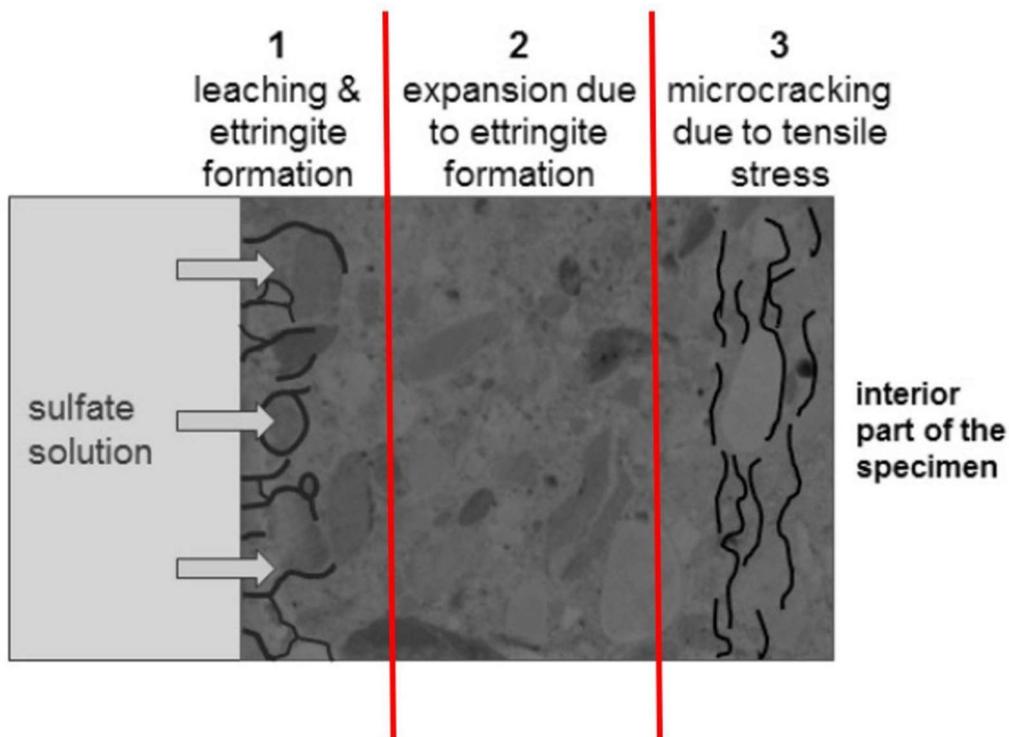
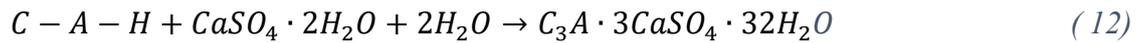
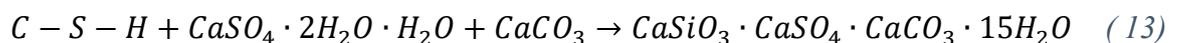


Figura 15. Schema dell'ingresso dei solfati e formazione di ettringite [16]

- I silicati idrati di calcio e gesso reagiscono con l'anidride carbonica con la formazione di thaumesite; l'effetto rigonfiante è simile a quello dell'ettringite secondaria (13):



- L'idrossido di calcio reagendo con lo ione solfato produce gesso-bi idrato che ha un volume maggiore rispetto al gesso contenuto nel materiale (14):



La modellazione numerica degli effetti strutturali del fenomeno di attacco solfatico è stata affrontata in uno studio [16], dove viene proposta una soluzione accoppiata del problema chimico e

meccanico tarata attraverso l'utilizzo di un modello in scala 1:10 di un rivestimento di una galleria, controllando i parametri ambientali di temperatura e umidità.

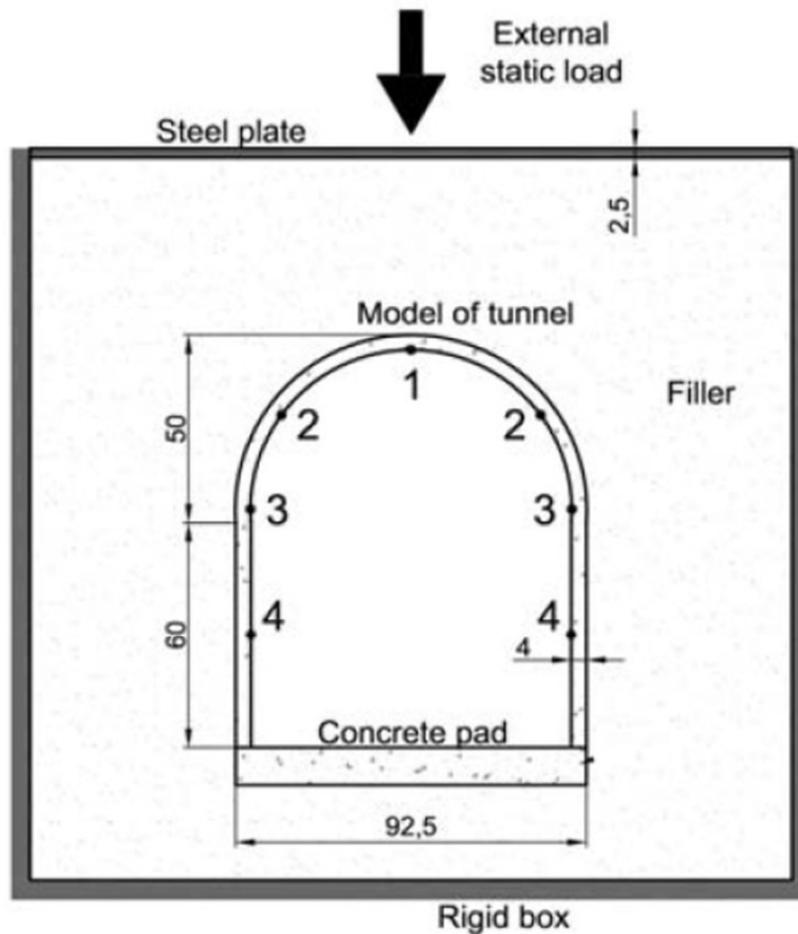


Figura 16. Modello in scala 1:10 e test sperimentale di un rivestimento di una galleria [16]

Le curve di capacità sono state tracciate caricando la struttura con un carico iniziale di 160 KN (Figura 16, Figura 17). Il terreno a contatto con la struttura è caratterizzato dalla presenza di una soluzione con il 5% di solfato di sodio. Nella Figura 18 viene mostrato un confronto tra il modello sperimentale e il modello numerico in termini di penetrazione di solfati dopo 400 giorni dall'esposizione.

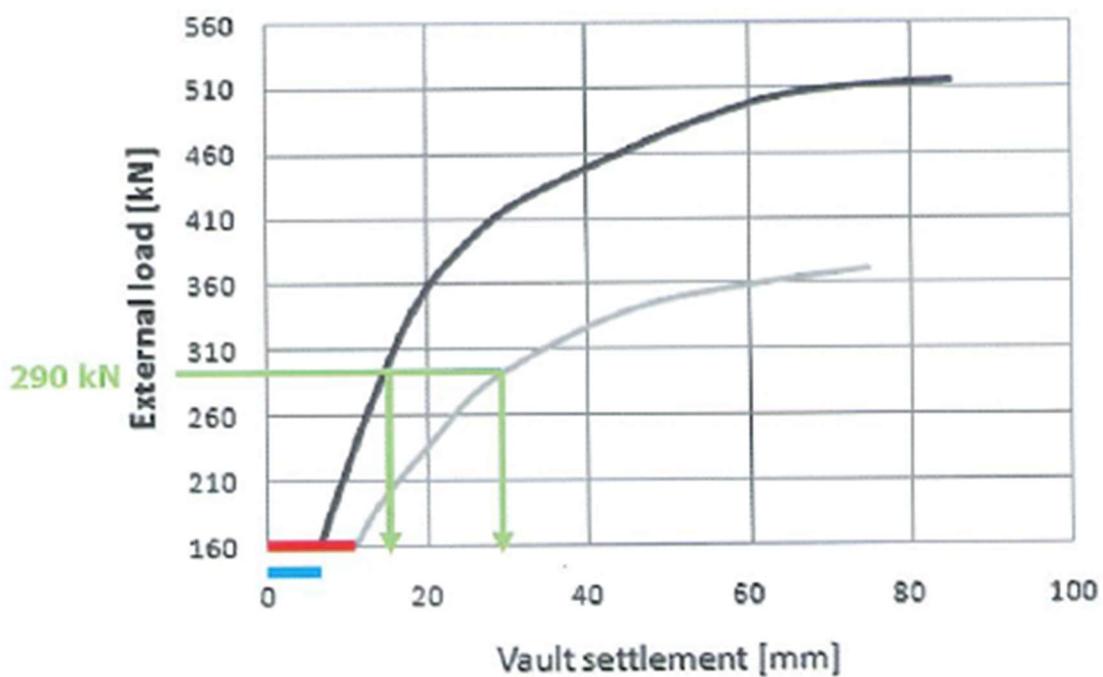


Figura 17. Confronto tra le curve di capacità della struttura in presenza di attacco solfatico (curva grigia) e in assenza di solfato di sodio (curva nera) [15]

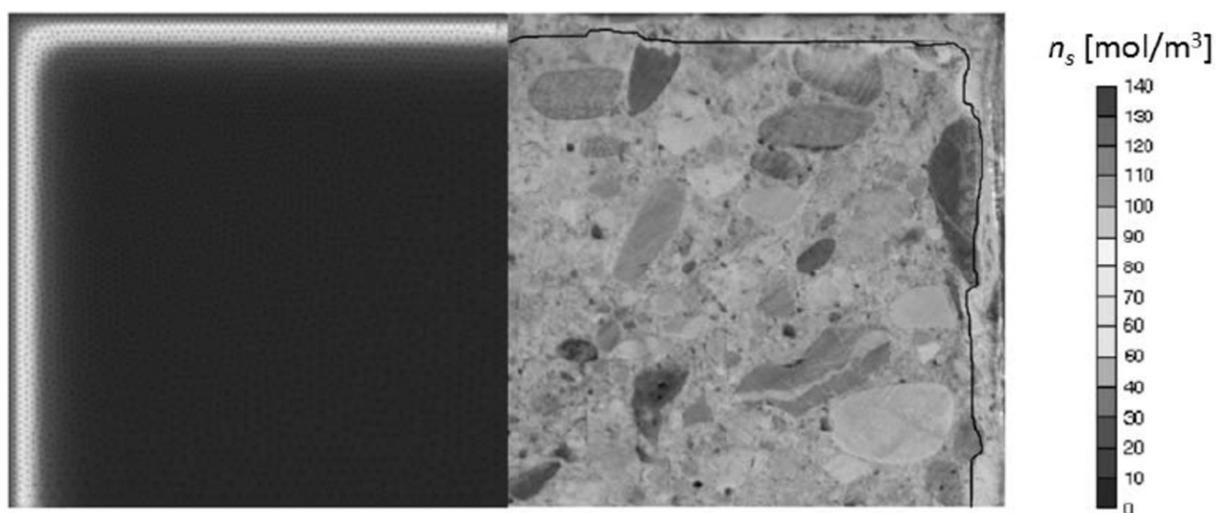


Figura 18. Confronto tra il modello sperimentale (dx) e il modello numerico in termini di penetrazione dei solfati dopo 400 giorni dall'esposizione [16]

Nel caso delle gallerie, tale fenomeno è maggiormente presente per rivestimenti in calcestruzzo proiettato, a causa della loro eterogeneità e della maggiore presenza di difetti interni. L'esposizione del calcestruzzo all'acqua di falda con una elevata concentrazione di solfati genera prodotti espansivi, tra cui l'ettringite secondaria, i quali riducono le proprietà di resistenza del calcestruzzo nel tempo. L'applicazione di modelli numerici complessi, come ad esempio quello proposto da Cefis et al. (2016) [16] risulta di difficile applicazione a causa dell'elevata complessità e dell'elevato costo computazionale.

La stima della penetrazione dei solfati può essere ricavata attraverso l'utilizzo di modelli empirici [7]:

$$R_S = \frac{E\beta^2 c_{sulf} C_E D_i}{\alpha\gamma(1-\nu)} \quad (15)$$

Dove:

- $R_S$  tasso di deterioramento (mm/anno)
- $c_{sulf}$  è la concentrazione di solfati nell'acqua di falda (mol/m<sup>3</sup>)
- $C_E$  concentrazione di solfati reagiti come ettringite (mol/m<sup>3</sup>)
- $D_i$  coefficiente di diffusione degli ioni solfato nel calcestruzzo (m<sup>2</sup>/s)
- $E$  modulo elastico del calcestruzzo (Pa)
- $\nu$  modulo di Poisson del calcestruzzo
- $\alpha$  fattore di rugosità della zona deteriorata (posto uguale a 1)
- $\alpha$  deformazione lineare causata da una mole di solfato che reagisce in 1 m<sup>3</sup> di calcestruzzo (uguale a 1.8x10<sup>-6</sup> m<sup>3</sup>/mol)
- Energia superficiale di frattura del calcestruzzo (uguale a 10 J/m<sup>2</sup>).

$C_E$  può essere ottenuto utilizzando una formulazione introdotta da uno studio [17]:

$$C_E = \frac{W_{cem}\varphi_{AO}}{0.10196} \quad (16)$$

con:

- Contenuto di cemento nel calcestruzzo ( $\text{kg}/\text{m}^3$ )
- $\varphi_{AO}$  percentuale dell'ossido di alluminio nel cemento, che in generale è compresa tra il 2.4% ed il 6.3%.

Utilizzando le equazioni appena illustrate è possibile diagrammare il tasso di deterioramento come mostrato in Figura 19. Si osserva un aumento del tasso di degrado per livelli maggiori di concentrazioni di solfati. In ogni caso il tasso di degrado resta un parametro difficile da valutare a causa della mancanza di dati sperimentali del coefficiente di diffusione dei calcestruzzi. Studi [18] suggeriscono, per la stima di  $D_i$ , di considerare un valore compreso tra:

- $1.05 \times 10^{-11} \text{m}^2/\text{s}$  per  $w/c=0.45$
- $3.54 \times 10^{-11} \text{m}^2/\text{s}$  per  $w/c=0.65$ .

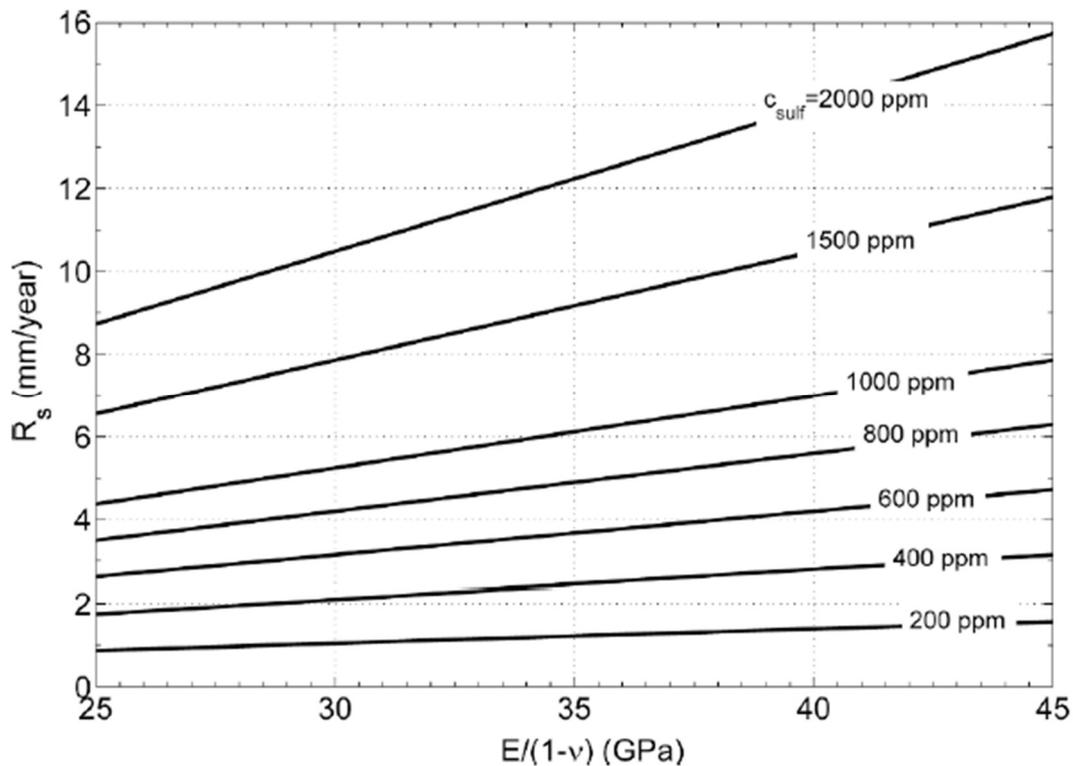


Figura 19. Tabella per la stima del coefficiente di diffusione degli ioni solfato nel calcestruzzo in funzione delle caratteristiche meccaniche dell'ammasso roccioso ( $E/(1-\nu)$ ) e della tasso di degrado ( $R_s$ ) [18]

Ipotizzando che il fenomeno di diffusione abbia un andamento lineare nel tempo [19] il tasso di penetrazione espresso in mm può essere calcolato come segue:

$$X_d = R_s t \quad (17)$$

Studi [4], affermano che la riduzione del modulo elastico e della resistenza a compressione nel tempo è direttamente proporzionale al rapporto tra la profondità di rivestimento deteriorato e lo spessore iniziale del rivestimento.

Quindi:

$$\delta d = \frac{X_d}{d_s} \quad (18)$$

$$\frac{\delta f_c}{f_{co}} = \frac{f_{co} - f_c(t)}{f_{co}} = \delta d \quad (19)$$

$$\frac{\delta E}{E_o} = \frac{E_o - E(t)}{E_o} = \delta d \quad (20)$$

Combinando le equazioni si ottiene:

$$\frac{f_c(t)}{f_{co}} = \frac{E(t)}{E_o} = \left(1 - \frac{R_s t}{d_s}\right) \quad (21)$$

### 3.1.4. Reazione alcali-aggregati

Il fenomeno chimico della reazione alcali-aggregati (noto anche come reazione ASR) può verificarsi nel caso di materiali cementizi contenenti aggregati reattivi, come ad esempio la silice. L'effetto strutturale in questo caso consiste in una espansione degli aggregati, che si traduce spesso in un quadro fessurativo ben preciso con la conseguente diminuzione delle proprietà meccaniche del calcestruzzo [20].

Nello specifico, la silice amorfa contenuta negli aggregati reagisce con gli alcali  $\text{Na}^+$  e  $\text{K}^+$  generando prodotti espansivi (Figura 20) secondo la seguente reazione (22):

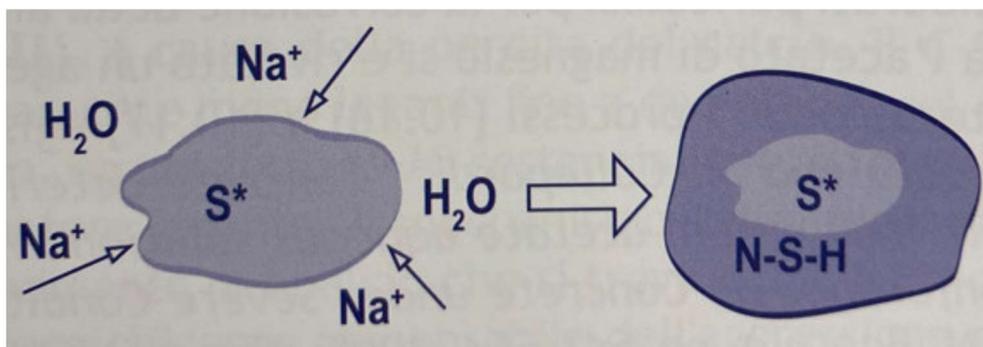
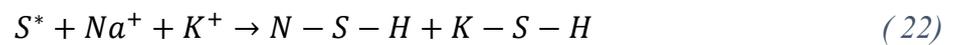
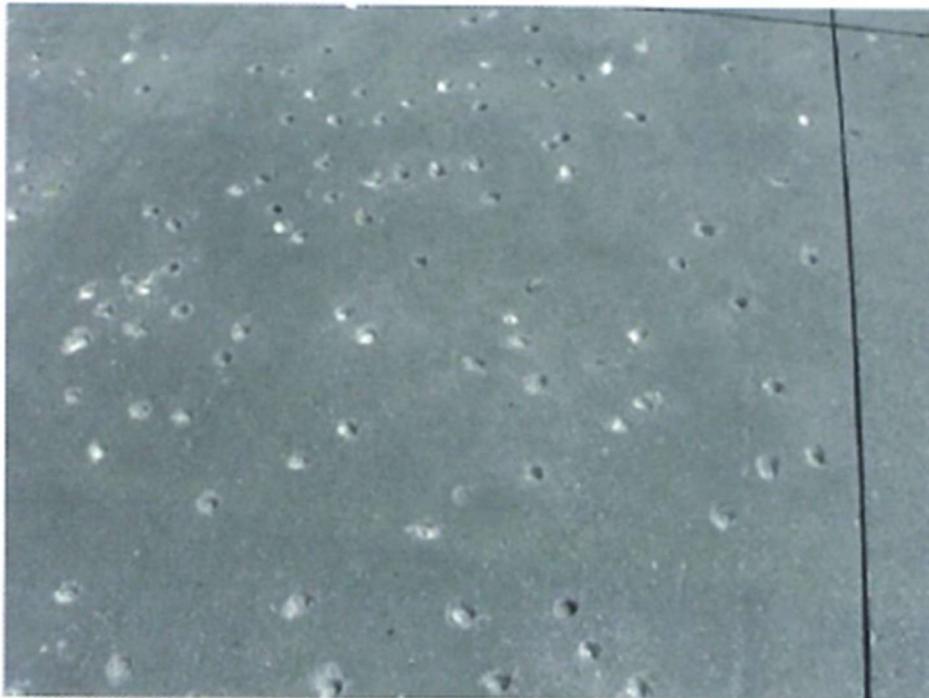


Figura 20. Aumento di volume degli aggregati a causa della reazione alcali-aggregati [22]

Il danno strutturale causato dalla reazione ASR può manifestarsi con la formazione di microfessurazioni “a ragnatela” (Figura 21), con il fenomeno del pop out, ovvero il sollevamento di un piccolo cono di calcestruzzo in prossimità degli aggregati reattivi (Figura 22) o con la formazione di macrofessurazioni (Figura 23).



*Figura 21. Microfessurazioni da reazione alcali-aggregati*



*Figura 22. Pop out da reazione alcali aggregati [15]*



*Figura 23. Macrofessurazioni dovute alla reazione alcali-aggregati*

Anche in questo caso, in letteratura sono stati studiati e proposti diversi modelli matematici per la modellazione. [21]

Alcuni Autori [22], sono riusciti a calcolare le sollecitazioni indotte dalla reazione ASR utilizzando come unica variabile di campo l'espansione libera degli aggregati all'interno della miscela cementizia, sviluppando un'analisi strutturale basata sulla risoluzione di un problema inverso. La back-analysis in questo caso consiste nella valutazione del campo di espansione partendo dagli spostamenti misurati su un caso studio di un ponte.

## 3.2. Fenomeni di degrado dell'ammasso roccioso

L'evoluzione del degrado dell'ammasso roccioso, come nel caso del calcestruzzo, può essere modellata attraverso una diminuzione delle caratteristiche meccaniche del materiale o attraverso l'utilizzo di modelli reologici nel caso di fenomeni viscosi tempo-dipendenti. L'effetto del degrado della roccia in termini di incremento dei carichi che gravano sul rivestimento in calcestruzzo può essere valutato mediante una modellazione che includa, oltre che la struttura in calcestruzzo, il terreno con le proprie caratteristiche meccaniche. In alternativa è possibile includere i fenomeni di degrado dell'ammasso roccioso attraverso l'utilizzo di un modello semplificato, modellando esclusivamente il rivestimento della galleria e realizzando un'analisi a carichi imposti [23].

Considerando che per la maggior parte delle opere realizzate attorno agli anni 60 e 70 in Italia vi è una scarsa disponibilità di informazioni riguardo alle tecniche costruttive utilizzate, la modellazione del processo di scavo può essere di difficile applicazione. Molti progettisti preferiscono adottare la seconda opzione attraverso l'utilizzo di un'analisi a carichi imposti che, oltre ad avere dei vantaggi dal punto di vista della facilità della modellazione, permette di cogliere al meglio gli aspetti strutturali del problema.

A tale scopo è possibile utilizzare diversi approcci, come ad esempio quello basato sul già richiamato metodo di convergenza-confinamento, dove le sollecitazioni sulla struttura vengono valutate attraverso l'utilizzo della curva caratteristica dello scavo. In letteratura sono presenti molti modelli che permettono di valutare l'evoluzione della curva caratteristica nel tempo (Figura 8). Come si evince dalla tabella Figura 8, i fenomeni di degrado dell'ammasso roccioso sono principalmente quelli legati all'ageing (fenomeni di natura fisica come, ad esempio, il creep) e fenomeni di weathering (fenomeni chimici dovuti all'interazione con l'acqua e altri componenti chimici). In generale, in alcuni studi [4], viene considerato un fenomeno alla volta; per le opere realizzate in ammassi rocciosi di buona qualità si tiene conto esclusivamente dei fenomeni di ageing, viceversa, per le gallerie realizzate in formazioni di scarsa qualità viene considerato esclusivamente il weathering.

### 3.2.1. Ageing

Il fenomeno di ageing dell'ammasso roccioso è stato studiato da diversi autori. Alcuni [24], proposero l'utilizzo di un modello viscoelastico con lo scopo di ottenere una curva caratteristica del cavo a lungo termine. La convergenza delle pareti dello scavo associata al creep può essere modellata attraverso un aumento delle deformazioni in termini di tensioni deviatoriche [25].

La velocità di creep varia in funzione del tipo di roccia e può essere stimata con le leggi disponibili in bibliografia come, ad esempio, la legge di Lameitre [26]:

$$\varepsilon_{VP} = a(q - \sigma_s)^\beta t^\alpha \quad (23)$$

Dove:

- $\varepsilon_{VP}$  è la deformazione viscoplastica
- $q$  sono le tensioni deviatoriche dell'ammasso roccioso
- $\sigma_s$  è la tensione oltre il quale si instaura il fenomeno di creep, che nel caso si utilizzi un modello non-lineare visco elastico può essere assunto pari ad uno
- $t$  è il tempo
- $\alpha$  è la costante di creep compresa tra 0.3 ed 1
- $\beta$  è una costante che dipende dal meccanismo di deformazione dell'AR
- $a = \left(\frac{A}{\alpha}\right)^\alpha$  è legato al parametro di viscosità  $A$  ( $s^{-1}$ ) della legge di Arrhenius

Integrando le equazioni di equilibrio e di congruenza è possibile ricavare gli spostamenti e lo stato tensionale della galleria.

Un altro approccio per la modellazione del creep dell'ammasso roccioso è quello di tipo numerico, attraverso l'utilizzo di modelli come il Generalized Kelvin model, Maxwell e il modello reologico di Burger [8] [9]. In questo caso viene ricavata una formulazione analitica accoppiata tra le deformazioni dovute al creep dell'ammasso roccioso e l'avanzamento del degrado chimico del calcestruzzo del rivestimento.

La soluzione in forma chiusa viene poi validata attraverso una simulazione numerica agli elementi finiti con FLAC<sup>3D</sup>. Il modello prevede di utilizzare le leggi di creep introdotte in precedenza sull'ammasso roccioso. Per quanto riguarda il degrado del calcestruzzo, viene proposto l'utilizzo di

un modello esponenziale [27], che consiste nel ridurre il modulo elastico del calcestruzzo nel tempo secondo le seguenti formulazioni:

$$E_{L1}(t) = E_{L1,0} \cdot g(t) \quad (24)$$

$$g(t) = e^{-\beta t} \quad (25)$$

Con:

- $E_{L1,0}$  modulo elastico iniziale del calcestruzzo
- $g(t)$  è la funzione di degrado
- $\beta$  è il tasso di degrado del calcestruzzo che può essere ricavato attraverso l'esecuzione di prove in laboratorio.

Lo studio si conclude attraverso diverse simulazioni di tipo parametrico in funzione del tasso di degrado  $\beta$ .

### 3.2.2. Weathering

Tale fenomeno è dovuto principalmente all'interazione del materiale con le falde acquifere a cui è esposto. Questa interazione può dare luogo ad una riduzione delle proprietà di resistenza dell'ammasso roccioso, specialmente nel caso di rocce sedimentarie. Attraverso l'esecuzione prove di compressione monoassiale, [28] è possibile affermare che, a lungo termine, le proprietà di resistenza si riducono indicativamente del 30%. In letteratura [4], viene proposto un modello iperbolico della riduzione delle proprietà di resistenza dell'ammasso roccioso.

$$V(t) = V_{ST} - [(V_{ST} - V_{LT}) \cdot \left(1 - \frac{1}{(1+\frac{t}{T})}\right)] \quad (26)$$

Dove:

- $V_{ST}$  è il valore che i parametri di resistenza assumano a breve termine;
- $V_{LT}$  è il valore che i parametri di resistenza assumano a lungo termine considerando una riduzione del 30% del loro valore iniziale
- $t$  è il tempo passato dalla realizzazione dell'opera
- $T$  è il degradation rate del processo di weathering

Un altro modello di degrado dell'ammasso roccioso presente in letteratura è il modello logaritmico [29] [30] [31] [32]:

$$R_d = \frac{P_0 - P(t)}{\log(t+1)} \quad (27)$$

Dove:

- $R_d$  è il degradation rate
- $P_0 - P(t)$  è la variazione dei parametri dopo un certo tempo  $t$ , ottenibile dalle prove in laboratorio.

Nel caso in cui si abbiano pochi dati relativi alle prove in laboratorio una stima di  $R_d$  può essere ottenuta utilizzando la tabella (Figura 24).

**Table 1**  
Suggested values of apparent degradation rate,  $R_d$ , for sedimentary rocks.

Rock type	$R_d$ (average) (1/log[year])
Siltstone <sup>a</sup>	0.325
Gypsum <sup>a</sup>	0.133
Shale <sup>a</sup>	0.169
Limestone <sup>a</sup>	0.067
Sandstone <sup>b</sup>	0.32

<sup>a</sup> Huisman et al. (2006).

<sup>b</sup> Tating et al. (2013).

*Figura 24. Valori di degradation rate per tipi di roccia [32]*

Considerando ad esempio una riduzione delle proprietà di resistenza del 30% e una riduzione del modulo elastico del 40% e ponendo  $t=100$  anni si ottengono le seguenti formulazioni:

$$(c, \varphi)(t) = (c, \varphi)_0 [1 - 0.15 \log(t + 1)] \quad 0 \leq t \leq 100 \quad (28)$$

$$E(t) = E_0 [1 - 0.2 \log(t + 1)] \quad 0 \leq t \leq 100 \quad (29)$$

## 4. Modellazione numerica dei fenomeni di degrado

La modellazione numerica prende spunto dall'approccio semplificato [4], attraverso l'utilizzo della curva caratteristica. Le maggiori difficoltà legate alla modellazione sono relative alla scarsa disponibilità di dati risalenti alle caratteristiche dei materiali durante la costruzione dell'opera, i quali potrebbero essere utili per tarare i parametri delle leggi di degrado e validare il modello numerico. Occorre dunque tenere a mente che le analisi svolte, specialmente in riferimento ai dati relativi alle proprietà del calcestruzzo in fase di progettazione, saranno unicamente volte a fornire un'indicazione del possibile effetto dell'avanzamento dei fenomeni di degrado in termini di sicurezza.

La sezione tipo analizzata è stata fornita dall'azienda e verrà analizzata in diversi contesti geologici, con lo scopo di valutare l'effetto del degrado in funzione della qualità dell'ammasso roccioso in cui l'opera è situata, imponendo dei carichi statici e un'azione sismica. Quest'ultima viene applicata attraverso l'approccio pseudo statico [33] che verrà illustrato nei successivi paragrafi.

Le analisi verranno realizzate considerando che la vita utile dell'opera dal momento della costruzione è di circa 50 anni. Avendo a disposizione, per le gallerie risalenti agli anni '70, alcuni valori di riferimento delle proprietà meccaniche del materiale al momento della costruzione e le misurazioni più recenti degli stessi parametri ricavate nelle varie campagne ispettive, sarà possibile tarare i parametri relativi alla velocità di avanzamento dei fenomeni di degrado e valutare l'effetto di quest'ultimi per altri 50 anni per un tempo totale di circa 100 anni.

Lo scopo principale delle analisi svolte sarà quello di realizzare un modello numerico includendo la variabile tempo. Verrà simulata la progressione del degrado dell'ammasso roccioso e del rivestimento a partire dal periodo di costruzione dell'opera e valutandone il fattore di sicurezza a breve termine (dopo la realizzazione) e a lungo termine (dopo 50 anni e dopo 100 anni)..

Straus7 consente di includere la variabile tempo nelle analisi utilizzando diversi solutori, come ad esempio lo "pseudo-static" o il "nonlinear static" che permettono di considerare uno pseudo time. Al fine di individuare quale fra i due solutori fosse il più idoneo, sono state svolte delle analisi numeriche le quali mostrano che i due solutori restituiscono risultati molto simili tra di loro, dunque risultano entrambi utilizzabili.

## 4.1. Inquadramento dell'opera

### 4.1.1. Geometria e caratteristiche meccaniche del rivestimento in calcestruzzo

Per la modellazione numerica vengono utilizzati i dati di un'opera che ha manifestato un significativo degrado nel tempo. L'opera in analisi è stata realizzata negli anni '70, ha una lunghezza totale di circa 200 m ed è in parte composta da una galleria artificiale ed in parte da una naturale (Figura 25, Figura 26). Nel corso degli anni l'opera è stata oggetto di manutenzione e sono stati realizzati degli interventi successivi che includono delle canalette di drenaggio e delle reti elettrosaldate zincate a caldo.

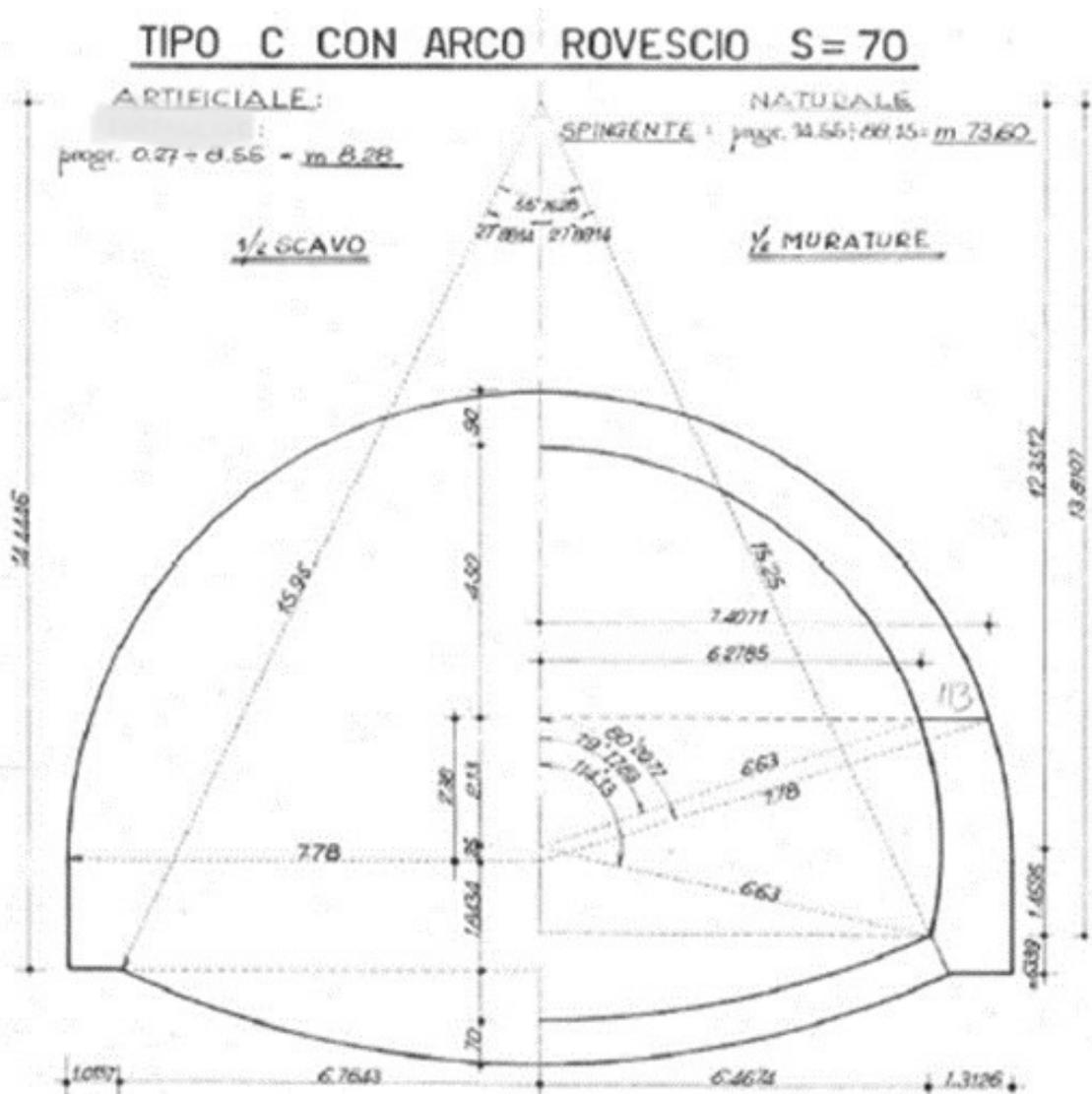


Figura 25. Rivestimento definitivo sezione tipo C (Fonte: Tecne-Systra SWS Advanced Tunneling)

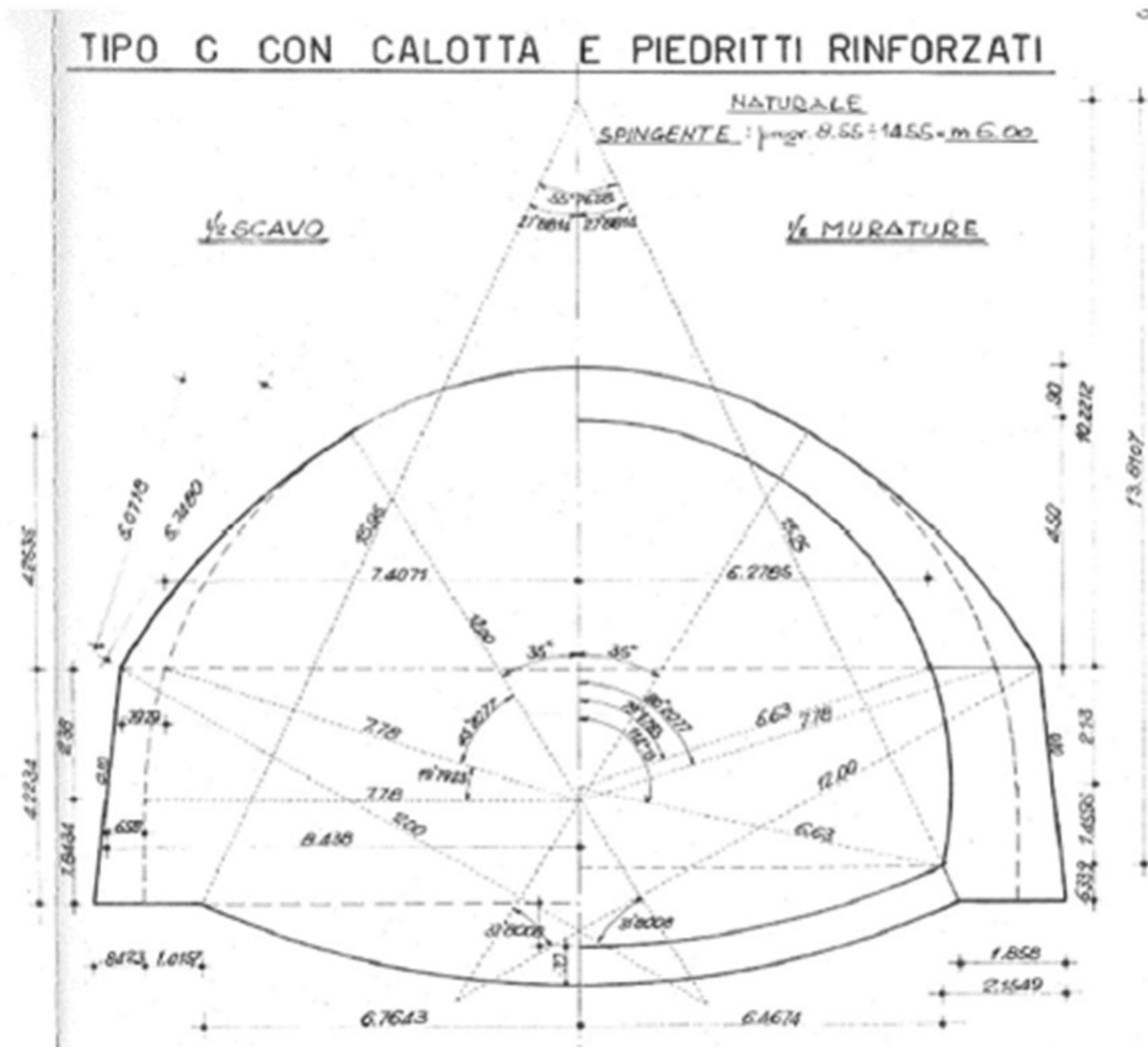
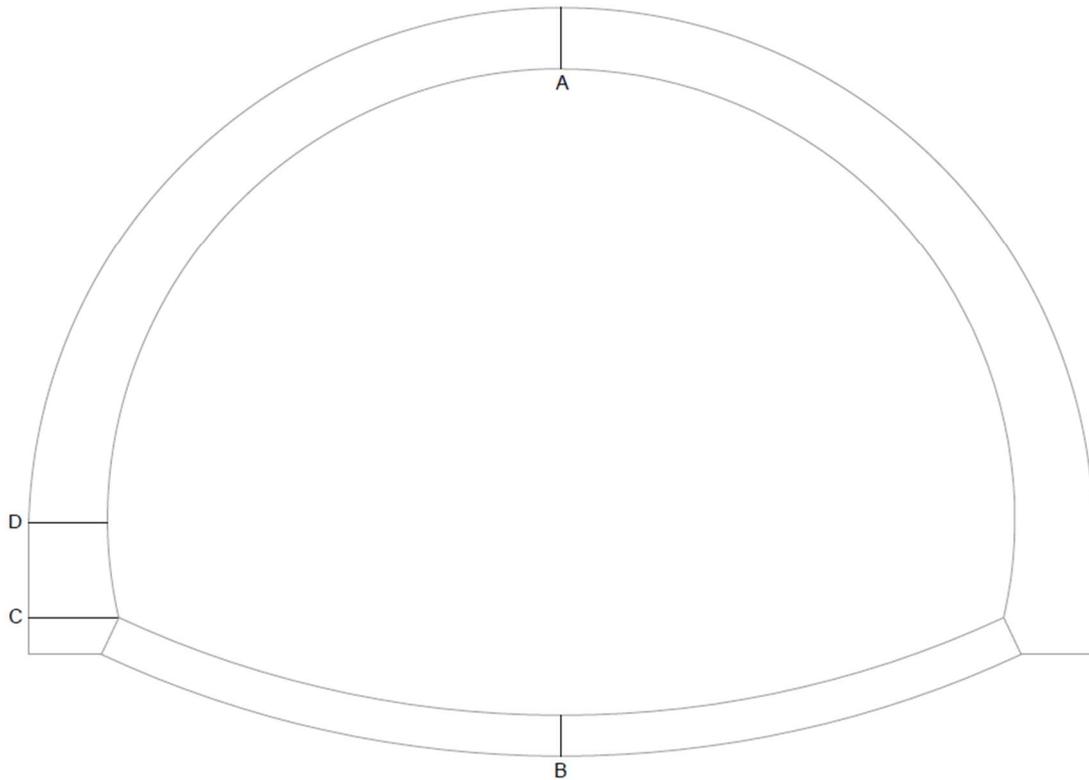


Figura 26. Rivestimento definitivo sezione tipo C rinforzata (Fonte: Tecne-Systra SWS Advanced Tunneling)

La sezione scelta per le analisi è quella della galleria naturale in calcestruzzo ordinario, ipotizzando l'assenza di un rivestimento di prima fase (sezione tipo C, Figura 25), le cui caratteristiche geometriche sono riportate in riferimento alla Figura 27:

- Spessore calotta (A): 90 cm
- Spessore arco rovescio (B): 70 cm
- Spessore murette (C): 130 cm
- Spessore piedritto al piano dei centri (D): 115 cm.



*Figura 27. Rivestimento definitivo sezione tipo C*

Il piano di indagine studiato per la galleria prevede l'utilizzo di strumenti come il georadar, i martinetti piatti, le videoendoscopie e carotaggi lungo tutta l'estensione dell'opera.

I parametri di maggior interesse per la modellazione sono quelli relativi alle caratteristiche meccaniche e di resistenza del rivestimento. In questo caso sono state utilizzate le prove di schiacciamento effettuate sui provini di calcestruzzo prelevati in situ durante le ispezioni. Per caratterizzare al meglio la galleria sono state prelevate tre carote ogni 50 metri alle quali sono stati aggiunti ulteriori prelievi sotto richiesta esplicita dei progettisti per analizzare alcune anomalie riscontrate con l'utilizzo del georadar. Le carote estratte sono state sottoposte a prove di compressione monoassiale. Nelle Figura 28, Figura 29 vengono riportati alcuni estratti del documento del rilievo fotografico del carotaggio.

**ANALISI E DESCRIZIONE DIFETTI**

**TRATTO A**

**TRATTO B**



**TRATTO A - da 0 a 57 cm**

Descrizione: Si rileva la presenza di vespaio.



**TRATTO B - da 50 a 94 cm (Distacco di fine prova)**

Descrizione: Si rileva la presenza di ferro.



*Figura 28. Rilievo fotografico carotaggi. (Fonte: Tecne-Systra SWS Advanced Tunneling)*

RILIEVO FOTOGRAFICO CAROTAGGIO			
PK / Sez.	Ubicazione	Lunghezza (cm)	Inclinazione
Concio 8 - PK 150,0	RS	75	180°



RILIEVO FOTOGRAFICO CAROTAGGIO			
PK / Sez.	Ubicazione	Lunghezza (cm)	Inclinazione
Concio 8 - PK 150,0	RS	75	270°

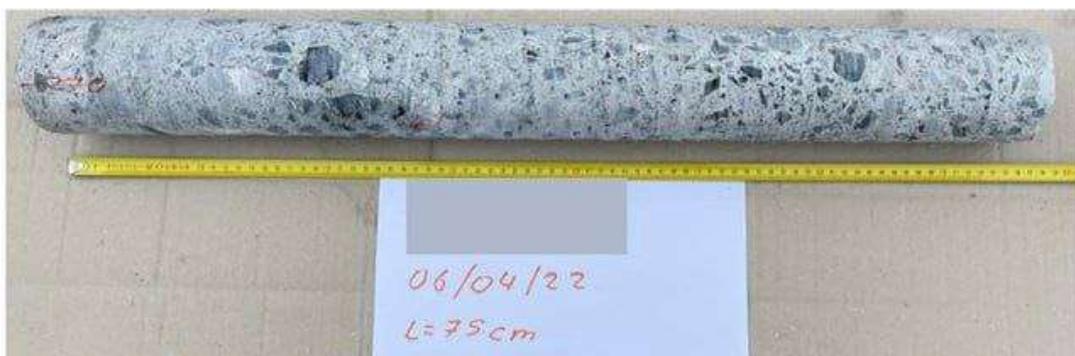


Figura 29. Rilievo fotografico carotaggi (Fonte: Tecne-Systra SWS Advanced Tunneling)

I risultati dell'elaborazione delle prove di compressione monoassiale sono riportati in Tabella 1 e Tabella 2.

	Naturale	Artificiale
<b>R<sub>ck</sub> [MPa]</b>	4.70	-
<b>R<sub>cm</sub> [MPa]</b>	11.02	22.64

Tabella 1. Valori di resistenza ottenuti dalle prove di compressione monoassiale dei provini, calotta+ reni

	Naturale	Artificiale
<b>R<sub>ck</sub> [MPa]</b>	5.40	-
<b>R<sub>cm</sub> [MPa]</b>	8.58	12.58

Tabella 2.. Valori di resistenza ottenuti dalle prove di compressione monoassiale dei provini, piedritti

Per determinare il modulo elastico del materiale è possibile fare riferimento alle indicazioni dell'EC2 [34] attraverso l'utilizzo della formula (30).

$$E = 22000 \cdot \left( \frac{f_{cm}}{10} \right)^{0.3} \quad (30)$$

Dove la resistenza a compressione media cilindrica viene calcolata a partire dalla resistenza a compressione cubica utilizzando l'equazione (31).

$$f_{cm} = 0.83 \cdot R_{cm} \quad (31)$$

Grazie alla disponibilità di numerose prove lungo tutta l'estensione dell'opera è possibile determinare le caratteristiche del materiale al momento delle ispezioni. Qualche difficoltà in più può essere riscontrata nel risalire alle caratteristiche del manufatto risalenti all'epoca di costruzione, vista l'elevata difficoltà nel reperire i documenti progettuali. Per il caso in analisi sono stati resi disponibili alcuni estratti dalla documentazione contabile di cantiere dell'opera riportati in Figura 30 e Figura 31. Da tali documenti si evince che, vista la scarsa disponibilità di prove, non è possibile realizzare la trattazione statistica fatta per i provini raccolti durante le ispezioni. Ai fini dell'analisi, per avere una stima delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo al momento della costruzione dell'opera, è stato considerato il valore medio delle tre prove disponibili.

CEMENTO		ROTTURA Kg/cm <sup>2</sup>	
Tipo	Dosaggio	7Giorni	28 giorni
325	250	191	271
"	"	308	384
"	"	135	211
"	"	185	290
"	"	—	275
325	300	130	234

Figura 30. Documenti contabilità lavori della galleria (Fonte: Tecne-Systra SWS Advanced Tunneling)

CEMENTO		ROTTURA Kg/cm <sup>2</sup>	
Tipo	Dosaggio	7 giorni	28 giorni
325	200	91	142
"	"	144	230
"	"	—	269
"	"	119	185
"	"	—	171
"	"	76	133
"	"	101	177
"	"	56	120
"	"	124	207

Figura 31. Documenti contabilità lavori della galleria (Fonte: Tecne-Systra SWS Advanced Tunneling)

Infine, in Tabella 3 e Tabella 4 vengono riportate le caratteristiche meccaniche a lungo termine e durante la costruzione dell'opera. Dai valori ottenuti è possibile osservare che, in questo caso, le caratteristiche meccaniche del materiale tendono a diminuire in maniera significativa con il passare del tempo a causa dei fenomeni di degrado.

t=0 anni	Calotta+reni	Calotta+reni	Piedritti
<b>R<sub>cm</sub> [MPa]</b>	26.95	28.42	11.76
<b>f<sub>cm</sub> [MPa]</b>	22.37	23.59	9.76
<b>E<sub>c</sub> [MPa]</b>	28010.04	28459.9	21840.79
<b>E<sub>c, medio</sub> [MPa]</b>	26103.58		

Tabella 3. Resistenza a compressione e modulo elastico del calcestruzzo nel periodo di costruzione

t=50 anni	Calotta+reni	Piedritti
<b>R<sub>ck</sub> [MPa]</b>	4.70	5.40
<b>R<sub>cm</sub> [MPa]</b>	11.02	8.58
<b>f<sub>ck</sub> [MPa]</b>	3.901	4.482
<b>f<sub>cm</sub> [MPa]</b>	9.15	7.12
<b>E<sub>c</sub> [MPa]</b>	21419.07	19869.745
<b>E<sub>c, medio</sub> [MPa]</b>	20644.41	

Tabella 4. Resistenza a compressione e modulo elastico del calcestruzzo a lungo termine (50 anni)

#### 4.1.2. Caratteristiche meccaniche dell'ammasso roccioso

La geometria descritta nel precedente paragrafo verrà analizzata in tre diversi contesti geologici con lo scopo di valutare quanto sia rilevante la qualità dell'ammasso roccioso nella modellazione dei fenomeni di degrado delle gallerie e gli effetti in termini di variazione della capacità portante dell'opera. La profondità dell'opera considerata è di 120 m. I contesti geologici analizzati sono i seguenti:

- Ammasso roccioso di buona qualità: Calcare 1
  - GSI=50
  - $\sigma_{ci}$ =35 MPa
  - $m_i$ =8

- Ammasso roccioso di qualità mediocre/scadente: Calcare 2
- GSI=35
- $\sigma_{ci}$  =25 MPa
- $m_i$ =8
  
- Ammasso roccioso di qualità scadente/molto scadente: Siltite
- GSI=30
- $\sigma_{ci}$  =25 MPa
- $m_i$ =7.

I dati relativi agli ammassi rocciosi sono stati elaborati utilizzando il software RSData di Rocscience ottenendo i valori riassunti nella Tabella 5.

	Calcare 1	Calcare 2	Siltite
$R_d$ [1/log(anni)]	0.067	0.067	0.325
$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	26	26	26
$\rho$ [kg/m <sup>3</sup> ]	2650	2650	2650
$c$ [MPa]	0.58	0.35	0.29
$\phi$ [°]	43	36	31
$E$ [MPa]	7526	1984	763
$\nu$ [-]	0.3	0.3	0.35
$G$ [MPa]	14473	3815	1413

*Tabella 5. Parametri geotecnici degli ammassi rocciosi*

dove:

- GSI è il Geological Strength Index
- $\sigma_{ci}$  è la resistenza a compressione monoassiale della roccia intatta
- $m_i$  è la costante del materiale del criterio di Hoek- Brown generalizzato
- $R_d$  è il valore di tasso di degrado della legge parabolica di weathering che può essere ottenuto in funzione della litologia utilizzando la tabella riportata in Figura 24
- $\gamma$  è il peso per unità di volume del materiale, ipotizzato costante per le tre diverse litologie
- $\rho$  è la densità del materiale
- $c$  e  $\phi$  sono rispettivamente la coesione e l'angolo di resistenza al taglio, ovvero i parametri di resistenza di Mohr-Coulomb dell'ammasso roccioso valutati attraverso la linearizzazione del criterio di Hoek e Brown nell'intervallo  $0 < \sigma_3 < 0.5\sigma_{ci}$

- E è il modulo elastico dell'ammasso roccioso
- $\nu$  è il coefficiente di Poisson
- G è il modulo di taglio dell'ammasso roccioso.

## 4.2. Decadimento delle proprietà meccaniche dei materiali a causa del degrado

### 4.2.1. Valutazione dei fenomeni di degrado nel calcestruzzo

Come anticipato, i fenomeni di degrado vengono introdotti nell'analisi attraverso la riduzione delle proprietà meccaniche del calcestruzzo, che si traducono in una maggior deformabilità ed una maggiore convergenza della galleria, nonché in una riduzione della capacità portante della stessa.

Allo stesso tempo anche le proprietà meccaniche dell'ammasso roccioso tendono ad evolversi nel tempo, determinando un incremento del raggio plastico attorno allo scavo ed un conseguente aumento delle pressioni sul rivestimento. Per quantificare la variazione delle proprietà dei materiali in gioco è possibile fare riferimento alle leggi di degrado illustrate nel capitolo 3.

Per il calcestruzzo si ipotizza che il fenomeno di degrado prevalente per il caso in analisi sia quello del calcium leaching, che ha come effetto principale quello di aumentare il grado di porosità del calcestruzzo, riducendone il modulo elastico e la resistenza a compressione.

Avendo a disposizione i dati relativi alle prove di compressione dalle recenti ispezioni sull'opera e un riferimento degli stessi valori durante il periodo di costruzione, è possibile stimare il valore di velocità dell'avanzamento del degrado utilizzato nelle equazioni (5), (6) e (7). Il valore del degradation rate del fenomeno del calcium leaching può essere ricavato attraverso la funzione "ricerca obiettivo" di Excel imponendo come valore del modulo elastico del materiale dopo 50 anni quello ricavato dalle prove a compressione sui provini prelevati durante le ispezioni. Per semplificare il modello il valore di modulo elastico utilizzato nei calcoli è ottenuto facendo una media tra i valori di calotta, reni e piedritti, ottenendo così i risultati riassunti in Tabella 6.

$E_0$ [MPa]	$E_{50}$ [MPa]	$a$ [m/ t <sup>1/2</sup> ]	$A_0$ [m]	$k_m$
26000.00	21000	0.00194117	0.9	0.66

Tabella 6. Caratteristiche meccaniche del rivestimento e parametri della legge di degrado

dove:

- $E_0$  è il modulo elastico del calcestruzzo misurato nel periodo di costruzione dell'opera
- $E_{50}$  è il modulo elastico del calcestruzzo dopo 50 anni dalla costruzione
- $a$  è il valore della velocità di avanzamento del degrado (degradation rate) calcolato con i dati relativi alle prove sul materiale
- $A_0$  è lo spessore del rivestimento in calotta; tale parametro, per semplicità, viene considerato costante nel calcolo della variazione del modulo elastico del calcestruzzo nel tempo
- $k_m$  è la costante empirica per la riduzione del modulo elastico per effetto del degrado.

Tramite l'utilizzo dell'equazione (6) si ricava l'evoluzione del modulo elastico del calcestruzzo nel tempo; i valori sono riportati nella Tabella 7.

t [anni]	$X_d$ [m]	$A_d$ [m]	$\Delta A_d$ [-]	$\Delta E$ [Mpa]	$E(t)$ [MPa]
0	0	0	0	0	26000.00
25	0.18543	0.18543	0.20603344	3535.534	22464.47
50	0.262238	0.262238	0.29137529	5000	21000.00
75	0.321174	0.321174	0.35686039	6123.724	19876.28
100	0.37086	0.37086	0.41206689	7071.068	18928.93

Tabella 7. Calcolo dell'evoluzione del modulo elastico del calcestruzzo nel tempo

#### 4.2.2. Valutazione dei fenomeni di degrado nell'ammasso roccioso

Il fenomeno di degrado dell'ammasso roccioso che verrà introdotto nelle analisi è il weathering. L'effetto principale di tale fenomeno consiste, come nel caso del calcestruzzo, in una riduzione delle proprietà meccaniche del materiale. Le indicazioni presenti in letteratura suggeriscono di ridurre le proprietà del materiale a lungo termine del 30% per coesione e angolo di attrito e del 40% per il modulo elastico dell'ammasso roccioso. Avendo a disposizione le litologie è possibile utilizzare la legge parabolica di weathering (27) facendo riferimento ai valori di degradation rate  $R_d$  riportati nella Tabella 5.

Nella Tabella 8, Tabella 9 e Tabella 10 viene mostrata l'evoluzione dei parametri nel tempo per i tre diversi ammassi rocciosi.

Calcicare 1			
t [anni]	E [Mpa]	$\phi$ [°]	c [MPa]
0	7526	43.0	0.58
25	6813	38.9	0.53
50	6665	38.1	0.51
75	6578	37.6	0.51
100	6515	37.2	0.50

Tabella 8. Effetto del wethering sulla riduzione della proprietà meccaniche dell'AR (Ammasso roccioso di buona qualità)

Calcicare 2			
t [anni]	E [Mpa]	$\phi$ [°]	c [MPa]
0	1984	36.00	0.35
25	1796	32.59	0.32
50	1757	31.88	0.31
75	1734	31.46	0.31
100	1718	31.17	0.30

Tabella 9. Effetto del wethering sulla riduzione della proprietà meccaniche dell'AR (Ammasso roccioso di qualità mediocre scadente)

Siltite			
t [anni]	E [Mpa]	$\phi$ [°]	c [MPa]
0	763	31.00	0.29
25	412	16.74	0.16
50	340	13.80	0.13
75	297	12.05	0.11
100	266	10.81	0.10

Tabella 10. Effetto del wethering sulla riduzione della proprietà meccaniche dell'AR (Ammasso roccioso di qualità scadente/ molto scadente)

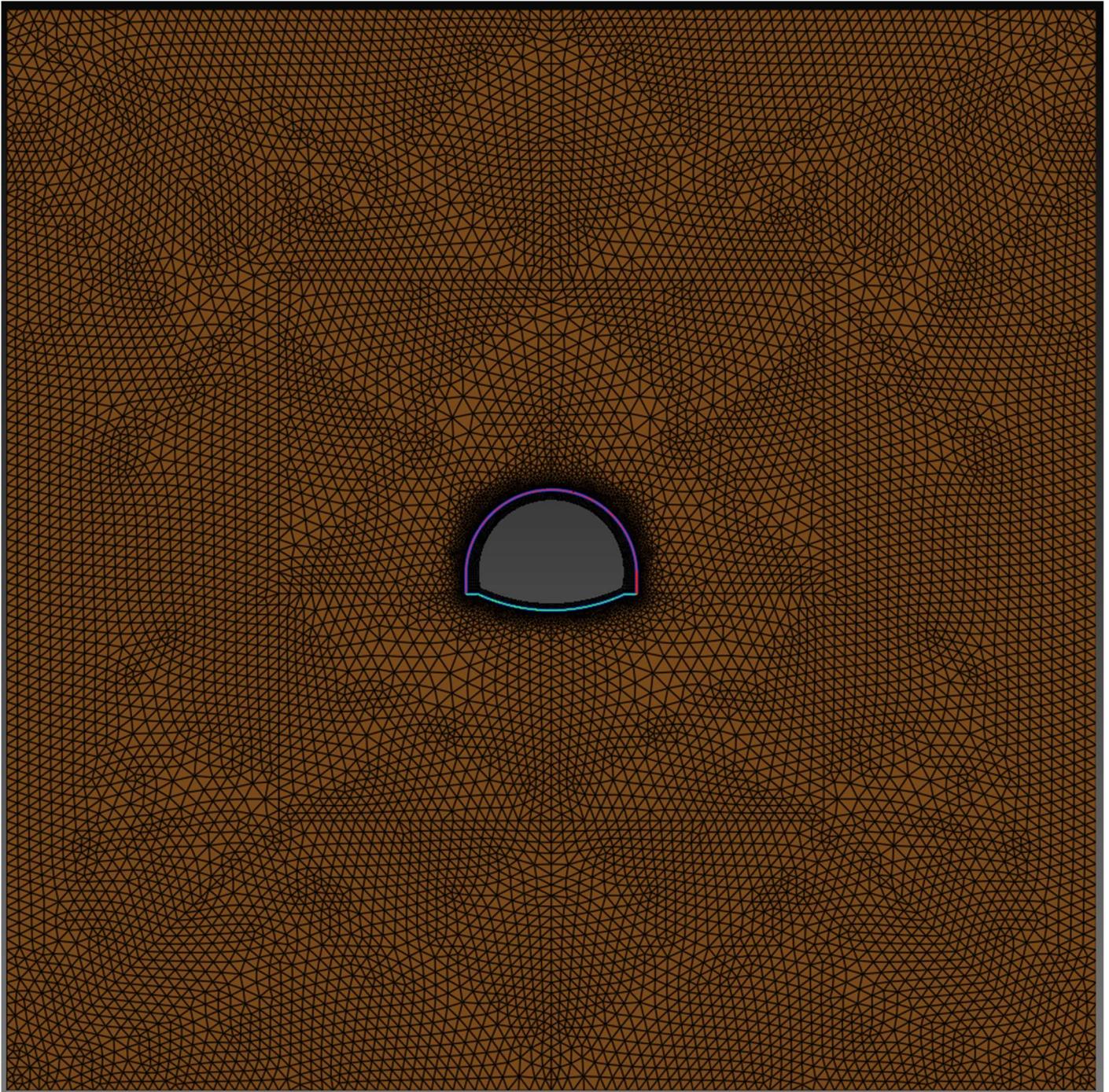
## 4.3. Modello strutturale su Straus7

### 4.3.1. Modellazione degli elementi strutturali

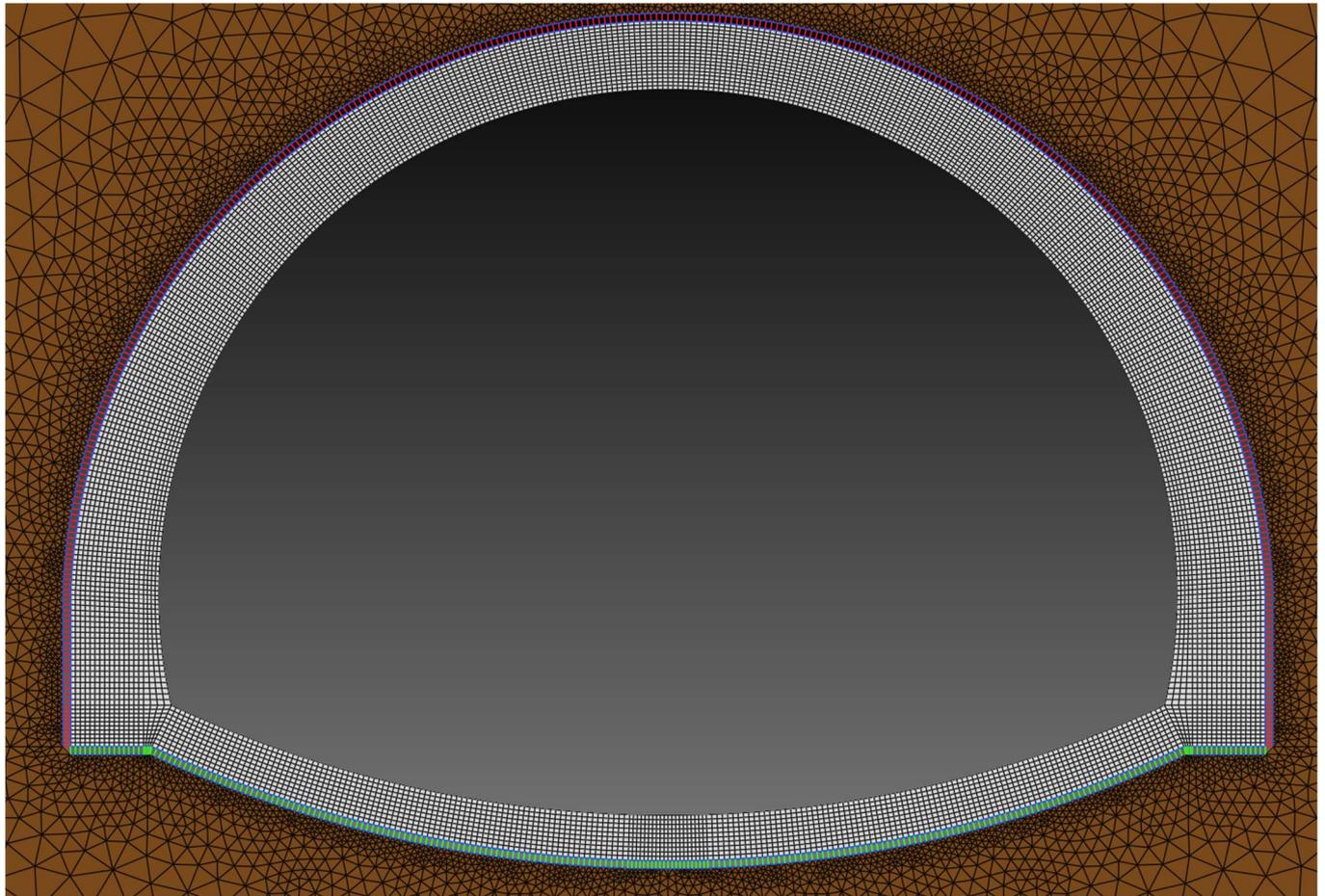
Il modello strutturale della galleria (Figura 32, Figura 33) è stato realizzato con il software di calcolo agli elementi finiti Straus7. Per la modellazione strutturale sono stati utilizzati degli elementi plates in condizioni di deformazione piana con una mesh rettangolare (Figura 34). Il calcestruzzo è ipotizzato come un materiale elastico lineare isotropo ed omogeneo.

L'analisi sismica della galleria può essere condotta mediante l'utilizzo di un approccio pseudo statico che si concentra sulle deformazioni indotte dal sisma nel terreno. Per fare questo è

necessario quindi modellare il terreno; anche in questo caso sono stati utilizzati degli elementi plates con una mesh triangolare (Figura 34). Il terreno viene ipotizzato come materiale elastico-lineare, isotropo ma privo di massa in quanto, come già anticipato, l'analisi eseguita sarà prettamente strutturale con dei carichi imposti sul contorno della galleria. I dettagli della sollecitazione sismica verranno illustrati in dettaglio nei successivi paragrafi.



*Figura 32. Modello FEM Straus7 della sezione tipo C della galleria*



*Figura 33. Modello FEM Straus7 della sezione tipo C della galleria*

Parte fondamentale della modellazione riguarda l'interazione terreno struttura. Per modellare in maniera efficace l'interfaccia tra i due materiali è possibile rappresentare la rigidezza relativa tra terreno e struttura attraverso l'utilizzo di elementi molla (Figura 34). Le molle vengono incluse nel modello attraverso elementi "point contact" con normal gap e con resistenza a trazione nulla.

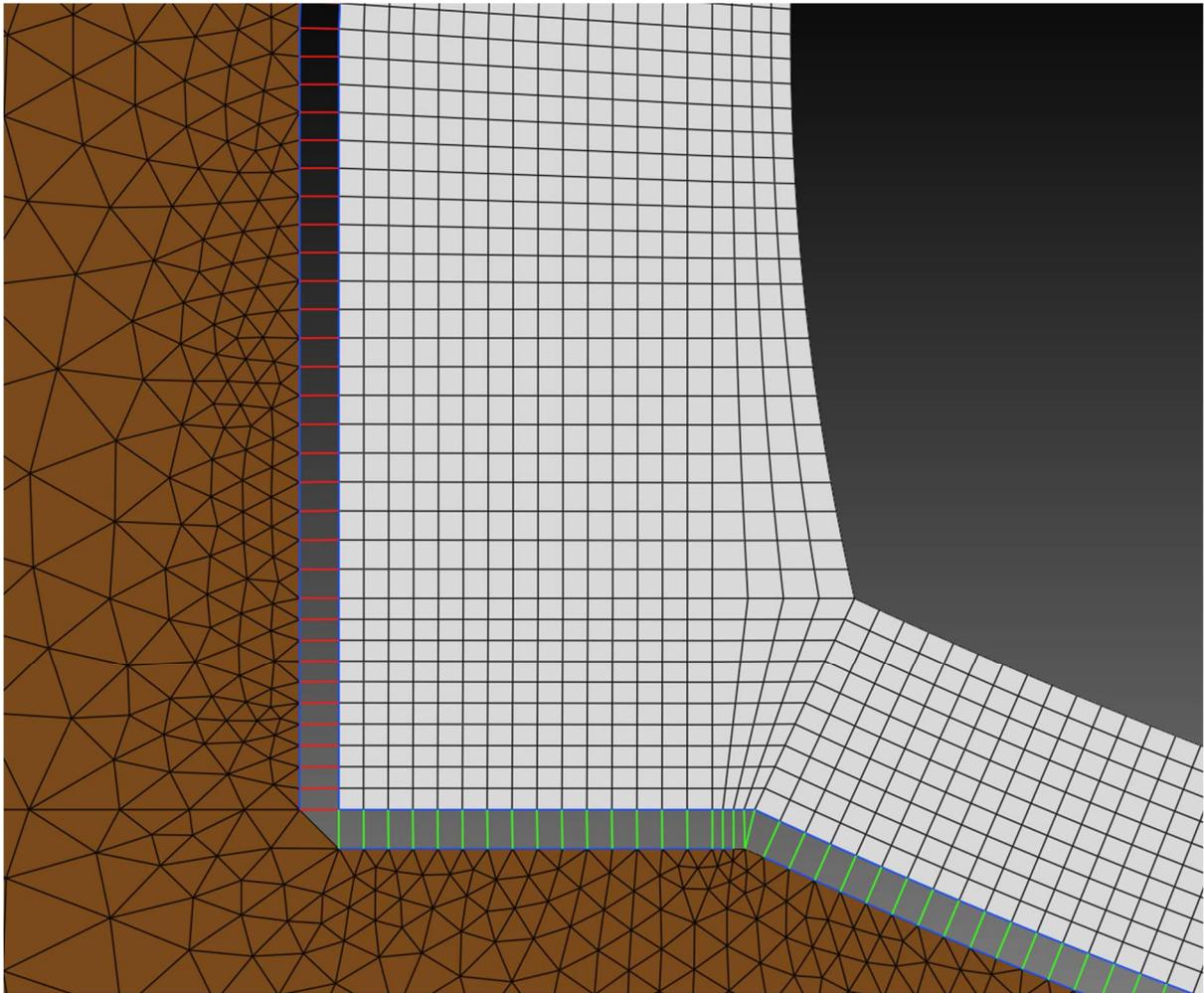


Figura 34. Interfaccia terreno struttura con elementi point contact su Straus7

La rigidità assiale degli elementi molla è stata definita utilizzando la formulazione di Galerkin (32).

Per semplicità di calcolo anche le molle relative ai piedritti sono state modellate utilizzando la formulazione di Galerkin.

$$K_N = \frac{E}{R \cdot (1 + \nu)} \cdot S_c \quad (32)$$

con:

- $K_N$  [kN/m]: rigidità assiale delle molle per metro unitario
- $E$  [kN/m<sup>2</sup>]: modulo elastico dell'ammasso roccioso
- $\nu$ : coefficiente di Poisson dell'ammasso roccioso

- $R[m]$ : raggio della galleria che vale 7.8 per l'arco e 15.3 m per l'arco rovescio
- $S_c[m]$ : passo medio della mesh all'interfaccia del modello strutturale.

La rigidezza tangenziale può essere calcolata ipotizzandola come il 40% della rigidezza assiale (33)

$$K_T = 0.4 \cdot K_N \quad (33)$$

Nel caso in cui il modello numerico includa il terreno, come in questo caso, occorre tenere conto del fatto che il terreno presenta una sua deformabilità; sarà opportuno inserire un valore elevato di rigidezza assiale e utilizzare la formulazione di Galerkin esclusivamente per la valutazione della rigidezza tangenziale.

L'interfaccia di Straus7 per l'assegnazione dei parametri delle molle è riportata in Figura 35.

Point Contact		
Properties		
Type	Normal Gap	<input type="checkbox"/> Dynamic Stiffness
Friction Model	Elastic	<input type="checkbox"/> Update Direction
Yield Surface	Rectangular	
Takeup Action	Tension	
Friction Coefficients	C1 0.67	
	C2 0.67	
Maximum Tension	0.0	kN
Axial Stiffness	$1.0 \times 10^6$	kN/m
Sticking Friction Stiffness	20782.0	kN/m
Strain Tolerance	0.00001	[1E-15 < Tol < 1]
Conductivity	0.0	J/s/m/K
Specific Heat	0.0	J/kg/K
Effective Thermal Area	0.0	m <sup>2</sup>
Effective Thermal Mass	0.0	kg

Figura 35. Interfaccia assegnazione proprietà dei materiali su Straus7

Per la modellazione numerica in esame sono state utilizzate le seguenti impostazioni:

- Normal gap: permette di considerare solo la rigidità in compressione trasferendo le forze tangenziali in funzione della compressione agente
- Friction model elastic: il friction model permette di impostare le modalità di trasferimento delle azioni all'interfaccia; l'impostazione elastic non considera i fenomeni di isteresi
- Yield surface rectangular: le forze di attrito sono indipendenti nelle due direzioni principali dell'elemento. In ciascuna direzione, la massima forza di attrito è uguale alla forza assiale per il coefficiente di attrito.
- Coefficienti di attrito C1 e C2: ipotizzati come 2/3 nel caso di carico statico.

I valori adottati nella modellazione degli elementi "point contact" nelle tre diverse litologie sono riportati da Figura 36 a Figura 41.

Point Contact	
Properties	
Type	Normal Gap <input type="checkbox"/> Dynamic Stiffness
Friction Model	Elastic <input type="checkbox"/> Update Direction
Yield Surface	Rectangular
Takeup Action	Tension
Friction Coefficients	C1 0.67
	C2 0.67
Maximum Tension	0.0 kN
Axial Stiffness	$1.0 \times 10^7$ kN/m
Sticking Friction Stiffness	20782.0 kN/m
Strain Tolerance	0.00001 [1E-15 < Tol < 1]
Conductivity	0.0 J/s/m/K
Specific Heat	0.0 J/kg/K
Effective Thermal Area	0.0 m <sup>2</sup>
Effective Thermal Mass	0.0 kg

Figura 36. Assegnazione delle proprietà degli elementi point contact su Straus7 per l'ammasso roccioso di buona qualità (Calcere)-arco e piedritti

Point Contact

**Properties**

Type	Normal Gap	<input type="checkbox"/> Dynamic Stiffness
Friction Model	Elastic	<input type="checkbox"/> Update Direction
Yield Surface	Rectangular	
Takeup Action	Tension	
Friction Coefficients	C1 0.67	
	C2 0.67	
Maximum Tension	0.0	kN
Axial Stiffness	$1.0 \times 10^7$	kN/m
Sticking Friction Stiffness	10595.0	kN/m
Strain Tolerance	0.00001	[1E-15 < Tol < 1]
Conductivity	0.0	J/s/m/K
Specific Heat	0.0	J/kg/K
Effective Thermal Area	0.0	m <sup>2</sup>
Effective Thermal Mass	0.0	kg

Figura 37. Assegnazione delle proprietà degli elementi “point contact” su Straus7 per l’ammasso roccioso di buona qualità (Calcere)-arco rovescio e base dei piedritti

Point Contact

**Properties**

Type	Normal Gap	<input type="checkbox"/> Dynamic Stiffness
Friction Model	Elastic	<input type="checkbox"/> Update Direction
Yield Surface	Rectangular	
Takeup Action	Tension	
Friction Coefficients	C1 0.67	
	C2 0.67	
Maximum Tension	0.0	kN
Axial Stiffness	$1.0 \times 10^7$	kN/m
Sticking Friction Stiffness	5478.0	kN/m
Strain Tolerance	0.00001	[1E-15 < Tol < 1]
Conductivity	0.0	J/s/m/K
Specific Heat	0.0	J/kg/K
Effective Thermal Area	0.0	m <sup>2</sup>
Effective Thermal Mass	0.0	kg

Figura 38. Assegnazione delle proprietà degli elementi “point contact” su Straus7 per l’ammasso roccioso di qualità mediocre/scadente (Calcere)-arco e piedritti

Point Contact		
Properties		
Type	Normal Gap	<input type="checkbox"/> Dynamic Stiffness
Friction Model	Elastic	<input type="checkbox"/> Update Direction
Yield Surface	Rectangular	
Takeup Action	Tension	
Friction Coefficients	C1 0.67	
	C2 0.67	
Maximum Tension	0.0	kN
Axial Stiffness	$1.0 \times 10^7$	kN/m
Sticking Friction Stiffness	2793.0	kN/m
Strain Tolerance	0.00001	[1E-15 < Tol < 1]
Conductivity	0.0	J/s/m/K
Specific Heat	0.0	J/kg/K
Effective Thermal Area	0.0	m <sup>2</sup>
Effective Thermal Mass	0.0	kg

Figura 39. Assegnazione delle proprietà degli elementi “point contact” su Straus7 per l’ammasso roccioso di qualità scadente/molto scadente (Calcarea)- arco rovescio e base dei piedritti

Point Contact		
Properties		
Type	Normal Gap	<input type="checkbox"/> Dynamic Stiffness
Friction Model	Elastic	<input type="checkbox"/> Update Direction
Yield Surface	Rectangular	
Takeup Action	Tension	
Friction Coefficients	C1 0.67	
	C2 0.67	
Maximum Tension	0.0	kN
Axial Stiffness	$1.0 \times 10^7$	kN/m
Sticking Friction Stiffness	2029.0	kN/m
Strain Tolerance	0.00001	[1E-15 < Tol < 1]
Conductivity	0.0	J/s/m/K
Specific Heat	0.0	J/kg/K
Effective Thermal Area	0.0	m <sup>2</sup>
Effective Thermal Mass	0.0	kg

Figura 40. Assegnazione delle proprietà degli elementi “point contact” su Straus7 per l’ammasso roccioso di qualità scadente/molto scadente (Siltite) -arco e piedritti

Point Contact	
Properties	
Type	Normal Gap <input type="checkbox"/> Dynamic Stiffness
Friction Model	Elastic <input type="checkbox"/> Update Direction
Yield Surface	Rectangular
Takeup Action	Tension
Friction Coefficients	C1 0.67
	C2 0.67
Maximum Tension	0.0 kN
Axial Stiffness	$1.0 \times 10^7$ kN/m
Sticking Friction Stiffness	1034.0 kN/m
Strain Tolerance	0.00001 [1E-15 < Tol < 1]
Conductivity	0.0 J/s/m/K
Specific Heat	0.0 J/kg/K
Effective Thermal Area	0.0 m <sup>2</sup>
Effective Thermal Mass	0.0 kg

Figura 41. Assegnazione delle proprietà degli elementi “point contact” su Straus7 per l’ammasso roccioso di qualità scadente/molto scadente (Siltite) - arco rovescio e base dei piedritti

### 4.3.2. Assegnazione delle caratteristiche del materiale al modello

Le caratteristiche del materiale possono essere assegnate in maniera simile a quanto fatto per gli elementi point contact. Le impostazioni utilizzate per il rivestimento in calcestruzzo sono riportate in Figura 42.

2D Plane Strain		Isotropic			
Material	Nonlinear	Damping	Tables	Thickness	Element
Modulus				26000.0	MPa
Poisson's Ratio				0.2	
Density				2500.0	kg/m <sup>3</sup>
Thermal Expansion				0.0	/K
Conductivity				0.0	J/s/m/K
Specific Heat				0.0	J/kg/K

Figura 42. Interfaccia per l’assegnazione delle proprietà del calcestruzzo su Straus7

Per assegnare una variazione del modulo elastico, Straus7 offre la possibilità di inserire la variazione di qualunque parametro del modello nella sezione Layouts selezionando l'opzione FACTOR VS TIME.

Attraverso questa funzione è possibile impostare dei time step ed associarvi un fattore di moltiplicazione per ridurre o aumentare la proprietà di interesse. La riduzione del modulo può essere assegnata al materiale attraverso la sezione Tables in Figura 42.

In questo caso il fattore di riduzione può essere calcolato dividendo il valore del modulo elastico del calcestruzzo degradato per il valore modulo elastico a breve termine (utilizzando i valori riportati nella Tabella 7). Il fattore di riduzione per ogni time step è riassunto in Tabella 11, mentre la curva di decadimento del modulo elastico restituita in output da Straus7 è riportata in Figura 43. Per le analisi svolte sono stati utilizzati dei time step di 25 anni.

t [anni]	factor
0	1
25	0.864018
50	0.807692
75	0.764472
100	0.728036

Tabella 11. Fattore di riduzione del modulo elastico nel calcestruzzo degradato

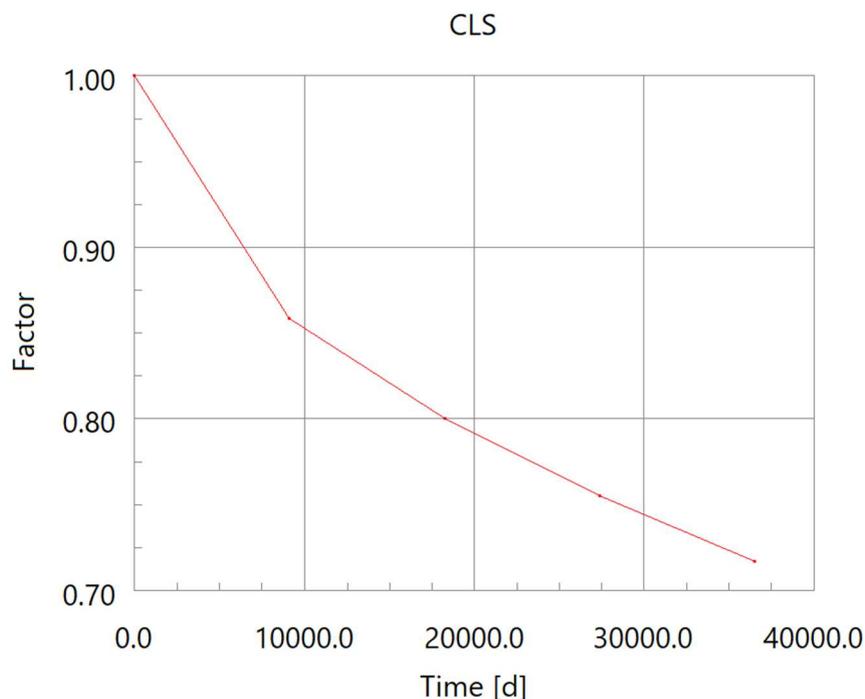


Figura 43. Fattore di riduzione del modulo elastico nel tempo su Straus7

### 4.3.3. Determinazione dei carichi statici

La determinazione dei carichi statici nell'ambito nella valutazione di sicurezza e nella progettazione di interventi strutturali nelle gallerie esistenti rappresenta un aspetto cruciale. Le opzioni percorribili sono varie e tra le più utilizzate vi sono l'utilizzo delle formulazioni di Terzaghi, l'utilizzo di analisi a ritroso attraverso l'Hyperstatic Reaction Method, il ricorso alla modellazione geotecnica del terreno e delle fasi di scavo dell'opera o sfruttando la curva caratteristica con l'utilizzo del metodo convergenza-confinamento. Quest'ultimo approccio viene generalmente utilizzato durante le prime fasi progettuali per la realizzazione di nuove opere, per avere una prima stima dei carichi che l'ammasso roccioso trasmette sul supporto della galleria e difficilmente si presta alla stima dei carichi nell'ambito di una modellazione numerica di opere esistenti.

Per adattare l'utilizzo del metodo convergenza-confinamento ai fini dell'utilizzo nell'analisi numerica, è possibile fare riferimento ai suggerimenti della guida AFTES [35], che consiglia di applicare i carichi derivanti dalla curva caratteristica radialmente al rivestimento e di sommare a questo il peso della fascia plastica in calotta attraverso la formula (34).

$$P_{v,Rpl} = \gamma \cdot R_o \cdot \left[ \left( \frac{R_{pl}}{R_o} \right) - 1 \right] \quad (34)$$

dove:

- $\gamma$  è il peso per unità di volume dell'ammasso roccioso
- $R_o$  è il raggio della galleria
- $R_{pl}$  è il raggio plastico.

La configurazione di carico viene riportata in Figura 44 e consiste nell'applicazione di un sovraccarico circonferenziale su calotta e piedritti, utilizzando i valori ottenuti dall'equilibrio tra curva caratteristica dello scavo e curva del supporto e un carico triangolare in calotta calcolato con la formula (34). In questo caso, si ipotizza l'assenza sovrappressioni dovute all'acqua e quindi il carico dovuto alle pressioni idrauliche viene considerato nullo.

Il carico circonferenziale dovuto all'interazione tra ammasso roccioso e rivestimento verrà moltiplicato per il coefficiente di spinta attiva  $k_0$  a partire dalla base dei piedritti, crescendo

linearmente fino al valore massimo ricavato dal metodo convergenza-confinamento in prossimità della mezzeria della calotta.

I coefficienti di spinta attiva ipotizzati sono i seguenti:

- Calcare 1:  $k_0=0.5$
- Calcare 2:  $k_0=0.6$
- Siltite:  $k_0=0.7$

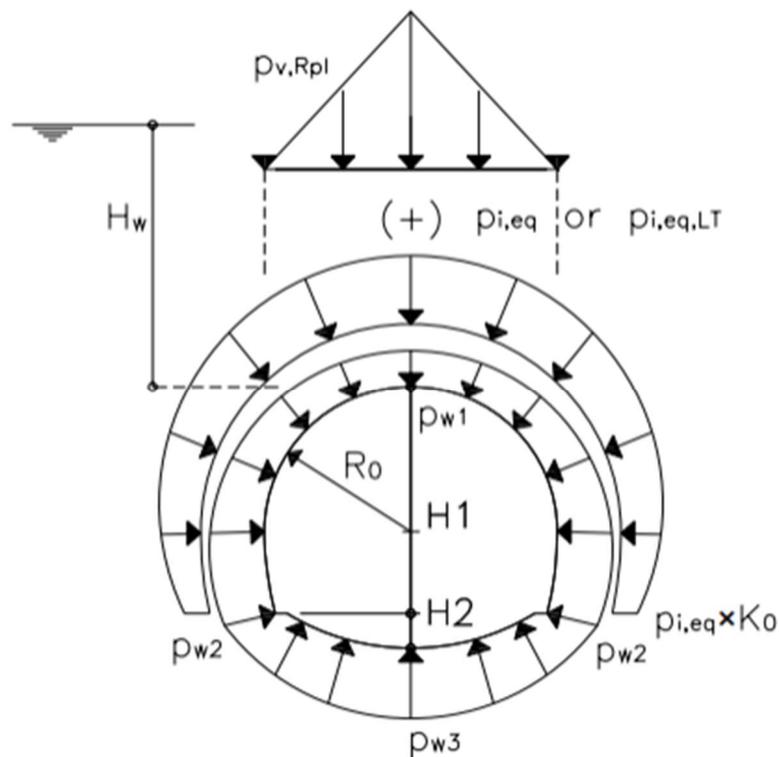


Figura 44. Schema di carico del modello utilizzando il metodo della convergenza-confinamento

Per l'utilizzo del metodo convergenza-confinamento è stato reso disponibile, presso i laboratori informatici del Politecnico di Torino, il software RocSupport di RocScience. Il programma consente di valutare la variazione del punto di equilibrio tra ammasso roccioso e rivestimento della galleria facendo variare i parametri dei due materiali.

Per ciascun modello è stata ipotizzata l'installazione del supporto ad una certa distanza dal fronte di scavo, sulla base della qualità dell'ammasso roccioso considerato e secondo l'esperienza maturata in azienda, fissando quindi la convergenza al variare dei parametri per le tre diverse litologie:

- Calcare 1:  $d=8$  m
- Calcare 2:  $d=6$  m
- Siltite:  $d=5$  m.

All'avanzare del degrado dell'ammasso roccioso, si ricava la variazione di pressione sul rivestimento e la dimensione del raggio plastico. Nella Tabella 12, Tabella 13, Tabella 14, sono riportati valori ricavati attraverso l'utilizzo della curva caratteristica per  $t=0$  anni fino a  $t=100$  anni, con intervalli di tempo di 25 anni.

<b>t [anni]</b>	<b><math>q_0</math> [KN/m<sup>2</sup>]</b>	<b><math>K_0q_0</math> [KN/m<sup>2</sup>]</b>	<b><math>R_p</math> [m]</b>	<b><math>q_{Rpl}</math> [KN/m<sup>2</sup>]</b>
0	160	80	8.61	23.53
25	270	135	8.83	26.78
50	290	145	8.91	28.86
75	300	150	8.95	29.9
100	300	150	9	31.2

*Tabella 12. Determinazione dei carichi statici-Calcare 1*

<b>t [anni]</b>	<b><math>q_0</math> [KN/m<sup>2</sup>]</b>	<b><math>K_0q_0</math> [KN/m<sup>2</sup>]</b>	<b><math>R_p</math> [m]</b>	<b><math>q_{Rpl}</math> [KN/m<sup>2</sup>]</b>
0	270	162	9.89	54.34
25	440	264	9.97	56.42
50	480	288	10.01	57.46
75	500	300	10.03	57.98
100	510	306	10.04	58.24

*Tabella 13. Determinazione dei carichi statici-Calcare 2*

<b>t [anni]</b>	<b><math>q_0</math> [KN/m<sup>2</sup>]</b>	<b><math>K_0q_0</math> [KN/m<sup>2</sup>]</b>	<b><math>R_p</math> [m]</b>	<b><math>q_{Rpl}</math> [KN/m<sup>2</sup>]</b>
0	340	238	11.11	86.06
25	1410	987	11.22	88.92
50	1670	1169	11.31	91.26
75	1840	1288	11.39	93.34
100	1910	1337	11.43	94.38

*Tabella 14. Determinazione dei carichi statici-Siltite*

Dai valori ottenuti dalla curva caratteristica emerge come l'entità dei carichi applicati al rivestimento sia strettamente correlata alla qualità dell'ammasso roccioso e alle scelte progettuali in fase di costruzione, come ad esempio la distanza dal fronte per l'applicazione del rivestimento.

Inoltre, al diminuire della qualità del materiale scavato, si osserva un aumento del raggio plastico e il conseguente incremento delle pressioni che gravano sul rivestimento.

Una volta determinata l'entità dei carichi è possibile introdurli su Straus7 e imporne la variazione nel tempo, utilizzando l'interfaccia del solutore pseudo statico (Figura 45). Per ciascuno step temporale occorre definire un fattore moltiplicativo dell'azione calcolato in maniera analoga al fattore utilizzato per ridurre il modulo elastico.

	Include	1	2	3	4	5
LABEL		t=0	t=25	t=50	t=75	t=100
1: Carico CC	✓	1.3	1.31711	1.33421	1.35132	1.36842
2: PP	✓	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3
3: Fascia plastica	✓	0.0	0.0	1.3	2.41429	3.52857
1: Freedom Case 1	✓	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
2: Sismico		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
PSEUDO TIME (s)	✓		$7.88 \times 10^8$	$1.58 \times 10^9$	$2.37 \times 10^9$	$3.15 \times 10^9$

Figura 45. Esempio di impostazioni del solutore pseudotime-applicazione della variazione delle azioni al modello

#### 4.3.4. Definizione dell'azione sismica

Nel caso delle gallerie, la risposta sismica è governata principalmente dall'interazione con il terreno e dalle proprie caratteristiche deformative e, a differenza delle strutture realizzate in superficie (ponti, viadotti, edifici, etc...), l'inerzia della struttura influenza in maniera minore il comportamento dinamico dell'opera. La risposta di una galleria ad un'azione sismica dipenderà dalle caratteristiche meccaniche del rivestimento, dalla profondità dell'opera e dalle caratteristiche meccaniche e geometriche della struttura. Per il caso in esame è stato utilizzato un metodo pseudo-statico [33].

Durante un evento sismico lo scuotimento causa un campo di deformazioni nella galleria che può essere di diverso tipo (Figura 46, Figura 47, Figura 48):

- Compressione/estensione

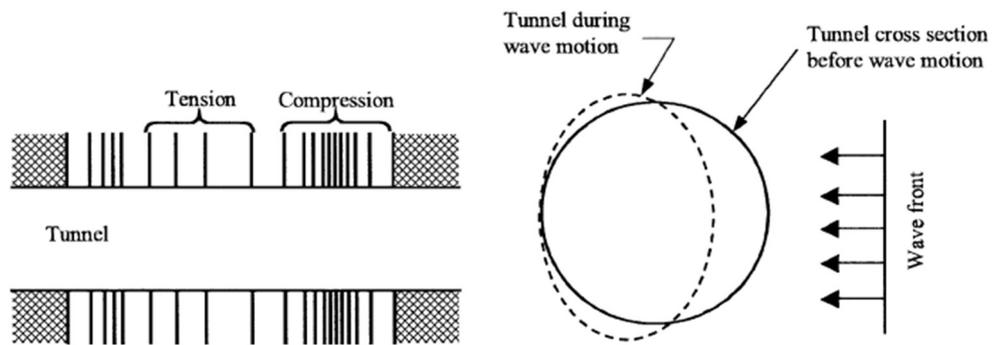


Figura 46. Meccanismo di flessione/estensione [33]

- Flessione longitudinale

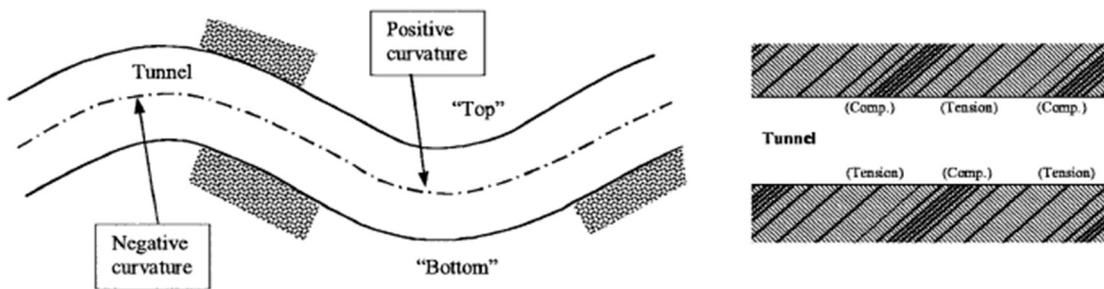


Figura 47. Meccanismo di flessione longitudinale [33]

- Ovalizzazione

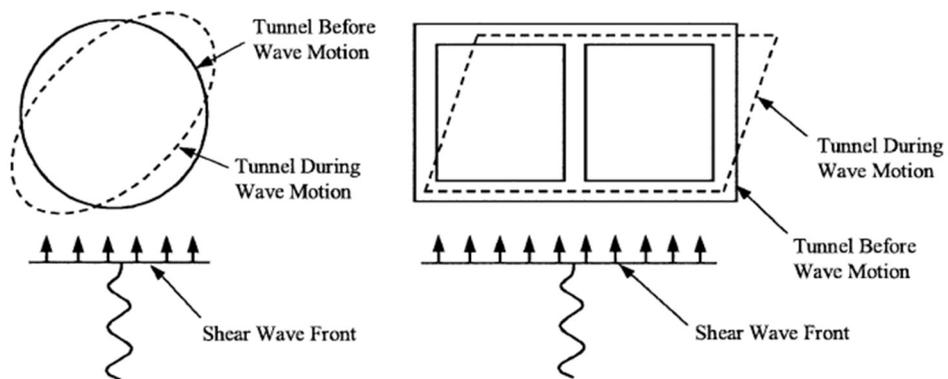


Figura 48. Meccanismo di Ovalizzazione [33]

Il metodo prevede le seguenti ipotesi semplificative:

- le risposte trasversali e longitudinali del rivestimento alle onde sismiche sono disaccoppiate
- la risposta alle sollecitazioni longitudinali può essere trascurata; tale semplificazione è concessa poiché le fessure radiali indotte dalla sollecitazione longitudinale sono meno critiche rispetto al quadro fessurativo longitudinale indotto dall' ovalizzazione della galleria
- l'azione sismica viene introdotta nell'analisi imponendo una deformazione a farfalla (Figura 49) al modello del terreno, considerando uno stato tensionale di puro taglio
- il terreno è ipotizzato come elastico omogeneo e isotropo, con peso proprio nullo.

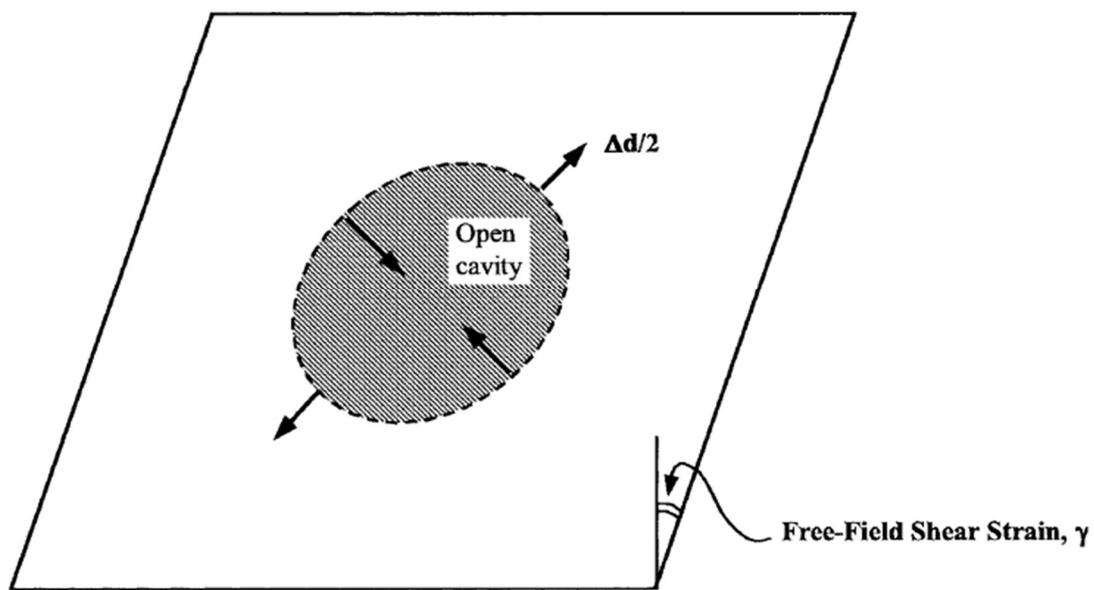


Figura 49. Esempio di applicazione della distorsione al modello [33]

Lo spostamento trasversale del modello per effetto del sisma può essere calcolato utilizzando la formula (35),

$$\Delta x_{max} = \gamma_{max} \cdot y \quad (35)$$

dove:

- $\gamma_{max}$  è la distorsione massima del terreno
- $y$  è la coordinata verticale del modello, imponendo un sistema di riferimento cartesiano con origine al centro del modello.

Per il calcolo delle deformazioni dovute alle onde di taglio, di compressione e di Reyleigh è possibile fare riferimento alle formule in Figura 50.

Wave type	Longitudinal strain	Normal strain	Shear strain	Curvature
<i>P-wave</i>	$\varepsilon_l = \frac{V_p}{C_p} \cos^2 \phi$	$\varepsilon_n = \frac{V_p}{C_p} \sin^2 \phi$	$\gamma = \frac{V_p}{C_p} \sin \phi \cos \phi$	$\frac{1}{\rho} = \frac{a_p}{C_p^2} \sin \phi \cos^2 \phi$
	$\varepsilon_{lm} = \frac{V_p}{C_p}$ for $\phi = 0^\circ$	$\varepsilon_{lm} = \frac{V_p}{C_p}$ 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>	$\varepsilon_l = \frac{V_s}{C_s} \sin \phi \cos \phi$	$\varepsilon_n = \frac{V_s}{C_s} \sin \phi \cos \phi$	$\gamma = \frac{V_s}{C_s} \cos^2 \phi$	$K = \frac{a_s}{C_s^2} \cos^3 \phi$
	$\varepsilon_{lm} = \frac{V_s}{2C_s}$ for $\phi = 45^\circ$	$\varepsilon_{nm} = \frac{V_s}{2C_s}$ 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	$\varepsilon_l = \frac{V_{RP}}{C_R} \cos^2 \phi$	$\varepsilon_n = \frac{V_{RP}}{C_R} \sin^2 \phi$	$\gamma = \frac{V_{RP}}{C_R} \sin \phi \cos \phi$	$K = \frac{a_{RP}}{C_R^2} \sin \phi \cos^2 \phi$
	$\varepsilon_{lm} = \frac{V_{RP}}{C_R}$ for $\phi = 0^\circ$	$\varepsilon_{nm} = \frac{V_{RP}}{C_R}$ 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		$\varepsilon_n = \frac{V_{RS}}{C_R} \sin \phi$	$\gamma = \frac{V_{RP}}{C_R} \cos \phi$	$K = \frac{a_{RS}}{C_R^2} \cos^2 \phi$
		$\varepsilon_{nm} = \frac{V_{RS}}{C_R}$ for $\phi = 90^\circ$	$\gamma_m = \frac{V_{RS}}{C_R}$ for $\phi = 0^\circ$	$K_m = \frac{a_{RS}}{C_R^2}$ for $\phi = 0^\circ$

Figura 50. Deformazione e curvatura dovute alle onde di superficie e di volume (Fonte: Hashash et al. (2010) [33])

Per valutare la deformazione massima indotta dalle onde di taglio si ipotizza che l'angolo di incidenza dalle onde rispetto all'asse del tunnel  $\phi$ , sia uguale a 0 (36).

$$\gamma_{max} = \frac{PGV}{C_g} \quad (36)$$

dove:

- PGV è la velocità massima del terreno (peak ground velocity)
- $C_g$  è la velocità di propagazione delle onde di taglio ipotizzata come 1600 m/s per l'ammasso roccioso di buona qualità.

Per le analisi svolte è stata scelta una località a media sismicità situata in Toscana; il comune di Calenzano. I parametri di sismicità della zona possono essere ricavati utilizzando la mappa di pericolosità sismica fornita dall'INGV (<https://esse1-gis.mi.ingv.it/>) (Figura 51).

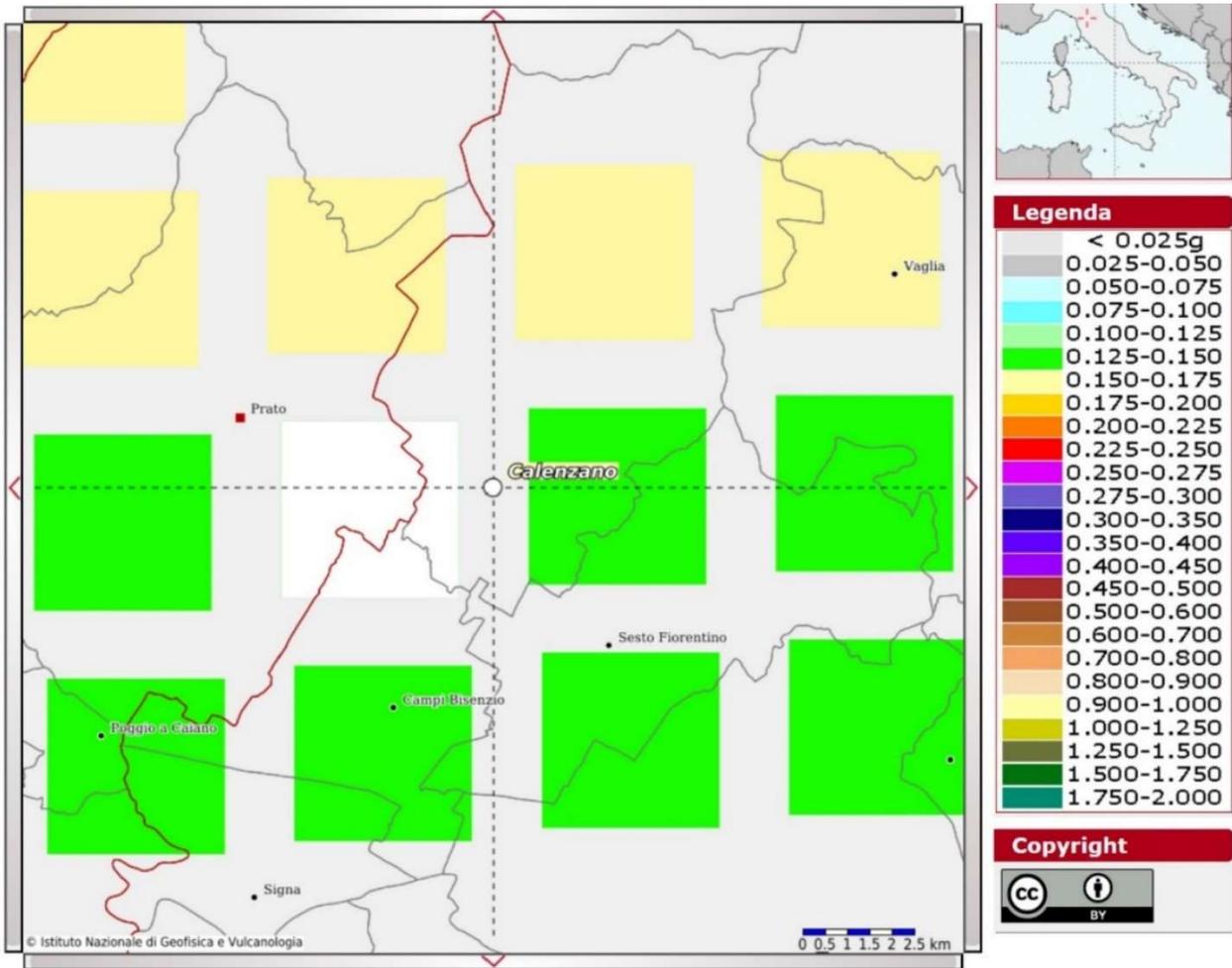


Figura 51. Mappa di sismicità (Fonte: INGV)

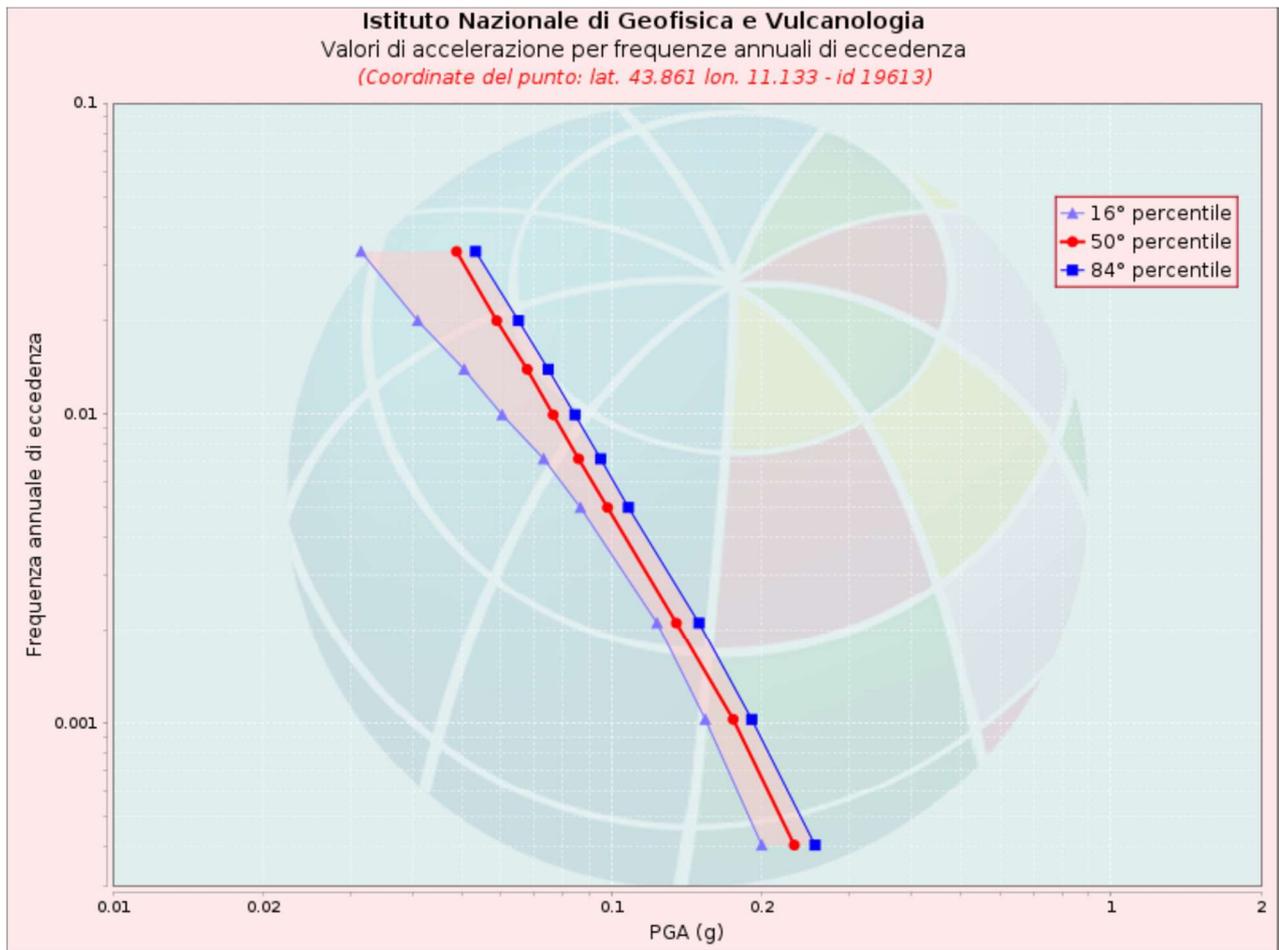


Figura 52. Curve di pericolosità per la determinazione della PGA (Fonte: INGV)

Il valore di accelerazione massima al suolo (PGA) di riferimento viene ricavato dalle curve di pericolosità, con una probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni (Figura 52). Dal portale dell'INGV è possibile ricavare anche i valori di Magnitudo  $M_w$  e di distanza epicentrale  $d_e$ .

Per la stima della velocità massima del terreno, è possibile utilizzare le tabelle [36] in Figura 53 e Figura 54.

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<sup>a</sup></i>			
6.5	66	76	86
7.5	97	109	97
8.5	127	140	152
<i>Stiff soil<sup>a</sup></i>			
6.5	94	102	109
7.5	140	127	155
8.5	180	188	193
<i>Soft soil<sup>a</sup></i>			
6.5	140	132	142
7.5	208	165	201
8.5	269	244	251

Figura 53. Tabella per la determinazione del rapporto tra PGA e PGV [36]

Per la Figura 53 valgono le seguenti indicazioni:

- roccia: velocità delle onde di taglio  $\geq 750$  m/s
- suolo rigido: velocità delle onde di taglio 200-750 m/s
- suolo soffice: velocità delle onde di taglio  $< 200$  m/s.

Tunnel depth (m)	Ratio of ground motion at tunnel depth to motion at ground surface
$\leq 6$	1.0
6-15	0.9
15-30	0.8
$> 30$	0.7

Figura 54. Fattore di correzione della PGA in funzione della profondità [36]

	Calcere 1	Calcere 2	Siltite
$C_g$ [m/s]	1600	800	300
$M_w$ [-]	5	5	5
$d_e$ [km]	12.8	12.8	12.8
PGA [g]	0.135	0.135	0.135
$c$ [-]	0.7	0.7	0.7
$a_s$ [g]	0.09	0.09	0.09
K [cm/s/g]	66	66	94
PGV [m/s]	0.062	0.062	0.089
$\gamma_{max}$ [-]	3.898E-05	7.7963E-05	0.0002961
$h$ [m]	100	100	100
$\Delta x$ [m]	0.0019491	0.00389813	0.014805

Tabella 15. Parametri sismici del modello numerico

dove:

- $C_g$  è la velocità delle onde di taglio nel terreno
- $M_w$  è la magnitudo del sisma di riferimento ricavato dal sito dell'INGV
- $d_e$  è la distanza sorgente-sito
- PGA è l'accelerazione massima al suolo
- $c$  è il fattore di riduzione della PGA in funzione della profondità della galleria (Figura 54)
- $a_s$  è l'accelerazione di progetto ottenuta moltiplicando la PGA per il fattore  $c$
- K è il rapporto tra velocità di progetto e accelerazione di progetto (Figura 53)
- PGV è la velocità di progetto
- $\gamma_{max}$  è la distorsione massima indotta dal sisma
- $h$  è l'altezza del modello numerico
- $\Delta x$  spostamento orizzontale massimo del modello.

Per applicare la distorsione su Straus7 è sufficiente selezionare i nodi esterni del terreno ed imporre gli spostamenti orizzontali calcolati in Tabella 15.

Le analisi numeriche in condizioni sismiche verranno realizzate facendo diverse ipotesi per l'interfaccia terreno struttura:

- Completo scorrimento (Full slip)
- Scorrimento reale (Real slip)
- Scorrimento impedito (No slip).

Le condizioni di completo scorrimento e di scorrimento reale possono essere imposte assegnando le proprietà delle molle come mostrato negli esempi nella Figura 55 e nella Figura 56.

Point Contact			
Properties			
Type		Normal Gap	<input type="checkbox"/> Dynamic Stiffness
Friction Model		Elastic	<input type="checkbox"/> Update Direction
Yield Surface		Rectangular	
Takeup Action		Tension	
Friction Coefficients	C1	0.0	
	C2	0.0	
Maximum Tension		0.0	kN
Axial Stiffness		$1.0 \times 10^7$	kN/m
Sticking Friction Stiffness		20782	kN/m
Strain Tolerance		0.00001	[1E-15 < Tol < 1]
Conductivity		0.0	J/s/m/K
Specific Heat		0.0	J/kg/K
Effective Thermal Area		0.0	m <sup>2</sup>
Effective Thermal Mass		0.0	kg

Figura 55. Interfaccia terreno struttura in condizioni di completo scorrimento

Point Contact

**Properties**

Type	Normal Gap	<input type="checkbox"/> Dynamic Stiffness
Friction Model	Elastic	<input type="checkbox"/> Update Direction
Yield Surface	Rectangular	
Takeup Action	Tension	
Friction Coefficients	C1 0.67	
	C2 0.67	
Maximum Tension	0.0	kN
Axial Stiffness	$1.0 \times 10^7$	kN/m
Sticking Friction Stiffness	20782.0	kN/m
Strain Tolerance	0.00001	[1E-15 < Tol < 1]
Conductivity	0.0	J/s/m/K
Specific Heat	0.0	J/kg/K
Effective Thermal Area	0.0	m <sup>2</sup>
Effective Thermal Mass	0.0	kg

Figura 56. Interfaccia terreno struttura in condizioni di scorrimento reale

L'ipotesi di scorrimento impedito rappresenta una condizione ideale dove il collegamento tra terreno e rivestimento risulta efficace anche nel caso in cui le molle siano soggette a trazione. Tale condizione può essere modellata attraverso l'utilizzo di elementi "connection" che a differenza degli elementi "point contact" restano attivi anche quando soggetti a sforzo di trazione. Le impostazioni utilizzate per le connessioni sono riportate in Figura 57.

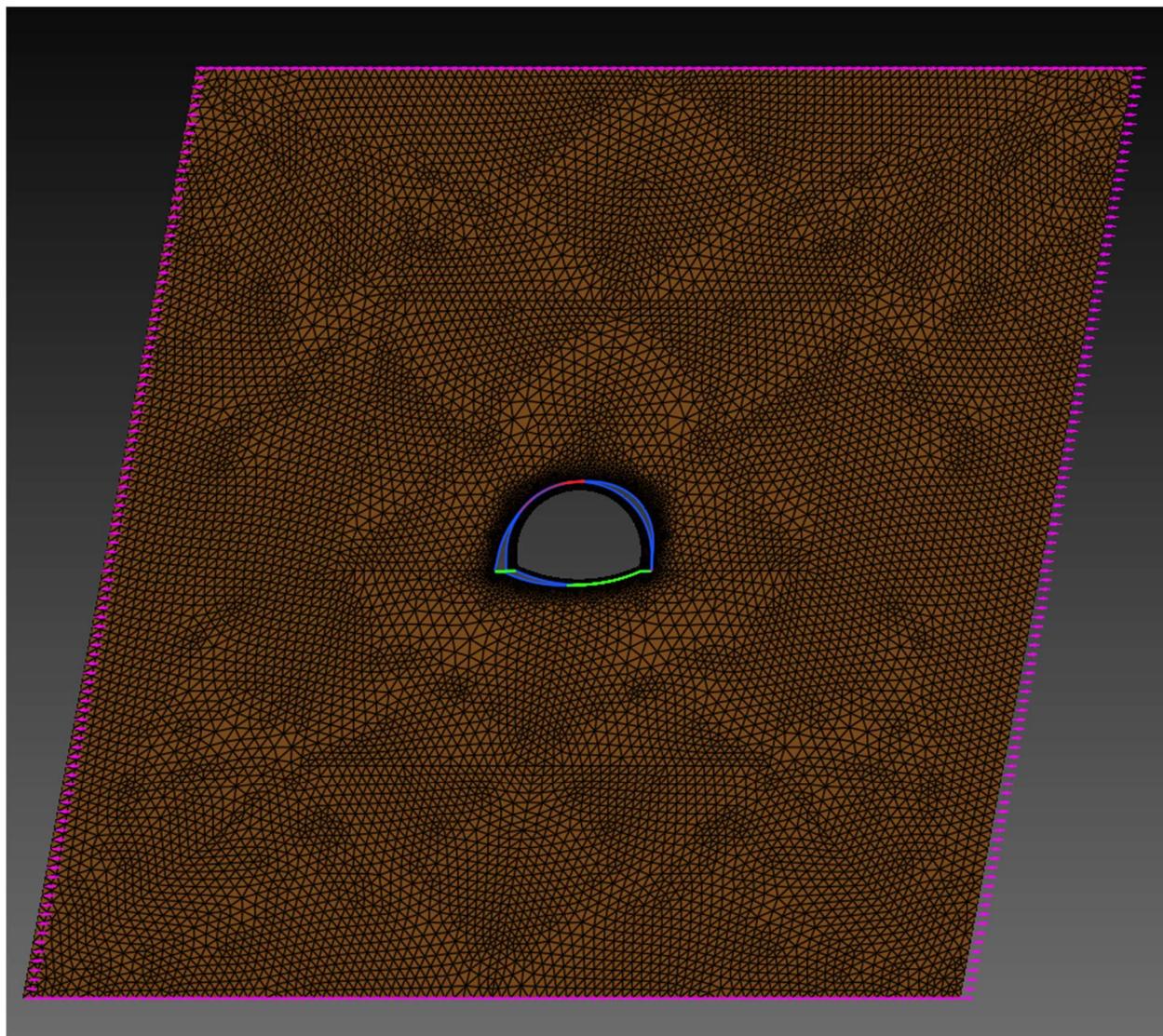
In Figura 58 un esempio del risultato dell'applicazione della distorsione al modello su Straus7.

Connection v

**Material**   **Nonlinear**   **Tables**

Translation Stiffness	1	<input type="text" value="1.0 x 10&lt;sup&gt;7&lt;/sup&gt;"/>	kN/m
	2	<input type="text" value="1.0 x 10&lt;sup&gt;7&lt;/sup&gt;"/>	kN/m
	3	<input type="text" value="1.0 x 10&lt;sup&gt;7&lt;/sup&gt;"/>	kN/m
Rotation Stiffness	1	<input type="text" value="0.0"/>	kN·m/rad
	2	<input type="text" value="0.0"/>	kN·m/rad
	3	<input type="text" value="0.0"/>	kN·m/rad
Conductivity		<input type="text" value="0.0"/>	J/s/m/K
Specific Heat		<input type="text" value="0.0"/>	J/kg/K
Effective Thermal Area		<input type="text" value="0.0"/>	m <sup>2</sup>
Effective Thermal Mass		<input type="text" value="0.0"/>	kg

*Figura 57. Interfaccia terreno struttura in condizioni di scorrimento impedito*



*Figura 58. Applicazione della distorsione al modello su Straus7*

## 5. Risultati della modellazione numerica e verifiche di sicurezza

Nel presente capitolo verranno illustrati i risultati della modellazione numerica e le verifiche di sicurezza in alcune sezioni della struttura di rivestimento della galleria.

Le combinazioni di carico utilizzate sono:

- Stato limite ultimo SLU
- Stato limite di salvaguardia della vita SLV.

I fattori moltiplicativi delle azioni utilizzati per le due differenti combinazioni sono riportati in Tabella 16

Combinazioni di carico	Peso proprio	Carico statico	Sisma
SLU	1.3	1.3	0
SLV	1	1	1

*Tabella 16 Combinazioni di carico.*

Le combinazioni di carico possono essere assegnate al modello tramite l'interfaccia "Load" del solutore pseudostatico (Figura 45).

### 5.1. Risultati della modellazione numerica

Si presentano i risultati ottenuti dalla modellazione numerica per i tre diversi modelli in termini di spostamenti e tensioni normali per  $t=0$  anni,  $t=50$  anni,  $t=100$  anni per la combinazione di carico SLU. Dai risultati si evince, come presumibile, che le deformazioni in calotta aumentano nel tempo in funzione delle caratteristiche meccaniche della struttura e delle caratteristiche dell'ammasso roccioso in cui viene realizzata l'opera.

Emerge inoltre come la velocità di avanzamento di degrado e la qualità dell'ammasso roccioso incida molto sull'incremento degli spostamenti e delle caratteristiche delle sollecitazioni.

### 5.1.1. Ammasso roccioso di buone qualità (Calcare 1) -SLU

In Figura 59, Figura 61 e Figura 63 si mostrano i risultati ottenuti su Straus7 in termini di vettori degli spostamenti al variare del tempo. In Figura 60, Figura 62 e Figura 63 i valori di tensioni normali lungo l'asse yy del sistema di riferimento locale del rivestimento. Il sistema di riferimento locale è stato definito in modo che ogni elemento "plate" abbia l'asse y orientato in direzione dell'asse della struttura.

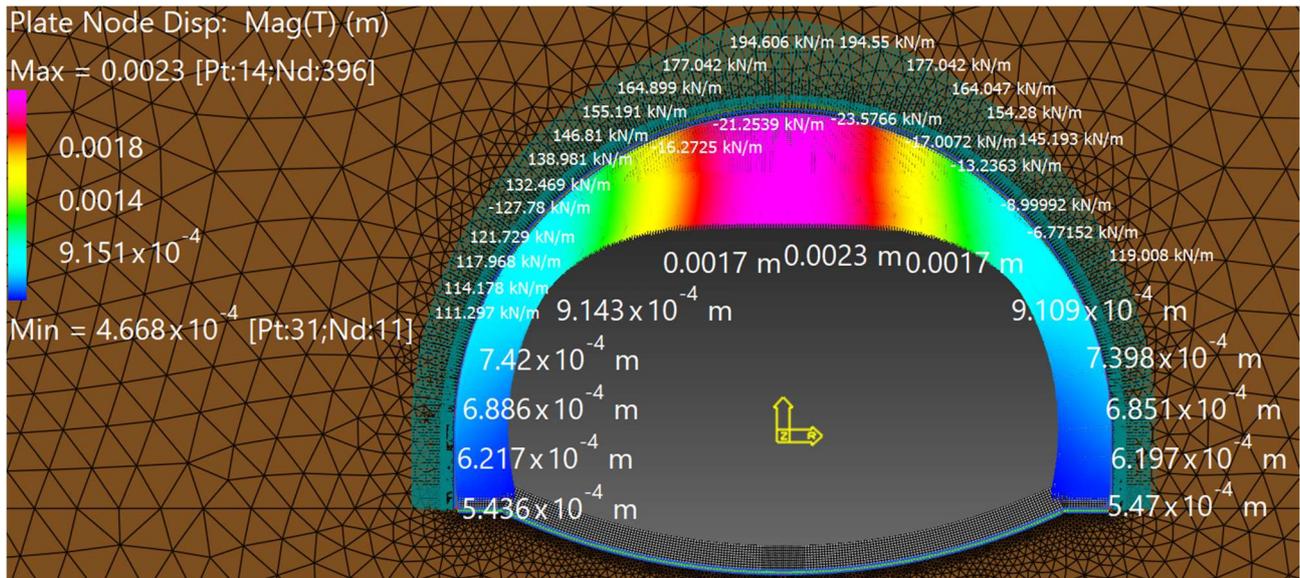


Figura 59. Vettori degli spostamenti per  $t=0$  anni-Calcare 1

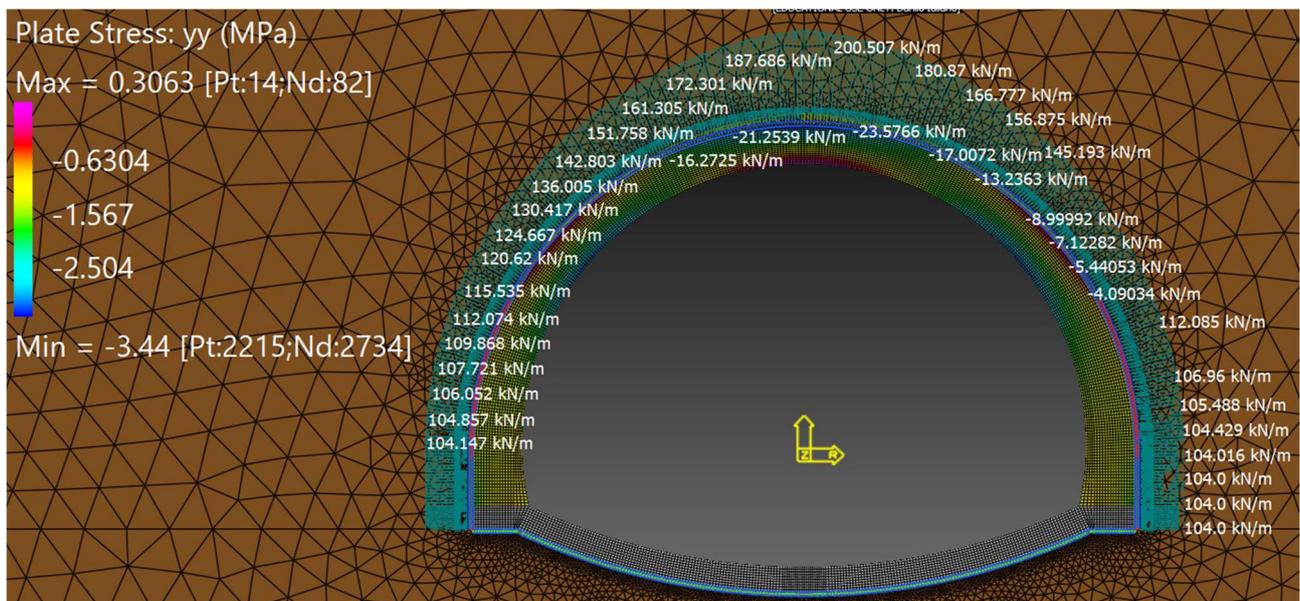


Figura 60. Tensioni normali lungo l'asse yy (sistema di riferimento locale) per  $t=0$  anni-Calcare 1

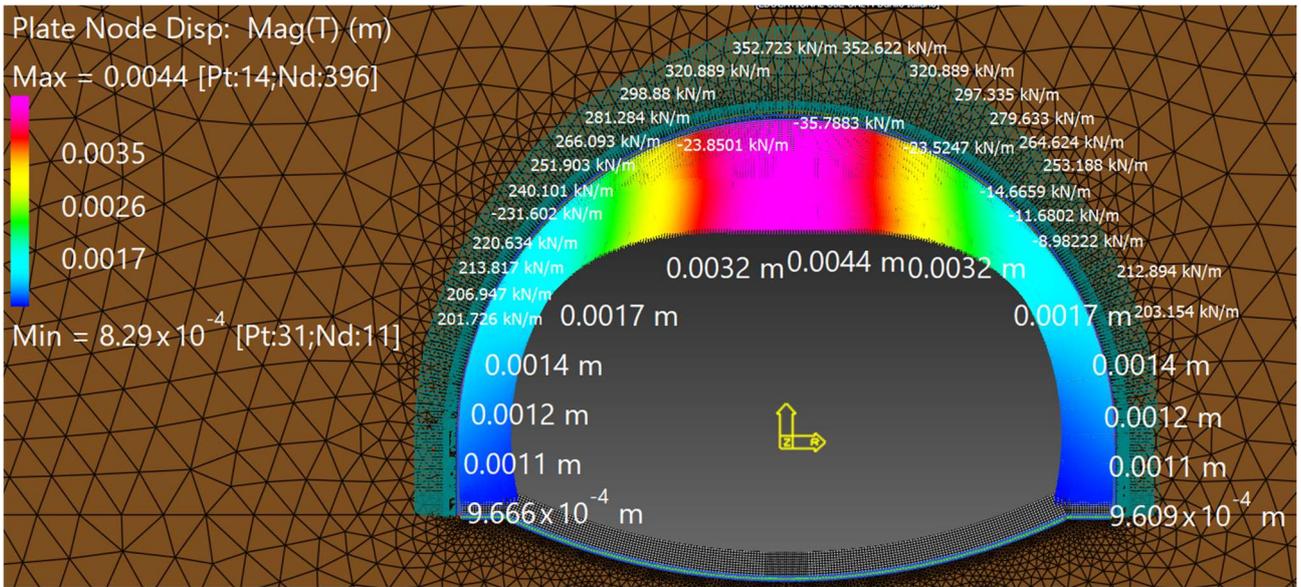


Figura 61. Vettori degli spostamenti per  $t=50$  anni-Calcare 1

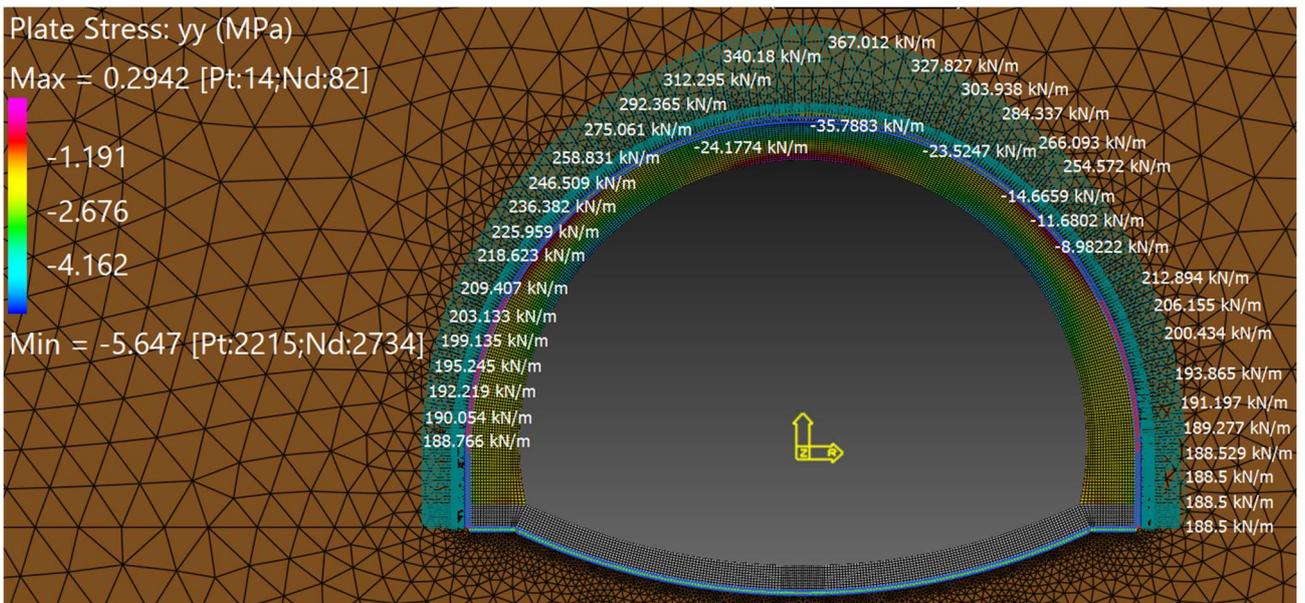


Figura 62. Tensioni normali lungo l'asse yy (sistema di riferimento locale) per  $t=50$  anni-Calcare 1

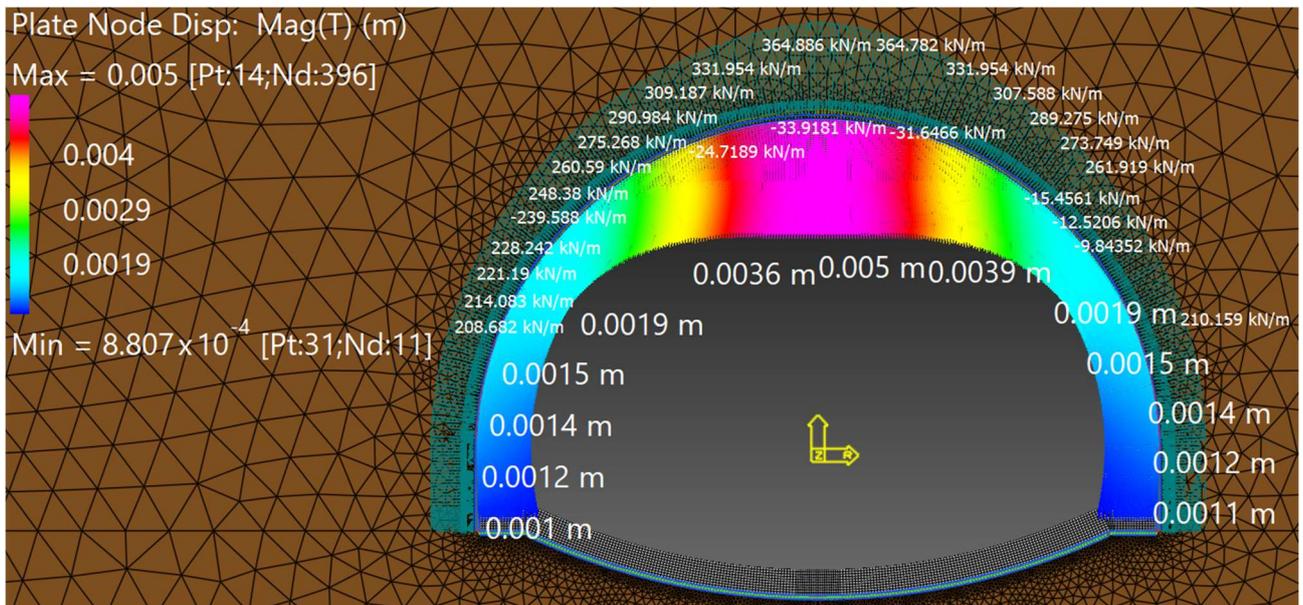


Figura 63. Vettori degli spostamenti per  $t=100$  anni-Calcare 1

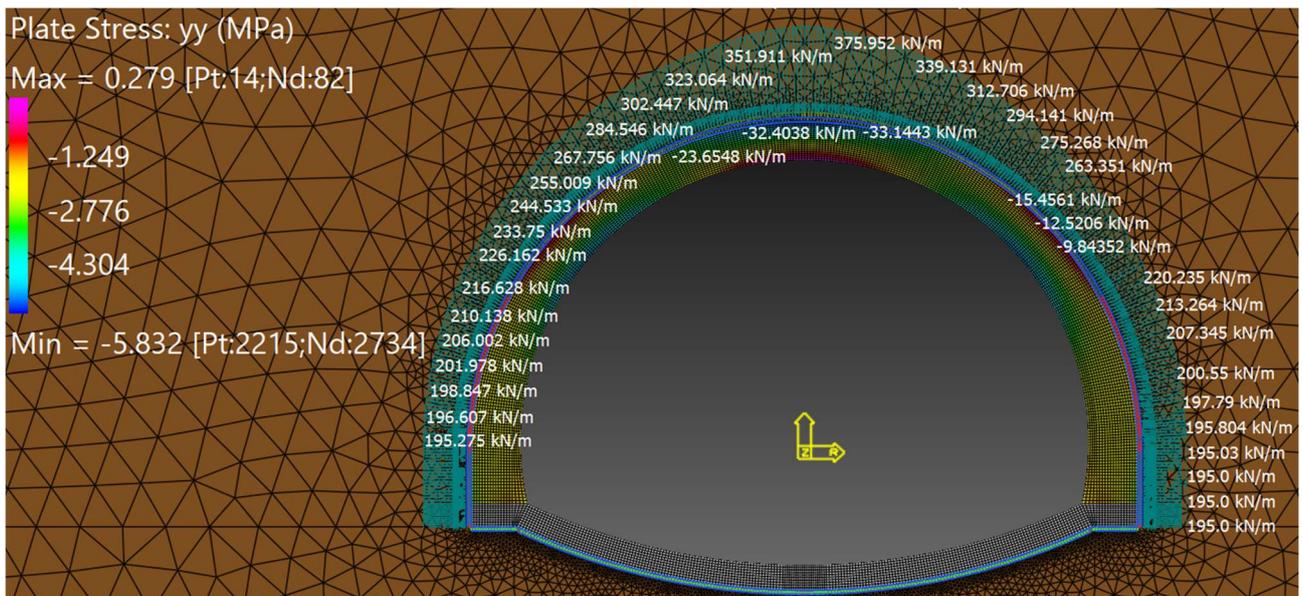


Figura 64. Tensioni normali lungo l'asse yy (sistema di riferimento locale) per  $t=50$  anni-Calcare 1

### 5.1.2. Ammasso roccioso di qualità mediocre/scadente (Calcare 2) -SLU

L'ammasso roccioso di qualità mediocre/scadente rappresenta una condizione intermedia tra quelle studiate. Dalla Figura 65, Figura 67 e Figura 69 si nota come, a parità di caratteristiche meccaniche del rivestimento nel tempo, l'incremento di carichi determini un'entità delle deformazioni maggiore. Vale lo stesso per le tensioni normali (Figura 66, Figura 68 e Figura 70), che risultano notevolmente maggiori rispetto all'opera analizzata nell'ammasso roccioso di buona qualità.

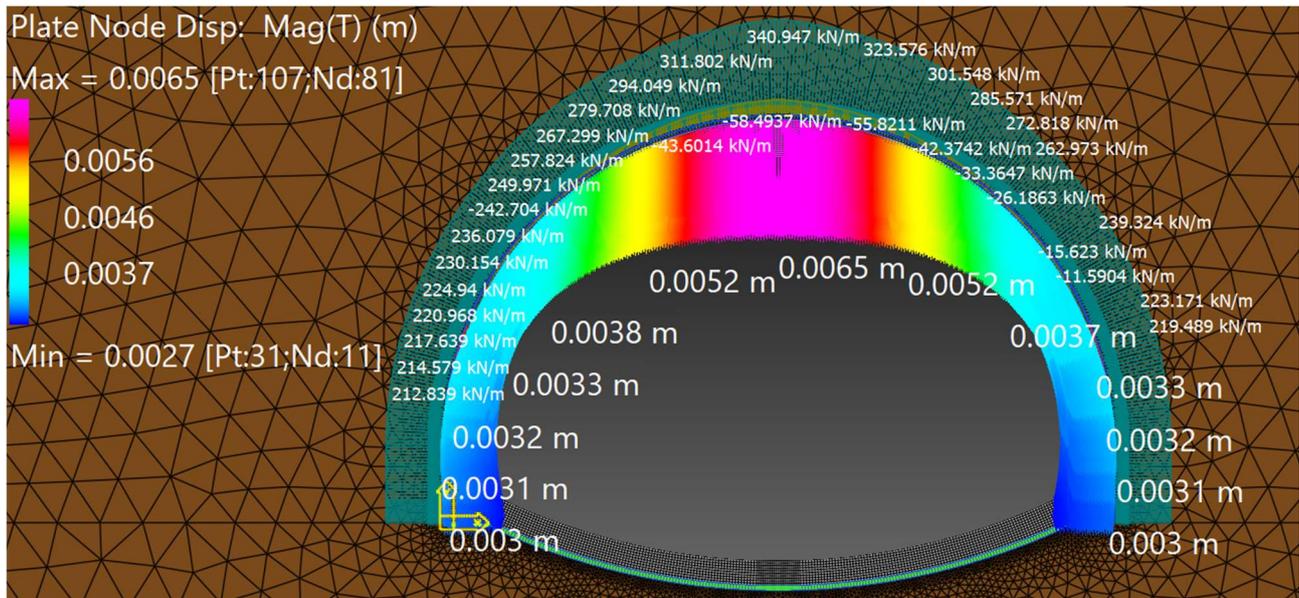


Figura 65. Vettori degli spostamenti per  $t=100$  anni-Calcare 2

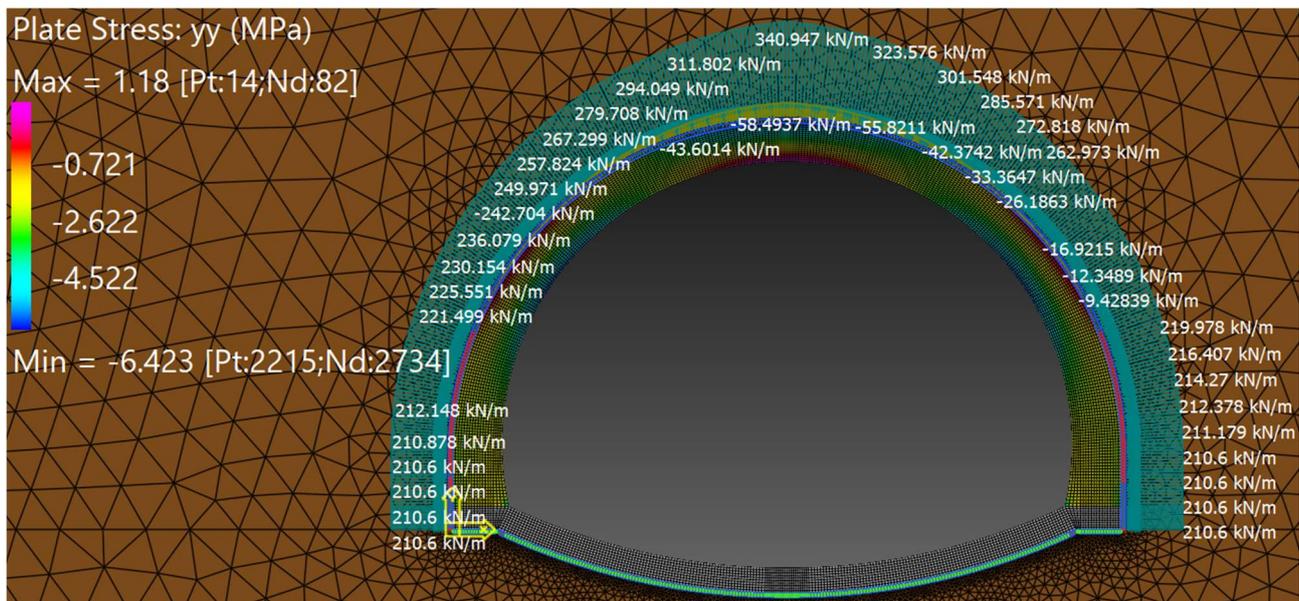


Figura 66. Tensioni normali lungo l'asse yy (sistema di riferimento locale) per  $t=0$  anni-Calcare 2

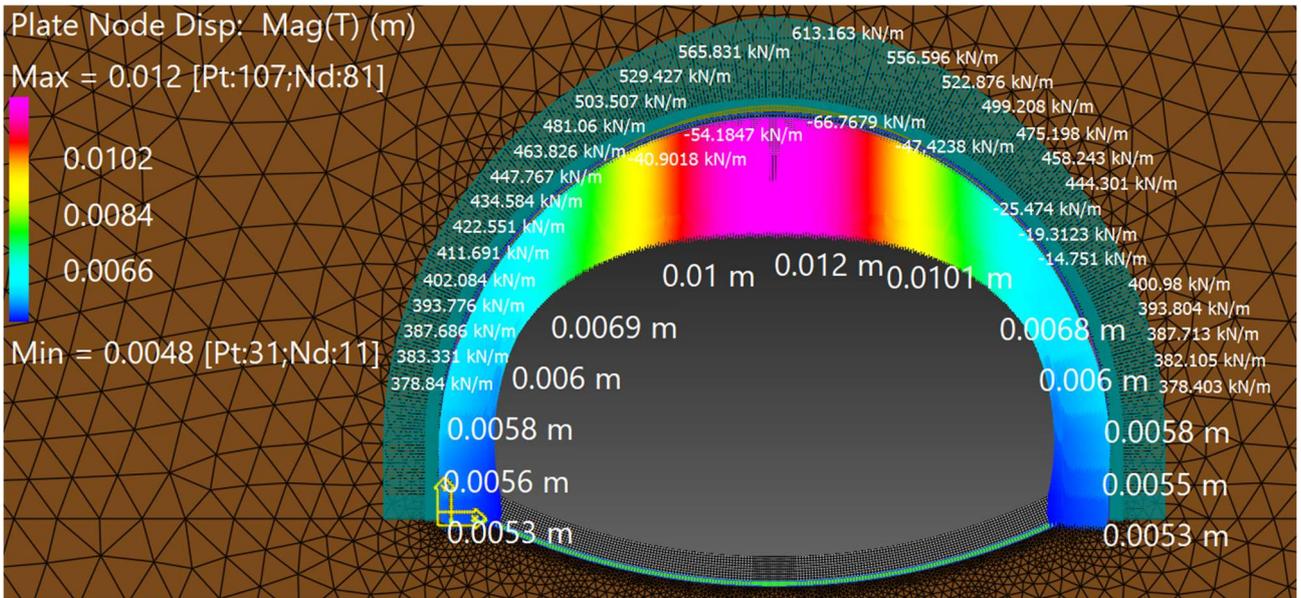


Figura 67. Vettori degli spostamenti per  $t=50$  anni-Calcare 2

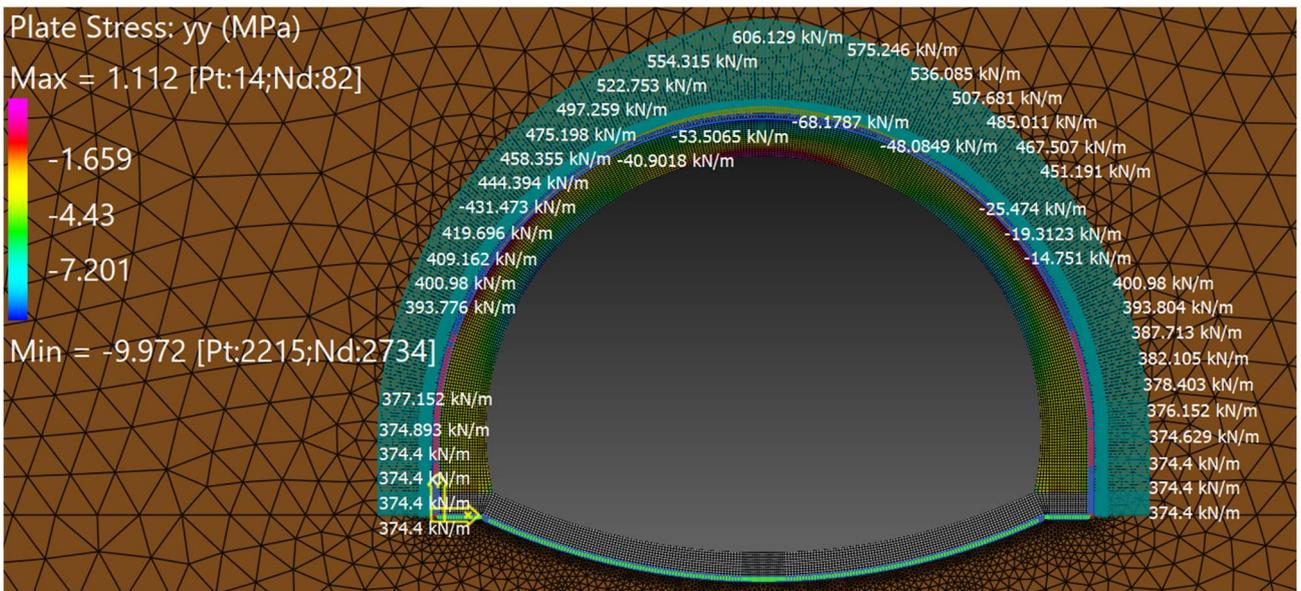


Figura 68. Tensioni normali lungo l'asse yy (sistema di riferimento locale) per  $t=50$  anni-Calcare 2

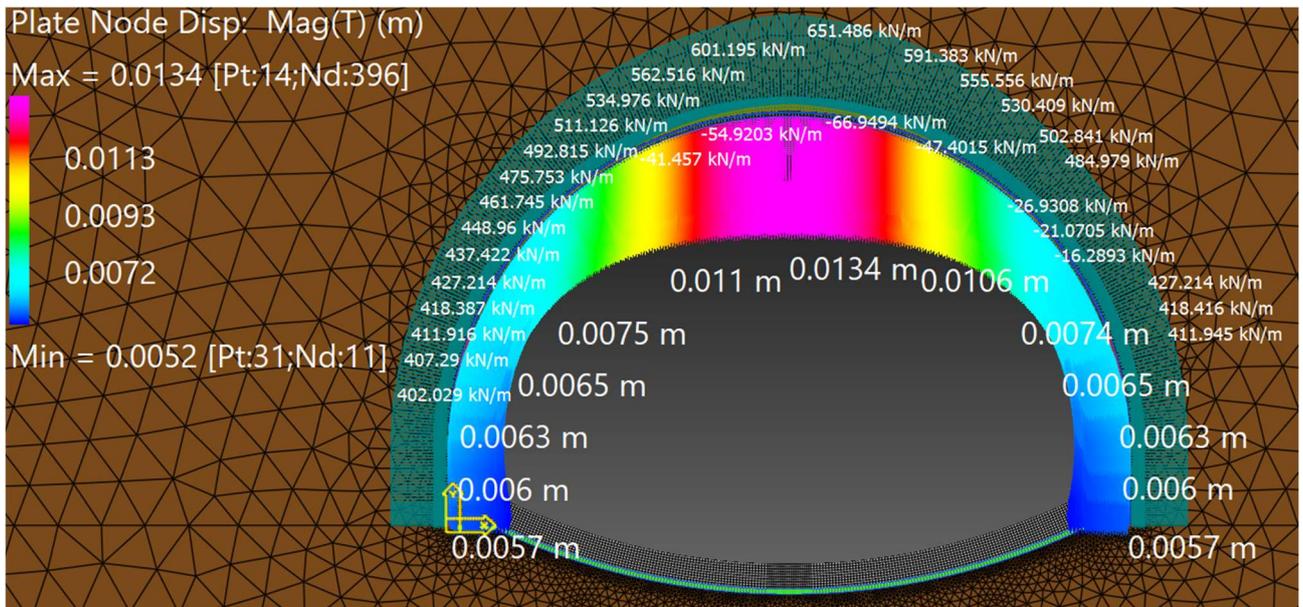


Figura 69. Vettori degli spostamenti per  $t=100$  anni-Calcare 2

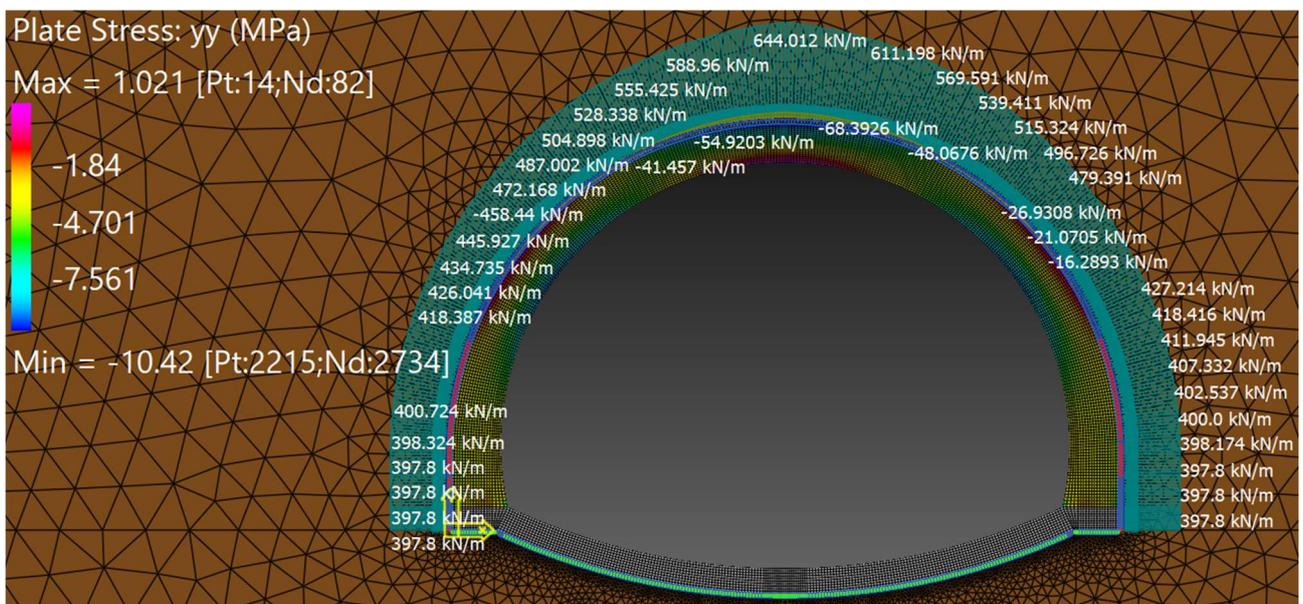


Figura 70. Tensioni normali lungo l'asse yy (sistema di riferimento locale) per  $t=100$  anni-Calcare 2

### 5.1.3. Ammasso roccioso di qualità scadente/molto scadente (Siltite)-SLU

In questo caso, la scarsa qualità dell'ammasso roccioso in cui l'opera è inserita, determina un notevole incremento delle deformazioni nel tempo (Figura 71, Figura 73 e Figura 75). Per quanto riguarda le tensioni normali si osserva come, a differenza dei casi precedenti, il sostanziale aumento dei carichi determini un incremento delle tensioni normali positive e dunque la struttura risulta essere maggiormente soggetta a sforzi di trazione (Figura 72, Figura 74, Figura 76). Questo può essere dovuto, oltre che all'entità dei carichi significativamente maggiori, al basso livello di confinamento che l'ammasso roccioso con proprietà meccaniche molto scadenti conferisce.

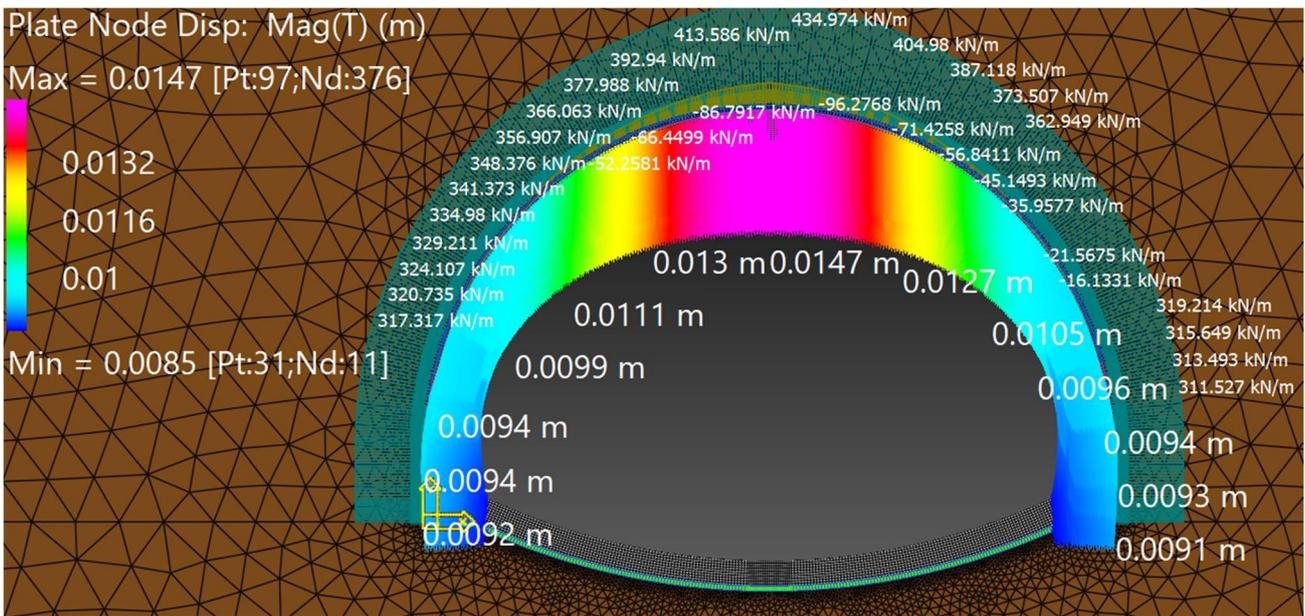


Figura 71. Vettori degli spostamenti per  $t=0$  anni-Siltstone

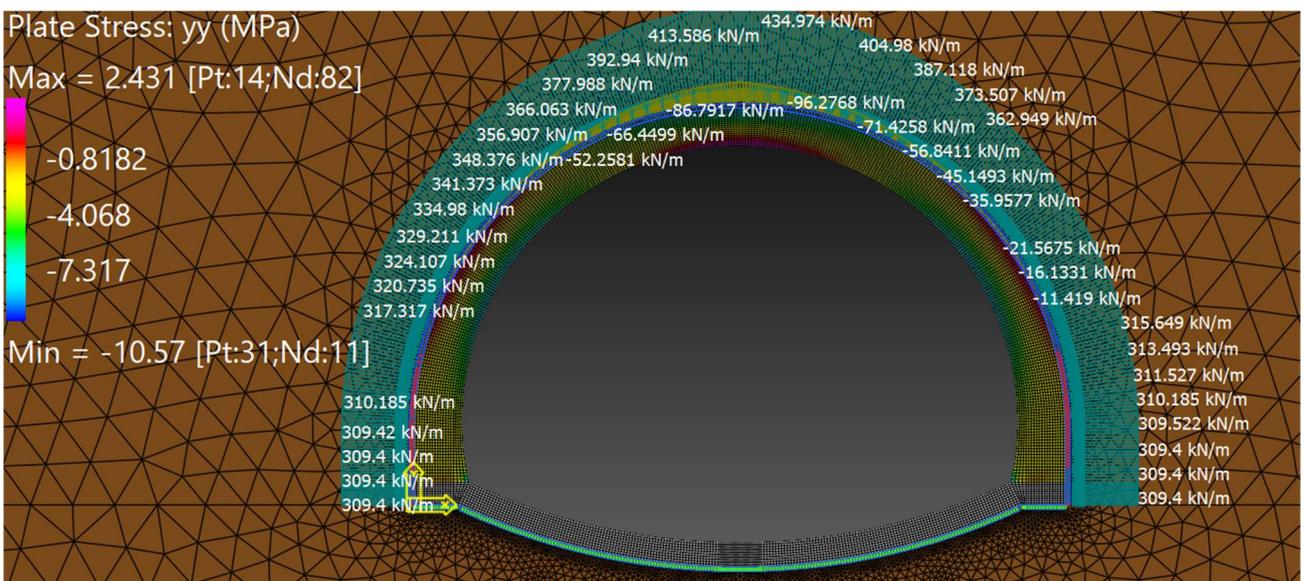


Figura 72. Tensioni normali lungo l'asse yy (sistema di riferimento locale) per  $t=0$  anni-Siltite

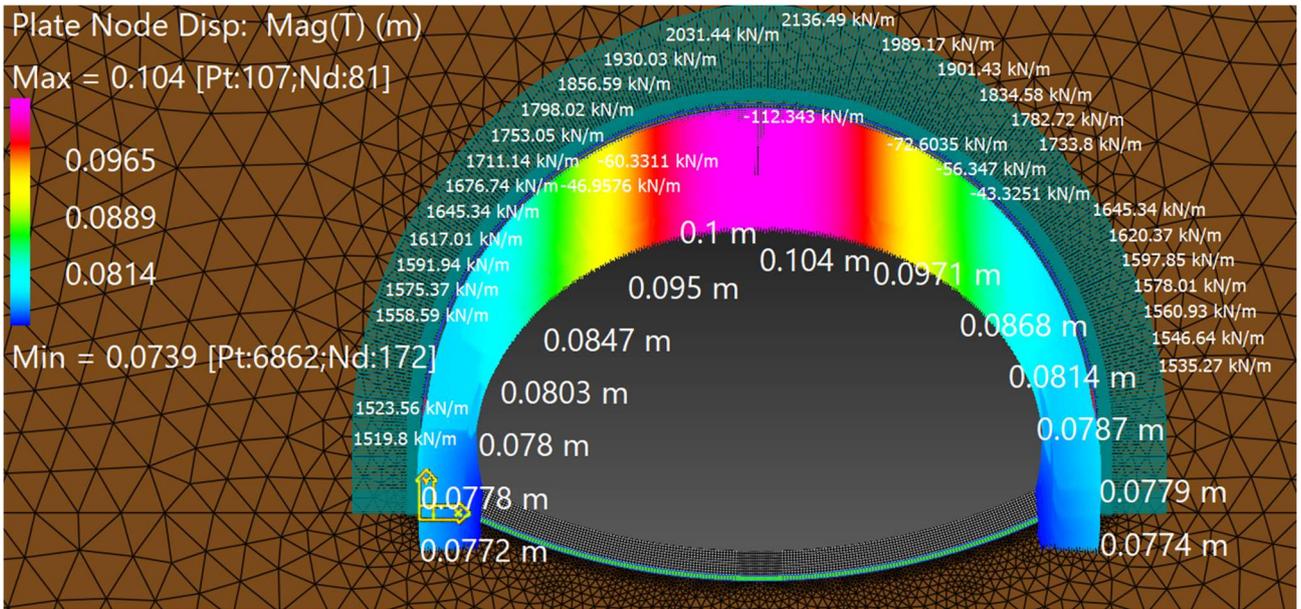


Figura 73 -Siltstone

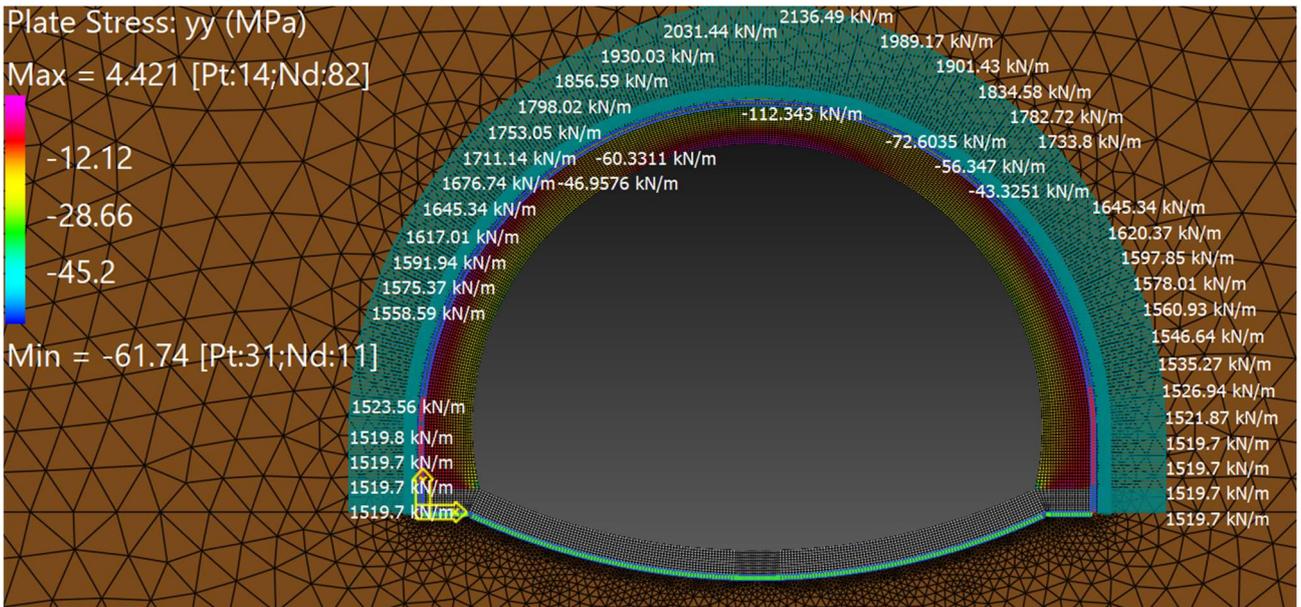


Figura 74. Tensioni normali lungo l'asse yy (sistema di riferimento locale) per t=50 anni-Siltite

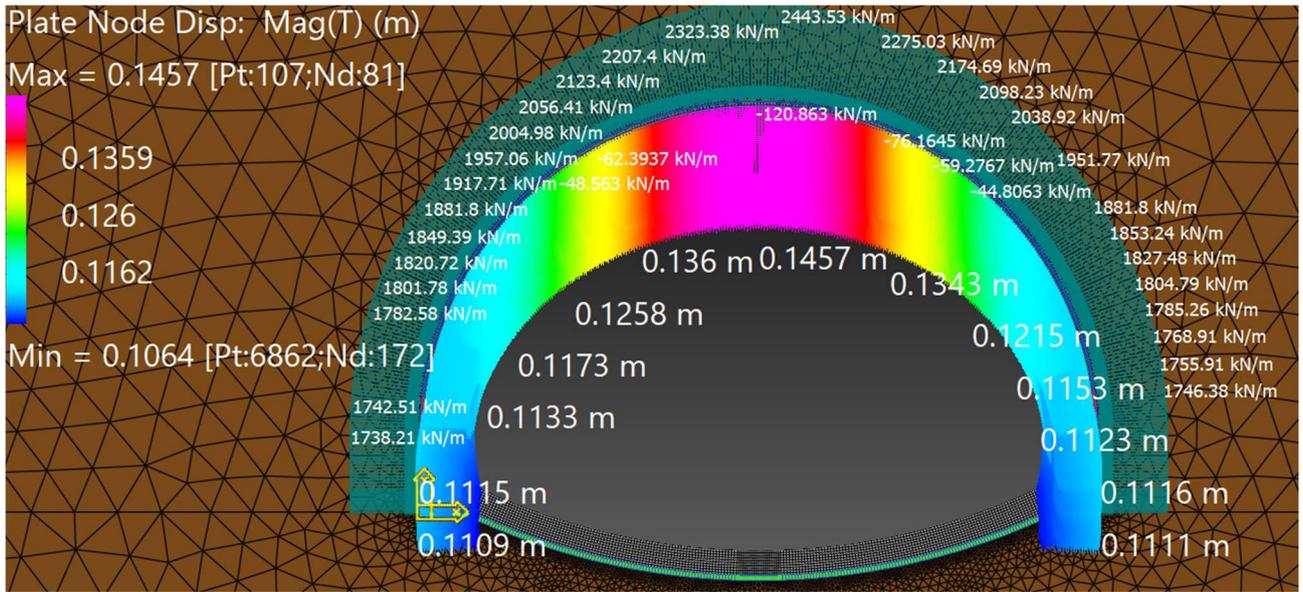


Figura 75. Vettori degli spostamenti per  $t=100$  anni-Siltstone

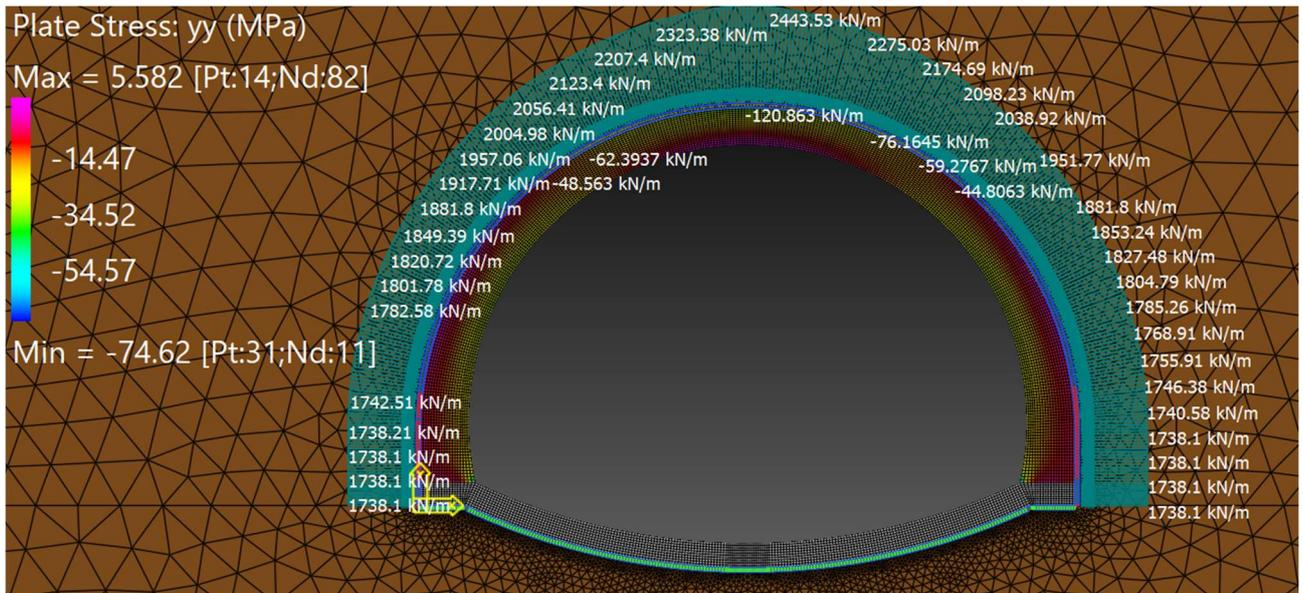


Figura 76. Tensioni normali lungo l'asse yy (sistema di riferimento locale) per  $t=50$  anni-Siltite

## 5.2. Verifiche di sicurezza

Per le verifiche di sicurezza si fa riferimento al capitolo §4.1.11 delle NTC18 [37] verificando gli stati limite a pressoflessione e a taglio.

La verifica di una sezione rettangolare con lati  $a$  e  $b$  soggetta a sforzo normale  $N_{Ed}$  avente eccentricità lungo la direzione del lato  $a$  si realizza secondo le formule (37), (38).

$$x = a - 2e \quad (37)$$

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} = f_{cd}bx \quad (38)$$

con:

- $f_{cd} = \min\left(\frac{f_{cm}}{\gamma_m^{FC}}, \frac{f_{ck}}{FC}\right)$ : resistenza a compressione di progetto
- $f_{cm}$ : resistenza a compressione media del calcestruzzo
- $f_{ck}$ : resistenza a compressione caratteristica del calcestruzzo
- $\gamma_m = 1.5$ : è il coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo
- $FC = 1$ : fattore legato al livello di conoscenza dei valori di resistenza del calcestruzzo
- $N_{Ed}$ : sforzo normale agente sulla sezione
- $N_{Rd}$ : sforzo normale resistente della sezione.

Per la stessa sezione la verifica a taglio per uno sforzo di taglio  $V_{Ed}$  si pone secondo la formula (39)

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} = \frac{f_{cvt}bx}{1.5} \quad (39)$$

con:

- $f_{cvt} = \sqrt{f_{ctd}^2 + \sigma_c f_{ctd}}$  per  $\sigma_c < \sigma_{clim}$ : resistenza a taglio e compressione di progetto
- $f_{cvt} = \sqrt{f_{ctd}^2 + \sigma_c f_{ctd} - \delta^2/4}$  per  $\sigma_c > \sigma_{clim}$
- $\sigma_c = N_{Ed}/(bx)$ : tensione di compressione agente sul calcestruzzo
- $\sigma_{clim} = f_{cd} - 2\sqrt{f_{ctd}^2 + f_{cd}f_{ctd}}$ : tensione di compressione limite
- $\delta = \sigma_c - \sigma_{clim}$

- $f_{c1td} = 0.86f_{ctd}$ : la resistenza a trazione di progetto per calcestruzzo non armato o debolmente armato.

Per le verifiche di sicurezza al momento della costruzione è stata ipotizzata una classe di resistenza del calcestruzzo C16/20. Per il calcolo dei valori di resistenza a 100 anni viene utilizzata la formula (30), facendo riferimento al valore di modulo elastico ottenuto applicando la legge di degrado (5).

La resistenza a compressione media e caratteristica del calcestruzzo nel tempo sono riassunte nella Tabella 17.

t [anni]	$f_{cm}$ [MPa]	$f_{ck}$ [MPa]
0	24	16
50	8.13	5.05
100	6.13	-

Tabella 17. Modulo elastico e resistenza a compressione media del calcestruzzo in funzione del tempo

### 5.2.1. Verifiche SLU

Per realizzare le verifiche occorre ricavare le caratteristiche delle sollecitazioni dalle soluzioni numeriche. Straus7 offre la possibilità di estrarre le sollecitazioni selezionando la sezione a cui si è interessati integrando automaticamente l'andamento delle tensioni lungo la sezione, come mostrato negli esempi nelle Figura 77 e Figura 78. In questo caso sono state scelte come sezioni di riferimento quella relativa in calotta (Figura 79) lungo le reni (Figura 80) e ai piedritti (Figura 81). Visto che per gli SLU non viene considerata l'azione sismica e vista la simmetria geometrica della galleria, le verifiche possono essere realizzate per metà struttura.

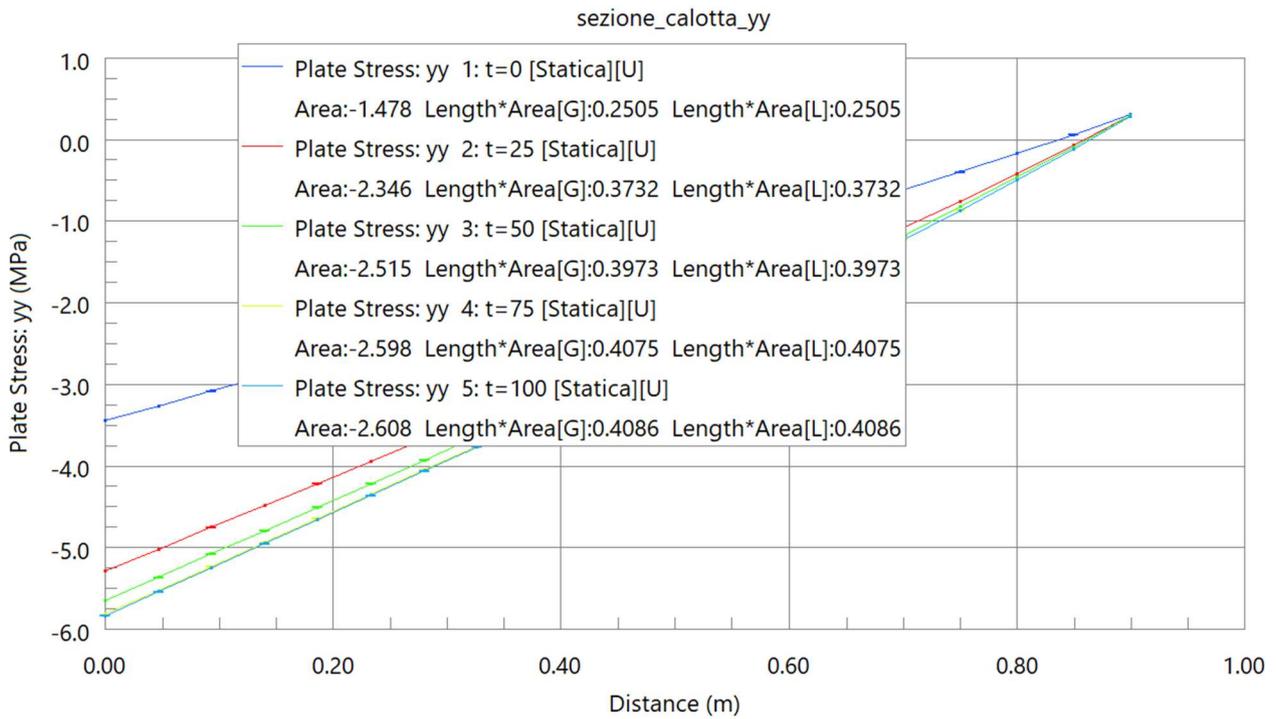


Figura 77. Risultato dell'integrazione dello sforzo normale (Area [kN]) e momento flettente (Length·Area [kN·m]) per l'ammasso roccioso di buona qualità

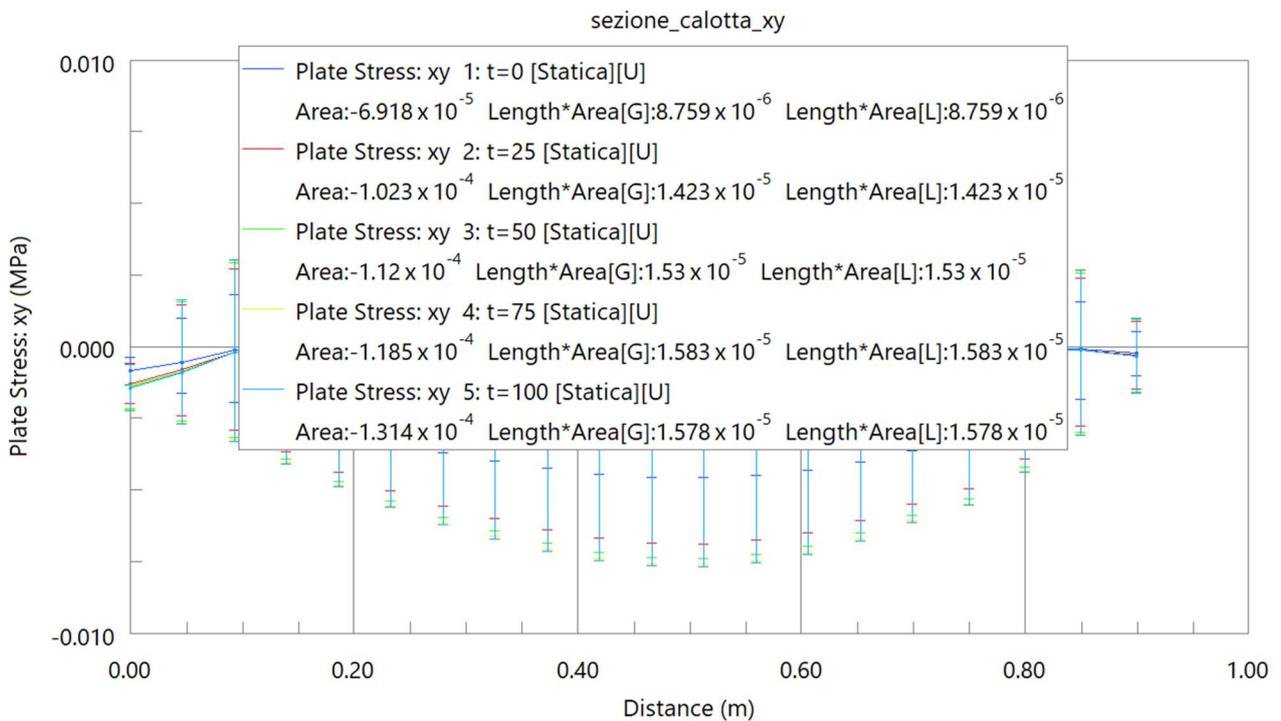
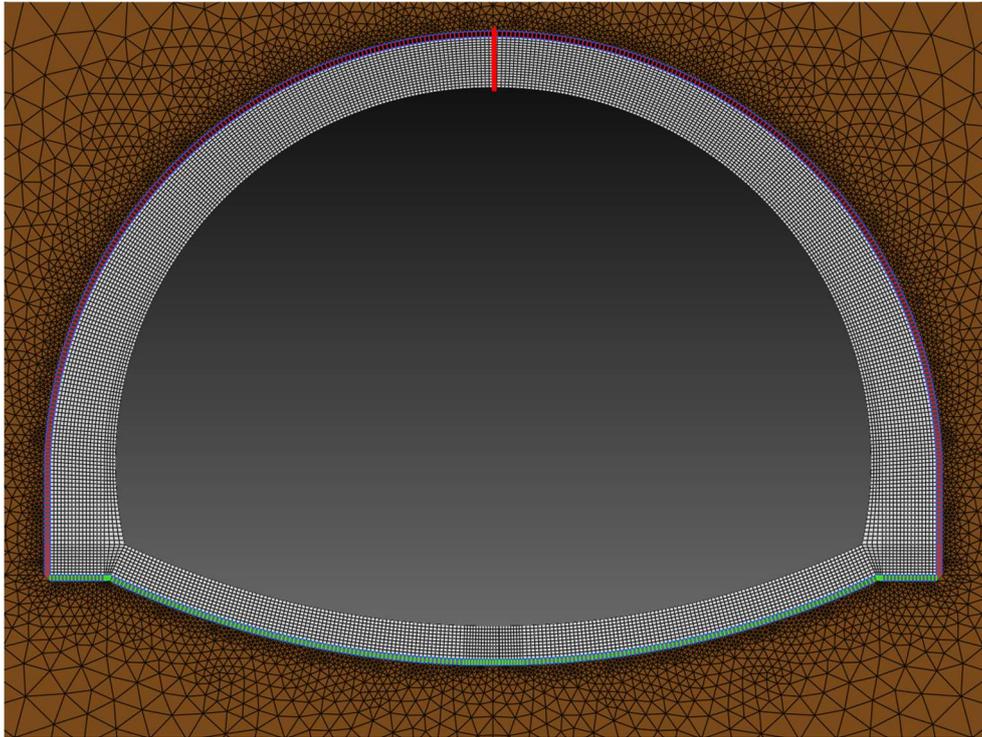
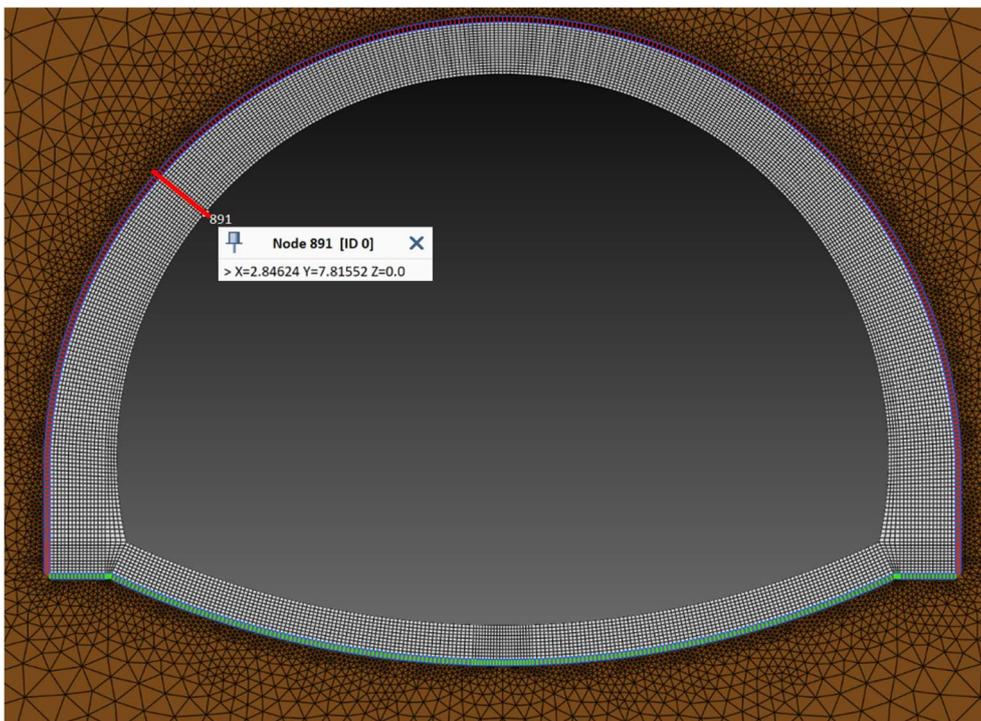


Figura 78. Risultato dell'integrazione del taglio (Area [kN]) per l'ammasso roccioso di buona qualità

Le verifiche di sicurezza sono state realizzate utilizzando un foglio di calcolo fornito dalla società Tecne-Systra SWS Advanced Tunneling.



*Figura 79. Sezione calotta*



*Figura 80. Sezione reni*



Figura 81. Sezione piedritti

Le caratteristiche delle sollecitazioni per i tre modelli sono riassunte in Tabella 18, Tabella 19, e Tabella 20.

t [anni]	calotta			reni			pedrilli		
	N [kN]	M [kN·m]	T [kN]	N [kN]	M [kN·m]	T [kN]	N [kN]	M [kN·m]	T [kN]
0	-1478	250.5	-0.006918	-1663	-248.4	31.5	-1558	93.5	-106.2
50	-2515	397.3	-0.0112	-2756	-391.3	50.1	-2505	150.2	-150.2
100	-2608	408.6	-0.01314	-2856	-401	48.3	-2587	155.1	-151.1

Tabella 18. Caratteristiche delle sollecitazioni per l'ammasso roccioso di buona qualità-SLU

t [anni]	calotta			reni			pedrilli		
	N [kN]	M [kN·m]	T [kN]	N [kN]	M [kN·m]	T [kN]	N [kN]	M [kN·m]	T [kN]
0	-2498	508	0.0514	-2822	-504.8	127.6	-2664	110	-75.8
50	-4187	741.4	0.05855	-4590	-737.9	192.1	-4277	168.6	-93.3
100	-4436	765.4	0.05959	-4849	-764.4	196.5	-4511	189.9	-107.2

Tabella 19. Caratteristiche delle sollecitazioni per l'ammasso roccioso di qualità mediocre-SLU

t [anni]	calotta			reni			piedritti		
	N [kN]	M [kN·m]	T [kN]	N [kN]	M [kN·m]	T [kN]	N [kN]	M [kN·m]	T [kN]
0	-3214	761	-0.072	-3638	-696.9	226.3	-3545	-85.3	-10
50	-14140	2520	-0.059	-15040	-2078	862.5	-14420	-1682	479
100	-16050	2931	-0.05	-17080	-2357	1011	-16380	-2232	597

Tabella 20. Caratteristiche delle sollecitazioni per l'ammasso roccioso di qualità scadente/ molto scadente-SLU

I risultati ottenuti per le verifiche sono riassunti dalla Tabella 23 alla Tabella 38. Si noti che nel caso in cui la verifica a pressoflessione non abbia esito positivo il foglio di calcolo utilizzato restituisce dei valori nulli per la verifica a taglio.

Sezione	fcd [MPa]	e [mm]	x [mm]	h=a>=2e	Nrd [kN]	FS [-]	Verifica
Calotta	16.00	169.5	561.0	si	-8976.5	6.1	ok
Reni	16.00	149.4	701.3	si	-11220.2	6.7	ok
Piedritto	16.00	60.0	1080.0	si	-17279.6	>10	ok

Tabella 21. Verifiche SLU pressoflessione-Calcare 1 t=0 anni

Sezione	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_{clim}$ [MPa]	$\delta$	fcdv [MPa]	VRd [kN]	FS [-]	Verifica
Calotta	-2.63	8.88	0.00	1.6	598.6	>10	ok
Reni	-2.37	8.88	0.00	1.5	718.6	>10	ok
Piedritto	-1.44	8.88	0.00	1.3	927.9	8.7	ok

Tabella 22. Verifiche SLU taglio-Calcare 1 t=0 anni

Sezione	fcd [MPa]	e [mm]	x [mm]	h=a>=2e	Nrd [kN]	FS [-]	Verifica
Calotta	5.05	158.0	584.1	si	-2949.5	1.2	ok
Reni	5.05	142.0	716.0	si	-3616.0	1.3	ok
Piedritto	5.05	60.0	1080.1	si	-5454.4	2.2	ok

Tabella 23. Verifiche SLU pressoflessione-Calcare 1 t=50 anni

Sezione	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_{clim}$ [MPa]	$\delta$	fcdv [MPa]	VRd [kN]	FS [-]	Verifica
Calotta	-4.31	2.30	2.01	0.8	307.6	>10	ok
Reni	-3.85	2.30	1.55	0.9	445.4	8.9	ok
Piedritto	-2.32	2.30	0.02	1.0	696.2	4.6	ok

Tabella 24. Verifiche SLU taglio-Calcare 1 t=50 anni

Sezione	fcd [MPa]	e [mm]	x [mm]	h=a>=2e	Nrd [kN]	FS [-]	Verifica
Calotta	4.09	156.7	586.7	si	-2397.5	0.9	<b>No</b>
Reni	4.09	140.4	719.2	si	-2939.1	1.0	<b>ok</b>
Piedritto	4.09	60.0	1080.1	si	-4414.0	1.7	<b>ok</b>

*Tabella 25. Verifiche SLU presso flessione-Calcare I t=100 anni*

Sezione	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_{clim}$ [MPa]	$\delta$	f <sub>cvd</sub> [MPa]	VRd [kN]	FS [-]	Verifica
Calotta	-4.45	1.73	2.71	-	-	<1	<b>No</b>
Reni	-3.97	1.73	2.24	0.3	148.7	3.1	<b>ok</b>
Piedritto	-2.40	1.73	0.66	0.9	620.4	4.1	<b>ok</b>

*Tabella 26. Verifiche SLU taglio-Calcare I t=100 anni*

Sezione	fcd [MPa]	e [mm]	x [mm]	h=a>=2e	Nrd [kN]	FS [-]	Verifica
Calotta	16.00	203.4	493.3	si	-7892.4	3.2	ok
Reni	16.00	178.9	642.2	si	-10275.8	3.6	ok
Piedritto	16.00	41.3	1117.4	si	-17878.7	6.7	ok

Tabella 27. Verifiche SLU pressoflessione-Calcare 2 t=0 anni

Sezione	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_{clim}$ [MPa]	$\delta$	fcvd [MPa]	VRd [kN]	FS [-]	Verifica
Calotta	-5.06	8.88	0.00	2.1	689.6	>10	ok
Reni	-4.39	8.88	0.00	2.0	844.6	6.6	ok
Piedritto	-2.38	8.88	0.00	1.5	1147.4	>10	ok

Tabella 28. Verifiche SLU taglio-Calcare 2 t=0 anni

Sezione	fcd [MPa]	e [mm]	x [mm]	h=a>=2e	Nrd [kN]	FS [-]	Verifica
Calotta	5.05	177.1	545.9	si	-2756.6	0.7	No
Reni	5.05	160.8	678.5	si	-3426.3	0.7	No
Piedritto	5.05	39.4	1121.2	si	-5661.9	1.3	ok

Tabella 29. Verifiche SLU pressoflessione-Calcare 2 t=50 anni

Sezione	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_{clim}$ [MPa]	$\delta$	fcvd [MPa]	VRd [kN]	FS [-]	Verifica
Calotta	-7.67	2.30	5.37	-	-	<1	No
Reni	-6.77	2.30	4.47	-	-	<1	No
Piedritto	-3.81	2.30	1.52	0.9	703.0	7.5	ok

Tabella 30. Verifiche SLU taglio-Calcare 2 t=50 anni

Sezione	fcd [MPa]	e [mm]	x [mm]	h=a>=2e	Nrd [kN]	FS [-]	Verifica
Calotta	4.09	172.5	554.9	si	-2267.7	0.5	No
Reni	4.09	157.6	684.7	si	-2798.2	0.6	No
Piedritto	4.09	42.1	1115.8	si	-4559.9	1.0	ok

Tabella 31. Verifiche SLU pressoflessione-Calcare 2 t=100 anni

Sezione	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_{clim}$ [MPa]	$\delta$	fcvd [MPa]	VRd [kN]	FS [-]	Verifica
Calotta	-7.99	1.73	6.26	-	-	<1	No
Reni	-7.08	1.73	5.35	-	-	<1	No
Piedritto	-4.04	1.73	2.31	0.2	143.7	1.3	ok

Tabella 32. Verifiche SLU taglio-Calcare 2 t=100 anni

Sezione	fcd [MPa]	e [mm]	x [mm]	h=a>=2e	Nrd [kN]	FS [-]	Verifica
Calotta	16.00	236.8	426.4	si	-6823.1	2.1	ok
Reni	16.00	191.6	616.9	si	-9870.0	2.7	ok
Piedritto	16.00	24.1	1151.9	si	-18430.0	5.2	ok

Tabella 33. Verifiche SLU pressoflessione-Siltite t=0 anni

Sezione	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_{clim}$ [MPa]	$\delta$	fcvd [MPa]	VRd [kN]	FS [-]	Verifica
Calotta	-7.54	8.88	0.00	2.5	711.6	>10	ok
Reni	-5.90	8.88	0.00	2.2	922.1	4.1	ok
Piedritto	-3.08	8.88	0.00	1.7	1306.9	>10	ok

Tabella 34. Verifiche SLU taglio-Siltite t=0 anni

Sezione	fcd [MPa]	e [mm]	x [mm]	h=a>=2e	Nrd [kN]	FS [-]	Verifica
Calotta	5.05	178.2	543.6	si	-2745.0	0.2	No
Reni	5.05	138.2	723.7	si	-3654.5	0.2	No
Piedritto	5.05	116.6	966.7	si	-4881.9	0.3	No

Tabella 35. Verifiche SLU pressoflessione-Siltite t=50 anni

Sezione	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_{clim}$ [MPa]	$\delta$	fcvd [MPa]	VRd [kN]	FS [-]	Verifica
Calotta	-26.01	2.30	23.71	-	-	<1	No
Reni	-20.78	2.30	18.48	-	-	<1	No
Piedritto	-14.92	2.30	12.62	-	-	<1	No

Tabella 36. Verifiche SLU taglio-Siltite t=50 anni

Sezione	fcd [MPa]	e [mm]	x [mm]	h=a>=2e	Nrd [kN]	FS [-]	Verifica
Calotta	4.09	182.6	534.8	si	-2185.4	0.1	No
Reni	4.09	138.0	724.0	si	-2958.8	0.2	No
Piedritto	4.09	136.3	927.5	si	-3790.3	0.2	No

Tabella 37. Verifiche SLU pressoflessione-Siltite t=100 anni

Sezione	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_{clim}$ [MPa]	$\delta$	fcvd [MPa]	VRd [kN]	FS [-]	Verifica
Calotta	-30.01	1.73	28.28	-	-	<1	No
Reni	-23.59	1.73	21.86	-	-	<1	No
Piedritto	-17.66	1.73	15.93	-	-	<1	No

Tabella 38. Verifiche SLU taglio-Siltite t=100 anni

Dai risultati ottenuti è evidente l'influenza della qualità dell'ammasso roccioso nella variazione del fattore di sicurezza della struttura. Per l'ammasso roccioso di buona qualità, si osserva come anche a 50 anni dalla costruzione le verifiche risultino soddisfatte.

Per l'ammasso roccioso di qualità mediocre, trascorsa la vita utile della struttura il decremento del fattore di sicurezza risulta molto più sostanziale e l'opera necessiterà degli interventi di ripristino strutturale ancora prima del raggiungimento dei 50 anni.

L'ammasso roccioso di qualità molto scadenti rappresenta una casistica volutamente estrema, da dove emerge che le condizioni di sicurezza risultano essere ancora più critiche.

## 5.2.2. Verifiche SLV-full slip

Nel caso delle verifiche SLV, vista la condizione di carico asimmetrica, è necessario eseguire le verifiche anche sul piedritto e sul rene destro della struttura. La norma suggerisce di effettuare la verifica per le due direzioni orizzontali del sisma, ma in questo caso, vista la simmetria strutturale non sarà necessario. Le sollecitazioni nelle diverse sezioni ottenute su Straus7 sono riportate in Tabella 39, Tabella 40, Tabella 41. L'esito delle verifiche di sicurezza e il calcolo del fattore di sicurezza in condizioni di competo scorrimento viene riportato dalla Tabella 42 alla Tabella 59.

t	calotta			rene sx			piedritto sx			rene dx			piedritto dx		
	N	M	T	N	M	T	N	M	T	N	M	T	N	M	T
[anni]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]
0	-1559	191.2	-19.7	864.8	-188.3	152.2	-1288	68	279.1	-1755	-195.9	121.4	-1088	75.9	499.3
50	-2287	304.9	-18	-1773	-298.5	145.7	-2002	112.2	181.5	-2518	-305.6	82.5	-1833	117.7	470.9
100	-2332	313.9	-17.2	-1875	-306.2	136.7	-2059	116.3	153.5	-2565	-313.1	74.6	-1903	121.5	451

Tabella 39. Caratteristiche delle sollecitazioni per l'ammasso roccioso di buona qualità-SLV full slip

t	calotta			rene sx			piedritto sx			rene dx			piedritto dx		
	N	M	T	N	M	T	N	M	T	N	M	T	N	M	T
[anni]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]
0	-2368	391.6	-21.4	-1761	-384.1	220.8	-2142	80.4	315.3	-2672	-387.5	56.7	-1923	77.1	502.2
50	-3605	571.2	-19.5	-3175	-564.1	254.7	-3370	126	251.4	-3961	-565.3	-15.1	-3182	118.3	454.8
100	-3778	589.8	-18.8	-3391	-584.8	253.2	-3546	142.6	224.8	-4139	-585.5	-25	-3366	134.8	445.7

Tabella 40. Caratteristiche delle sollecitazioni per l'ammasso roccioso di qualità mediocre-SLV full slip

t	calotta			rene sx			piedritto sx			rene dx			piedritto dx			
	N	M	T	N	M	T	N	M	T	N	M	T	N	M	T	
[anni]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	
0	-3334	596.5	-53.3	-2016	-531.2	408.9	-2912	-71	703.3	-2766	-541.7	122.3	-2506	-76.8	885.1	
50	-11260	1994	-33.2	-	11160	-1662	802	-11240	-1322	634.7	-12020	-1622	-540.7	-11100	-1376	118.3
100	-12650	2321	-28.5	-	12800	-1844	898.8	-12740	-1759	627.4	-13490	-1843	-690.3	-12650	-1822	-54

Tabella 41. Caratteristiche delle sollecitazioni per l'ammasso roccioso di qualità scadente/ molto scadente-  
SLV full slip

Sezione	fcd [MPa]	e [mm]	x [mm]	h=a>=2e	Nrd [kN]	FS [-]	Verifica
Calotta	16.00	122.6	654.7	si	-10475.4	6.7	ok
Rene Sx	16.00	217.7	564.5	si	-9032.4	>10	ok
Piedritto Sx	16.00	52.8	1094.4	si	-17510.6	>10	ok
Rene Dx	16.00	111.6	776.8	si	-12428.0	7.1	ok
Piedritto Dx	16.00	69.8	1060.5	si	-16967.6	>10	ok

Tabella 42. Verifiche SLV pressoflessione-Calcare 1 t=0 anni

Sezione	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_{lim}$ [MPa]	$\delta$	fcd [MPa]	VRd [kN]	FS [-]	Verifica
Calotta	-2.38	8.88	0.00	1.5	672.0	>10	ok
Rene Sx	-1.53	8.88	0.00	1.3	494.8	3.3	ok
Piedritto Sx	-1.18	8.88	0.00	1.2	881.6	3.2	ok
Rene Dx	-2.26	8.88	0.00	1.5	781.6	6.4	ok
Piedritto Dx	-1.03	8.88	0.00	1.2	820.3	1.6	ok

Tabella 43. Verifiche SLV taglio-Calcare 1 t=0 anni

Sezione	fcd [MPa]	e [mm]	x [mm]	h=a>=2e	Nrd [kN]	FS [-]	Verifica
Calotta	5.05	133.3	633.4	si	-3198.5	1.4	ok
Rene Sx	5.05	168.4	663.3	si	-3349.6	1.9	ok
Piedritto Sx	5.05	56.0	1087.9	si	-5494.0	2.7	ok
Rene Dx	5.05	121.4	757.3	si	-3824.2	1.5	ok
Piedritto Dx	5.05	64.2	1071.6	si	-5411.5	3.0	ok

Tabella 44. Verifiche SLV pressoflessione-Calcare 1 t=50 anni

Sezione	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_{clim}$ [MPa]	$\delta$	$f_{c,vd}$ [MPa]	VRd [kN]	FS [-]	Verifica
Calotta	-3.61	2.30	1.31	1.0	413.2	>10	ok
Rene Sx	-2.67	2.30	0.37	1.0	447.5	3.1	ok
Piedritto Sx	-1.84	2.30	0.00	0.9	635.3	3.5	ok
Rene Dx	-3.33	2.30	1.03	1.0	510.9	6.2	ok
Piedritto Dx	-1.71	2.30	0.00	0.8	607.0	1.3	ok

Tabella 45. Verifiche SLV taglio-Calcare 1 t=50 anni

Sezione	$f_{cd}$ [MPa]	$e$ [mm]	$x$ [mm]	$h=a \geq 2e$	Nrd [kN]	FS [-]	Verifica
Calotta	4.09	134.6	630.8	si	-2577.8	1.1	ok
Rene Sx	4.09	163.3	673.4	si	-2751.9	1.5	ok
Piedritto Sx	4.09	56.5	1087.0	si	-4442.3	2.2	ok
Rene Dx	4.09	122.1	755.9	si	-3089.0	1.2	ok
Piedritto Dx	4.09	63.8	1072.3	si	-4382.2	2.3	ok

Tabella 46. Verifiche SLV pressoflessione-Calcare 1 t=100 anni

Sezione	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_{clim}$ [MPa]	$\delta$	$f_{c,vd}$ [MPa]	VRd [kN]	FS [-]	Verifica
Calotta	-3.70	1.73	1.96	0.5	229.5	>10	ok
Rene Sx	-2.78	1.73	1.05	0.8	375.1	2.7	ok
Piedritto Sx	-1.89	1.73	0.16	0.8	600.9	3.9	ok
Rene Dx	-3.39	1.73	1.66	0.7	348.1	4.7	ok
Piedritto Dx	-1.77	1.73	0.04	0.8	579.0	1.3	ok

Tabella 47. Verifiche SLV taglio-Calcare 1 t=100 anni

Sezione	fcd [MPa]	e [mm]	x [mm]	h=a>=2e	Nrd [kN]	FS [-]	Verifica
Calotta	16.00	165.4	569.3	si	-9108.1	3.8	ok
Rene Sx	16.00	218.1	563.8	si	-9020.3	5.1	ok
Piedritto Sx	16.00	37.5	1124.9	si	-17998.9	8.4	ok
Rene Dx	16.00	145.0	710.0	si	-11359.3	4.3	ok
Piedritto Dx	16.00	40.1	1119.8	si	-17917.0	9.3	ok

Tabella 48. Verifiche SLV pressoflessione-Calcare 2 t=0 anni

Sezione	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_{clim}$ [MPa]	$\delta$	fcvd [MPa]	VRd [kN]	FS [-]	Verifica
Calotta	-4.16	8.88	0.00	1.9	731.4	>10	ok
Rene Sx	-3.12	8.88	0.00	1.7	643.5	2.9	ok
Piedritto Sx	-1.90	8.88	0.00	1.4	1063.2	3.4	ok
Rene Dx	-3.76	8.88	0.00	1.8	874.6	>10	ok
Piedritto Dx	-1.72	8.88	0.00	1.4	1020.5	2.0	ok

Tabella 49. Verifiche SLV taglio-Calcare 2 t=0 anni

Sezione	fcd [MPa]	e [mm]	x [mm]	h=a>=2e	Nrd [kN]	FS [-]	Verifica
Calotta	5.05	158.4	583.1	si	-2944.7	0.8	No
Rene Sx	5.05	177.7	644.7	si	-3255.5	1.0	ok
Piedritto Sx	5.05	37.4	1125.2	si	-5682.4	1.7	ok
Rene Dx	5.05	142.7	714.6	si	-3608.6	0.9	No
Piedritto Dx	5.05	37.2	1125.6	si	-5684.5	1.8	ok

Tabella 50. Verifiche SLV pressoflessione-Calcare 2 t=50 anni

Sezione	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_{clim}$ [MPa]	$\delta$	fcvd [MPa]	VRd [kN]	FS [-]	Verifica
Calotta	-6.18	2.30	3.88	-	-	<1	no
Rene Sx	-4.93	2.30	2.63	0.4	151.4	0.6	No
Piedritto Sx	-2.99	2.30	0.70	1.0	769.0	3.1	ok
Rene Dx	-5.54	2.30	3.24	-	-	<1	No
Piedritto Dx	-2.83	2.30	0.53	1.0	766.5	1.7	ok

Tabella 51. Verifiche SLV taglio-Calcare 2 t=50 anni

Sezione	fcd [MPa]	e [mm]	x [mm]	h=a>=2e	Nrd [kN]	FS [-]	Verifica
Calotta	4.09	156.1	587.8	si	-2402.0	0.6	<b>No</b>
Rene Sx	4.09	172.5	655.1	si	-2677.1	0.8	<b>No</b>
Piedritto Sx	4.09	40.2	1119.6	si	-4575.3	1.3	<b>ok</b>
Rene Dx	4.09	141.5	717.1	si	-2930.5	0.7	<b>No</b>
Piedritto Dx	4.09	40.0	1119.9	si	-4576.7	1.4	<b>ok</b>

Tabella 52. Verifiche SLV pressoflessione-Calcare 2 t=100 anni

Sezione	σc [MPa]	σclim [MPa]	δ	fcvd [MPa]	VRd [kN]	FS [-]	Verifica
Calotta	-6.43	1.73	4.69	-	-	<1	<b>No</b>
Rene Sx	-5.18	1.73	3.44	-	-	<1	<b>No</b>
Piedritto Sx	-3.17	1.73	1.43	0.8	568.9	2.5	<b>ok</b>
Rene Dx	-5.77	1.73	4.04	-	-	<1	<b>No</b>
Piedritto Dx	-3.01	1.73	1.27	0.8	597.0	1.3	<b>ok</b>

Tabella 53. Verifiche SLV taglio-Calcare 2 t=100 anni

Sezione	fcd [MPa]	e [mm]	x [mm]	h=a>=2e	Nrd [kN]	FS [-]	Verifica
Calotta	16.00	178.9	542.2	si	-8674.7	2.6	ok
Rene Sx	16.00	263.5	473.0	si	-7568.3	3.8	ok
Piedritto Sx	16.00	24.4	1151.2	si	-18419.8	6.3	ok
Rene Dx	16.00	195.8	608.3	si	-9733.0	3.5	ok
Piedritto Dx	16.00	30.6	1138.7	si	-18219.3	7.3	ok

Tabella 54. Verifiche SLV pressoflessione-Siltite t=0 anni

Sezione	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_{clim}$ [MPa]	$\delta$	fcd [MPa]	VRd [kN]	FS [-]	Verifica
Calotta	-6.15	8.88	0.00	2.3	825.6	>10	ok
Rene Sx	-4.26	8.88	0.00	1.9	614.0	1.5	ok
Piedritto Sx	-2.53	8.88	0.00	1.6	1209.2	1.7	ok
Rene Dx	-4.55	8.88	0.00	2.0	811.8	6.6	ok
Piedritto Dx	-2.20	8.88	0.00	1.5	1134.6	1.3	ok

Tabella 55. Verifiche SLV taglio-Siltite t=0 anni

Sezione	fcd [MPa]	e [mm]	x [mm]	h=a>=2e	Nrd [kN]	FS [-]	Verifica
Calotta	5.05	177.1	545.8	si	-2756.4	0.2	No
Rene Sx	5.05	148.9	702.2	si	-3545.9	0.3	No
Piedritto Sx	5.05	117.6	964.8	si	-4872.1	0.4	No
Rene Dx	5.05	134.9	730.1	si	-3687.1	0.3	No
Piedritto Dx	5.05	124.0	952.1	si	-4808.0	0.4	No

Tabella 56. Verifiche SLV pressoflessione-Siltite t=50 anni

Sezione	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_{clim}$ [MPa]	$\delta$	fcd [MPa]	VRd [kN]	FS [-]	Verifica
Calotta	-20.63	2.30	18.33	-	-	<1	No
Rene Sx	-15.89	2.30	13.59	-	-	<1	No
Piedritto Sx	-11.65	2.30	9.35	-	-	<1	No
Rene Dx	-16.46	2.30	14.16	-	-	<1	No
Piedritto Dx	-11.66	2.30	9.36	-	-	<1	No

Tabella 57. Verifiche SLV taglio-Siltite t=50 anni

Sezione	fcd [MPa]	e [mm]	x [mm]	h=a>=2e	Nrd [kN]	FS [-]	Verifica
Calotta	4.09	183.5	533.0	si	-2178.4	0.2	No
Rene Sx	4.09	144.1	711.9	si	-2909.2	0.2	No
Piedritto Sx	4.09	138.1	923.9	si	-3775.5	0.3	No
Rene Dx	4.09	136.6	726.8	si	-2970.0	0.2	No
Piedritto Dx	4.09	144.0	911.9	si	-3726.8	0.3	No

Tabella 58. Verifiche SLV pressoflessione-Siltite  $t=100$  anni

Sezione	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_{clim}$ [MPa]	$\delta$	fcd [MPa]	VRd [kN]	FS [-]	Verifica
Calotta	-23.73	1.73	22.00	-	-	<1	No
Rene Sx	-17.98	1.73	16.25	-	-	<1	No
Piedritto Sx	-13.79	1.73	12.06	-	-	<1	No
Rene Dx	-18.56	1.73	16.83	-	-	<1	No
Piedritto Dx	-13.87	1.73	12.14	-	-	<1	No

Tabella 59. Verifiche SLV taglio-Siltite  $t=100$  anni

### 5.2.3. Verifiche SLV-real slip

I valori delle caratteristiche delle sollecitazioni per i tre diversi ammassi rocciosi ricavati da Straus7 sono riportati nella Tabella 60, Tabella 61 e Tabella 62. I risultati delle verifiche sono riassunti dalla Tabella 63 alla Tabella 80.

t	calotta			rene sx			piedritto sx			rene dx			piedritto dx		
	N	M	T	N	M	T	N	M	T	N	M	T	N	M	T
[anni]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]
0	-1559	191.2	-19.9	-864.8	-188.4	152.1	-1288	68	281.6	-1755	-195.9	121.4	-1088	75.9	499.4
50	-2287	304.9	-18.1	-1771	-298.6	146.5	-2002	112.2	183.9	-2518	-305.6	82.5	-1833	117.7	470.9
100	-2332	313.9	-17.4	-1873	-306.2	137.5	-2060	116.3	155.8	-2565	-313.1	74.6	-1903	121.5	451

Tabella 60. Caratteristiche delle sollecitazioni per l'ammasso roccioso di buona qualità-SLV real slip

t	calotta			rene sx			piedritto sx			rene dx			piedritto dx		
	N	M	T	N	M	T	N	M	T	N	M	T	N	M	T
[anni]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]
0	-2369	392.3	-23.6	-1752	-383.8	223.2	-2144	80.4	326.6	-2673	-387.5	56.7	-1923	77.1	503
50	-3606	571.9	-21.5	-3166	-563.7	256.9	-3372	126	262.2	-3962	-565.3	-14.8	-3182	118.3	455.6
100	-3778	590.5	-20.8	-3382	-584.4	255.4	-3549	142.6	235.4	-4140	-585.5	-24.8	-3366	134.8	446.4

Tabella 61. Caratteristiche delle sollecitazioni per l'ammasso roccioso di qualità mediocre-SLV real slip

t	calotta			rene sx			piedritto sx			rene dx			piedritto dx		
	N	M	T	N	M	T	N	M	T	N	M	T	N	M	T
[anni]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]
0	-3337	598.2	57.4	-1927	-528.7	433.5	-2942	-71.8	838.4	-3880	-541.7	123.4	-2503	-76.4	888.9
50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
50	11260	1995	-36	11110	-1621	815.3	11250	-1323	707.9	-12020	-1622	540.8	-11100	-1375	118.4
100	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
100	12650	2322	30.9	12770	-1843	909.6	12750	-1760	696.9	-13480	-1843	690.4	-12650	-1822	-52.2

Tabella 62. Caratteristiche delle sollecitazioni per l'ammasso roccioso di qualità scadente/ molto scadente-SLV real slip

Sezione	fcd [MPa]	e [mm]	x [mm]	h=a>=2e	Nrd [kN]	FS [-]	Verifica
Calotta	16.00	122.6	654.7	si	-10475.4	6.7	ok
Rene Sx	16.00	217.9	564.3	si	-9028.7	>10	ok
Piedritto Sx	16.00	52.8	1094.4	si	-17510.6	>10	ok
Rene Dx	16.00	111.6	776.8	si	-12428.0	7.1	ok
Piedritto Dx	16.00	69.8	1060.5	si	-16967.6	>10	ok

Tabella 63. Verifiche SLV pressoflessione-Calcare 1 t=0 anni

Sezione	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_{clim}$ [MPa]	$\delta$	fcd [MPa]	VRd [kN]	FS [-]	Verifica
Calotta	-2.38	8.88	0.00	1.5	672.0	>10	ok
Rene Sx	-1.53	8.88	0.00	1.3	494.7	3.3	ok
Piedritto Sx	-1.18	8.88	0.00	1.2	881.6	3.1	ok
Rene Dx	-2.26	8.88	0.00	1.5	781.6	6.4	ok
Piedritto Dx	-1.03	8.88	0.00	1.2	820.3	1.6	ok

Tabella 64. Verifiche SLV taglio-Calcare 1 t=0 anni

Sezione	fcd [MPa]	e [mm]	x [mm]	h=a>=2e	Nrd [kN]	FS [-]	Verifica
Calotta	5.05	133.3	633.4	si	-3198.5	1.4	ok
Rene Sx	5.05	168.6	662.8	si	-3347.1	1.9	ok
Piedritto Sx	5.05	56.0	1087.9	si	-5494.0	2.7	ok
Rene Dx	5.05	121.4	757.3	si	-3824.2	1.5	ok
Piedritto Dx	5.05	64.2	1071.6	si	-5411.5	3.0	ok

Tabella 65. Verifiche SLV pressoflessione-Calcare 1 t=50 anni

Sezione	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_{clim}$ [MPa]	$\delta$	fcd [MPa]	VRd [kN]	FS [-]	Verifica
Calotta	-3.61	2.30	1.31	1.0	413.2	>10	ok
Rene Sx	-2.67	2.30	0.37	1.0	447.1	3.1	ok
Piedritto Sx	-1.84	2.30	0.00	0.9	635.3	3.5	ok
Rene Dx	-3.33	2.30	1.03	1.0	510.9	6.2	ok
Piedritto Dx	-1.71	2.30	0.00	0.8	607.0	1.3	ok

Tabella 66. Verifiche SLV taglio-Calcare 1 t=50 anni

Sezione	fcd [MPa]	e [mm]	x [mm]	h=a>=2e	Nrd [kN]	FS [-]	Verifica
Calotta	4.09	134.6	630.8	si	-2577.8	1.1	<b>ok</b>
Rene Sx	4.09	163.5	673.0	si	-2750.5	1.5	<b>ok</b>
Piedritto Sx	4.09	56.5	1087.1	si	-4442.6	2.2	<b>ok</b>
Rene Dx	4.09	122.1	755.9	si	-3089.0	1.2	<b>ok</b>
Piedritto Dx	4.09	63.8	1072.3	si	-4382.2	2.3	<b>ok</b>

*Tabella 67. Verifiche SLV pressoflessione-Calcare 1 t=100 anni*

Sezione	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_{clim}$ [MPa]	$\delta$	fcvd [MPa]	VRd [kN]	FS [-]	Verifica
Calotta	-3.70	1.73	1.96	0.5	229.5	>10	<b>ok</b>
Rene Sx	-2.78	1.73	1.05	0.8	375.0	2.7	<b>ok</b>
Piedritto Sx	-1.89	1.73	0.16	0.8	601.0	3.9	<b>ok</b>
Rene Dx	-3.39	1.73	1.66	0.7	348.1	4.7	<b>ok</b>
Piedritto Dx	-1.77	1.73	0.04	0.8	579.0	1.3	<b>ok</b>

*Tabella 68. Verifiche SLV taglio-Calcare 1 t=100 anni*

Sezione	fcd [MPa]	e [mm]	x [mm]	h=a>=2e	Nrd [kN]	FS [-]	Verifica
Calotta	16.00	165.6	568.8	si	-9100.9	3.8	ok
Rene Sx	16.00	219.1	561.9	si	-8990.0	5.1	ok
Piedritto Sx	16.00	37.5	1125.0	si	-18000.0	8.4	ok
Rene Dx	16.00	145.0	710.1	si	-11361.0	4.3	ok
Piedritto Dx	16.00	40.1	1119.8	si	-17917.0	9.3	ok

Tabella 69. Verifiche SLV pressoflessione-Calcare 2 t=0 anni

Sezione	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_{clim}$ [MPa]	$\delta$	fcbd [MPa]	VRd [kN]	FS [-]	Verifica
Calotta	-4.16	8.88	0.00	1.9	731.2	>10	ok
Rene Sx	-3.12	8.88	0.00	1.7	640.9	2.9	ok
Piedritto Sx	-1.91	8.88	0.00	1.4	1063.6	3.3	ok
Rene Dx	-3.76	8.88	0.00	1.8	874.8	>10	ok
Piedritto Dx	-1.72	8.88	0.00	1.4	1020.5	2.0	ok

Tabella 70. Verifiche SLV taglio-Calcare 2 t=0 anni

Sezione	fcd [MPa]	e [mm]	x [mm]	h=a>=2e	Nrd [kN]	FS [-]	Verifica
Calotta	5.05	158.6	582.8	si	-2943.2	0.8	No
Rene Sx	5.05	178.0	643.9	si	-3251.7	1.0	ok
Piedritto Sx	5.05	37.4	1125.3	si	-5682.6	1.7	ok
Rene Dx	5.05	142.7	714.6	si	-3608.9	0.9	No
Piedritto Dx	5.05	37.2	1125.6	si	-5684.5	1.8	ok

Tabella 71. Verifiche SLV pressoflessione-Calcare 2 t=50 anni

Sezione	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_{clim}$ [MPa]	$\delta$	fcbd [MPa]	VRd [kN]	FS [-]	Verifica
Calotta	-6.19	2.30	3.89	-	-	<1	no
Rene Sx	-4.92	2.30	2.62	0.4	156.0	0.6	No
Piedritto Sx	-3.00	2.30	0.70	1.0	769.0	2.9	ok
Rene Dx	-5.54	2.30	3.24	-	-	<1	No
Piedritto Dx	-2.83	2.30	0.53	1.0	766.5	1.7	ok

Tabella 72. Verifiche SLV taglio-Calcare 2 t=50 anni

Sezione	fcd [MPa]	e [mm]	x [mm]	h=a>=2e	Nrd [kN]	FS [-]	Verifica
Calotta	4.09	156.3	587.4	si	-2400.5	0.6	No
Rene Sx	4.09	172.8	654.4	si	-2674.3	0.8	No
Piedritto Sx	4.09	40.2	1119.6	si	-4575.6	1.3	ok
Rene Dx	4.09	141.4	717.1	si	-2930.8	0.7	No
Piedritto Dx	4.09	40.0	1119.9	si	-4576.7	1.4	ok

Tabella 73. Verifiche SLV pressoflessione-Calcare 2 t=100 anni

Sezione	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_{lim}$ [MPa]	$\delta$	fcbd [MPa]	VRd [kN]	FS [-]	Verifica
Calotta	-6.43	1.73	4.70	-	-	<1	No
Rene Sx	-5.17	1.73	3.43	-	-	<1	No
Piedritto Sx	-3.17	1.73	1.44	0.8	568.4	2.4	ok
Rene Dx	-5.77	1.73	4.04	-	-	<1	No
Piedritto Dx	-3.01	1.73	1.27	0.8	597.0	1.3	ok

Tabella 74. Verifiche SLV taglio-Calcare 2 t=100 anni

Sezione	fcd [MPa]	e [mm]	x [mm]	h=a>=2e	Nrd [kN]	FS [-]	Verifica
Calotta	16.00	179.3	541.5	si	-8663.6	2.6	ok
Rene Sx	16.00	274.4	451.3	si	-7220.3	3.7	ok
Piedritto Sx	16.00	24.4	1151.2	si	-18419.0	6.3	ok
Rene Dx	16.00	139.6	720.8	si	-11532.4	3.0	ok
Piedritto Dx	16.00	30.5	1139.0	si	-18223.3	7.3	ok

Tabella 75. Verifiche SLV pressoflessione-Siltite t=0 anni

Sezione	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_{clim}$ [MPa]	$\delta$	fcd [MPa]	VRd [kN]	FS [-]	Verifica
Calotta	-6.16	8.88	0.00	2.3	825.3	>10	ok
Rene Sx	-4.27	8.88	0.00	1.9	586.3	1.4	ok
Piedritto Sx	-2.56	8.88	0.00	1.6	1213.9	1.4	ok
Rene Dx	-5.38	8.88	0.00	2.2	1034.9	8.4	ok
Piedritto Dx	-2.20	8.88	0.00	1.5	1134.3	1.3	ok

Tabella 76. Verifiche SLV taglio-Siltite t=0 anni

Sezione	fcd [MPa]	e [mm]	x [mm]	h=a>=2e	Nrd [kN]	FS [-]	Verifica
Calotta	5.05	177.2	545.6	si	-2755.5	0.2	No
Rene Sx	5.05	145.9	708.2	si	-3576.4	0.3	No
Piedritto Sx	5.05	117.6	964.8	si	-4872.2	0.4	No
Rene Dx	5.05	134.9	730.1	si	-3687.1	0.3	No
Piedritto Dx	5.05	123.9	952.3	si	-4808.9	0.4	No

Tabella 77. Verifiche SLV pressoflessione-Siltite t=50 anni

Sezione	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_{clim}$ [MPa]	$\delta$	fcd [MPa]	VRd [kN]	FS [-]	Verifica
Calotta	-20.64	2.30	18.34	-	-	<1	No
Rene Sx	-15.69	2.30	13.39	-	-	<1	No
Piedritto Sx	-11.66	2.30	9.36	-	-	<1	No
Rene Dx	-16.46	2.30	14.16	-	-	<1	No
Piedritto Dx	-11.66	2.30	9.36	-	-	<1	No

Tabella 78. Verifiche SLV taglio-Siltite t=50 anni

Sezione	fcd [MPa]	e [mm]	x [mm]	h=a>=2e	Nrd [kN]	FS [-]	Verifica
Calotta	4.09	183.6	532.9	si	-2177.7	0.2	No
Rene Sx	4.09	144.3	711.4	si	-2907.1	0.2	No
Piedritto Sx	4.09	138.0	923.9	si	-3775.8	0.3	No
Rene Dx	4.09	136.7	726.6	si	-2969.2	0.2	No
Piedritto Dx	4.09	144.0	911.9	si	-3726.8	0.3	No

Tabella 79. Verifiche SLV pressoflessione-Siltite  $t=100$  anni

Sezione	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_{lim}$ [MPa]	$\delta$	fcd [MPa]	VRd [kN]	FS [-]	Verifica
Calotta	-23.74	1.73	22.00	-	-	<1	No
Rene Sx	-17.95	1.73	16.22	-	-	<1	No
Piedritto Sx	-13.80	1.73	12.07	-	-	<1	No
Rene Dx	-18.55	1.73	16.82	-	-	<1	No
Piedritto Dx	-13.87	1.73	12.14	-	-	<1	No

Tabella 80. Verifiche SLV taglio-Siltite  $t=100$  anni

## 5.2.4. Verifiche SLV-no slip

Come anticipato, la condizione no slip rappresenta una condizione ideale dove viene ipotizzata la completa aderenza tra terreno e rivestimento anche per sollecitazioni di trazione. Sebbene esistano degli studi dove sono state realizzate delle prove di laboratorio che confermano la possibilità che questa condizione si verifichi, è opportuno tenere conto che nei casi reali tale evenienza pare poco probabile, specie nelle zone di calotta, dove difficilmente il getto arrivava a contatto con l'ammasso roccioso, come evidenziato dai risultati delle videoendoscopie. Le sollecitazioni ricavate su Straus7 sono riassunte nella Tabella 81, Tabella 82 e Tabella 83 mentre i risultati delle analisi dalla Tabella 84 alla Tabella 101.

t	calotta			rene sx			piedritto sx			rene dx			piedritto dx		
	N	M	T	N	M	T	N	M	T	N	M	T	N	M	T
[anni]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]
0	-1137	192.7	-55.5	-703.6	-184.5	198.3	-1360	66.8	561.3	-1855	-198.4	147.7	-1028	76.8	724
50	-1934	305.6	-46.3	-1646	-295.6	181.8	-2062	111.4	410.9	-2594	-307.5	102.5	-1783	118.3	656
100	-2006	314.3	-42.9	-1763	-303.6	168.7	-2115	115.6	364.1	-2632	-314.8	92	-1857	121.8	621.8

Tabella 81. Caratteristiche delle sollecitazioni per l'ammasso roccioso di buona qualità-SLV full slip

t	calotta			rene sx			piedritto sx			rene dx			piedritto dx		
	N	M	T	N	M	T	N	M	T	N	M	T	N	M	T
[anni]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]
0	-1914	391.5	-54.4	-1532	-380.4	290	-2205	77.5	599.2	-2808	-391.1	91.5	-1874	79.8	717.6
50	-3214	570.6	-46.5	-2985	-560.9	311.6	-3424	123.7	491.4	-4073	-568.3	13.6	-3140	120.4	632.7
100	-3406	589	-44.2	-3215	-581.7	305.8	-3598	140.4	451.5	-4242	-588.2	1.5	-3327	136.8	618

Tabella 82. Caratteristiche delle sollecitazioni per l'ammasso roccioso di qualità mediocre-SLV full slip

t	calotta			rene sx			piedritto sx			rene dx			piedritto dx		
	N	M	T	N	M	T	N	M	T	N	M	T	N	M	T
[anni]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]
0	-2467	593.6	-102.8	-1545	-525	552.5	-3019	-77.3	1208	-4042	-549.1	193.3	-2422	-70.4	1272
50	-10830	1989	-49.9	-10930	-1619	871.2	-11290	-1325	863.6	-12150	-1626	-506.8	-11060	-1372	300.9
100	-12310	2316	-39.9	-12630	-1842	953.3	-12770	-1762	815.1	-13590	-1846	-663.5	-12620	-1820	92.1

Tabella 83. Caratteristiche delle sollecitazioni per l'ammasso roccioso di qualità scadente/ molto scadente-SLV full slip

Sezione	fcd [MPa]	e [mm]	x [mm]	h=a>=2e	Nrd [kN]	FS [-]	Verifica
Calotta	16.00	169.5	561.0	si	-8976.6	7.9	ok
Rene Sx	16.00	262.2	475.6	si	-7608.9	>10	ok
Piedritto Sx	16.00	49.1	1101.8	si	-17628.2	>10	ok
Rene Dx	16.00	107.0	786.1	si	-12577.5	6.8	ok
Piedritto Dx	16.00	74.7	1050.6	si	-16809.3	>10	ok

Tabella 84. Verifiche SLV pressoflessione-Calcare 1 t=0 anni

Sezione	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_{clim}$ [MPa]	$\delta$	fcd [MPa]	VRd [kN]	FS [-]	Verifica
Calotta	-2.03	8.88	0.00	1.4	542.3	9.8	ok
Rene Sx	-1.48	8.88	0.00	1.3	412.0	2.1	ok
Piedritto Sx	-1.23	8.88	0.00	1.2	900.7	1.6	ok
Rene Dx	-2.36	8.88	0.00	1.5	804.1	5.4	ok
Piedritto Dx	-0.98	8.88	0.00	1.1	801.7	1.1	ok

Tabella 85. Verifiche SLV taglio-Calcare 1 t=0 anni

Sezione	fcd [MPa]	e [mm]	x [mm]	h=a>=2e	Nrd [kN]	FS [-]	Verifica
Calotta	5.05	133.3	633.4	si	-3198.5	1.4	ok
Rene Sx	5.05	168.4	663.3	si	-3349.6	1.9	ok
Piedritto Sx	5.05	56.0	1087.9	si	-5494.0	2.7	ok
Rene Dx	5.05	121.4	757.3	si	-3824.2	1.5	ok
Piedritto Dx	5.05	64.2	1071.6	si	-5411.5	3.0	ok

Tabella 86. Verifiche SLV pressoflessione-Calcare 1 t=50 anni

Sezione	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_{clim}$ [MPa]	$\delta$	fcd [MPa]	VRd [kN]	FS [-]	Verifica
Calotta	-3.31	2.30	1.01	1.0	394.4	8.5	ok
Rene Sx	-2.57	2.30	0.27	1.0	428.1	2.4	ok
Piedritto Sx	-1.89	2.30	0.00	0.9	644.6	1.6	ok
Rene Dx	-3.40	2.30	1.10	1.0	511.3	5.0	ok
Piedritto Dx	-1.67	2.30	0.00	0.8	598.6	0.9	No

Tabella 87. Verifiche SLV taglio-Calcare 1 t=50 anni

Sezione	fcd [MPa]	e [mm]	x [mm]	h=a>=2e	Nrd [kN]	FS [-]	Verifica
Calotta	4.09	156.7	586.6	si	-2397.4	1.2	<b>ok</b>
Rene Sx	4.09	172.2	655.6	si	-2679.2	1.5	<b>ok</b>
Piedritto Sx	4.09	54.7	1090.7	si	-4457.3	2.1	<b>ok</b>
Rene Dx	4.09	119.6	760.8	si	-3109.1	1.2	<b>ok</b>
Piedritto Dx	4.09	65.6	1068.8	si	-4367.9	2.4	<b>ok</b>

*Tabella 88. Verifiche SLV pressoflessione-Calcare 1 t=100 anni*

Sezione	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_{clim}$ [MPa]	$\delta$	fcd [MPa]	VRd [kN]	FS [-]	Verifica
Calotta	-3.42	1.73	1.68	0.7	266.3	6.2	<b>ok</b>
Rene Sx	-2.69	1.73	0.95	0.8	369.8	2.2	<b>ok</b>
Piedritto Sx	-1.94	1.73	0.20	0.8	607.3	1.7	<b>ok</b>
Rene Dx	-3.46	1.73	1.72	0.7	337.2	3.7	<b>ok</b>
Piedritto Dx	-1.74	1.73	0.00	0.8	572.1	0.9	<b>No</b>

*Tabella 89. Verifiche SLV taglio-Calcare 1 t=100 anni*

Sezione	fcd [MPa]	e [mm]	x [mm]	h=a>=2e	Nrd [kN]	FS [-]	Verifica
Calotta	16.00	204.5	490.9	si	-7854.5	4.1	ok
Rene Sx	16.00	248.3	503.4	si	-8054.3	5.3	ok
Piedritto Sx	16.00	35.1	1129.7	si	-18075.3	8.2	ok
Rene Dx	16.00	139.3	721.4	si	-11543.0	4.1	ok
Piedritto Dx	16.00	42.6	1114.8	si	-17837.4	9.5	ok

Tabella 90. Verifiche SLV pressoflessione-Calcare 2 t=0 anni

Sezione	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_{clim}$ [MPa]	$\delta$	fcd [MPa]	VRd [kN]	FS [-]	Verifica
Calotta	-3.90	8.88	0.00	1.9	613.8	>10	ok
Rene Sx	-3.04	8.88	0.00	1.7	568.6	2.0	ok
Piedritto Sx	-1.95	8.88	0.00	1.4	1077.2	1.8	ok
Rene Dx	-3.89	8.88	0.00	1.9	901.3	9.9	ok
Piedritto Dx	-1.68	8.88	0.00	1.4	1008.5	1.4	ok

Tabella 91. Verifiche SLV taglio-Calcare 2 t=0 anni

Sezione	fcd [MPa]	e [mm]	x [mm]	h=a>=2e	Nrd [kN]	FS [-]	Verifica
Calotta	5.05	177.5	544.9	si	-2751.9	0.9	No
Rene Sx	5.05	187.9	624.2	si	-3152.1	1.1	ok
Piedritto Sx	5.05	36.1	1127.7	si	-5695.1	1.7	ok
Rene Dx	5.05	139.5	720.9	si	-3640.8	0.9	No
Piedritto Dx	5.05	38.3	1123.3	si	-5672.7	1.8	ok

Tabella 92. Verifiche SLV pressoflessione-Calcare 2 t=50 anni

Sezione	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_{clim}$ [MPa]	$\delta$	fcd [MPa]	VRd [kN]	FS [-]	Verifica
Calotta	-5.90	2.30	3.60	-	-	<1	No
Rene Sx	-4.78	2.30	2.48	0.5	210.8	0.7	No
Piedritto Sx	-3.04	2.30	0.74	1.0	770.6	1.6	ok
Rene Dx	-5.65	2.30	3.35	-	-	<1	no
Piedritto Dx	-2.80	2.30	0.50	1.0	763.8	1.2	ok

Tabella 93. Verifiche SLV taglio-Calcare 2 t=50 anni

Sezione	fcd [MPa]	e [mm]	x [mm]	h=a>=2e	Nrd [kN]	FS [-]	Verifica
Calotta	4.09	172.9	554.1	si	-2264.6	0.7	<b>No</b>
Rene Sx	4.09	180.9	638.1	si	-2607.8	0.8	<b>No</b>
Piedritto Sx	4.09	39.0	1122.0	si	-4585.1	1.3	<b>ok</b>
Rene Dx	4.09	138.7	722.7	si	-2953.3	0.7	<b>No</b>
Piedritto Dx	4.09	41.1	1117.8	si	-4567.9	1.4	<b>ok</b>

*Tabella 94. Verifiche SLV pressoflessione-Calcare 2 t=100 anni*

Sezione	$\sigma$ [MPa]	$\sigma_{lim}$ [MPa]	$\delta$	fcd [MPa]	VRd [kN]	FS [-]	Verifica
Calotta	-6.15	1.73	4.41	-	-	<1	<b>No</b>
Rene Sx	-5.04	1.73	3.30	-	-	<1	<b>No</b>
Piedritto Sx	-3.21	1.73	1.47	0.8	562.0	1.2	<b>ok</b>
Rene Dx	-5.87	1.73	4.14	-	-	<1	<b>No</b>
Piedritto Dx	-2.98	1.73	1.24	0.8	600.1	1.0	<b>No</b>

*Tabella 95. Verifiche SLV taglio-Calcare 2 t=100 anni*

Sezione	fcd [MPa]	e [mm]	x [mm]	h=a>=2e	Nrd [kN]	FS [-]	Verifica
Calotta	16.00	240.6	418.8	si	-6700.3	2.7	ok
Rene Sx	16.00	339.8	320.4	si	-5126.2	3.3	ok
Piedritto Sx	16.00	25.6	1148.8	si	-18380.7	6.1	ok
Rene Dx	16.00	135.8	728.3	si	-11652.8	2.9	ok
Piedritto Dx	16.00	29.1	1141.9	si	-18269.9	7.5	ok

Tabella 96. Verifiche SLV pressoflessione-Siltite t=0 anni

Sezione	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_{clim}$ [MPa]	$\delta$	fcvd [MPa]	VRd [kN]	FS [-]	Verifica
Calotta	-5.89	8.88	0.00	2.2	625.7	6.1	ok
Rene Sx	-4.82	8.88	0.00	2.1	438.5	0.8	No
Piedritto Sx	-2.63	8.88	0.00	1.6	1224.6	1.0	ok
Rene Dx	-5.55	8.88	0.00	2.2	1059.8	5.5	ok
Piedritto Dx	-2.12	8.88	0.00	1.5	1122.3	0.9	No

Tabella 97. Verifiche SLV taglio-Siltite t=0 anni

Sezione	fcd [MPa]	e [mm]	x [mm]	h=a>=2e	Nrd [kN]	FS [-]	Verifica
Calotta	5.05	183.7	532.7	si	-2690.1	0.2	No
Rene Sx	5.05	148.1	703.8	si	-3553.9	0.3	No
Piedritto Sx	5.05	117.4	965.3	si	-4874.7	0.4	No
Rene Dx	5.05	133.8	732.3	si	-3698.3	0.3	No
Piedritto Dx	5.05	124.1	951.9	si	-4807.1	0.4	No

Tabella 98. Verifiche SLV pressoflessione-Siltite t=50 anni

Sezione	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_{clim}$ [MPa]	$\delta$	fcvd [MPa]	VRd [kN]	FS [-]	Verifica
Calotta	-20.33	2.30	18.03	-	-	<1	No
Rene Sx	-15.53	2.30	13.23	-	-	<1	No
Piedritto Sx	-11.70	2.30	9.40	-	-	<1	No
Rene Dx	-16.59	2.30	14.29	-	-	<1	No
Piedritto Dx	-11.62	2.30	9.32	-	-	<1	No

Tabella 99. Verifiche SLV taglio-Siltite t=50 anni

Sezione	fcd [MPa]	e [mm]	x [mm]	h=a>=2e	Nrd [kN]	FS [-]	Verifica
Calotta	4.09	188.1	523.7	si	-2140.3	0.2	No
Rene Sx	4.09	145.8	708.3	si	-2894.6	0.2	No
Piedritto Sx	4.09	138.0	924.0	si	-3776.2	0.3	No
Rene Dx	4.09	135.8	728.3	si	-2976.4	0.2	No
Piedritto Dx	4.09	144.2	911.6	si	-3725.3	0.3	No

Tabella 100. Verifiche SLV pressoflessione-Siltite t=100 anni

Sezione	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_{clim}$ [MPa]	$\delta$	fcvd [MPa]	VRd [kN]	FS [-]	Verifica
Calotta	-23.50	1.73	21.77	-	-	<1	No
Rene Sx	-17.83	1.73	16.10	-	-	<1	No
Piedritto Sx	-13.82	1.73	12.09	-	-	<1	No
Rene Dx	-18.66	1.73	16.92	-	-	<1	No
Piedritto Dx	-13.84	1.73	12.11	-	-	<1	No

Tabella 101. Verifiche SLV taglio-Siltite t=100 anni

### 5.3. Verifiche di sicurezza considerando una minore riduzione della resistenza a compressione del calcestruzzo

La casistica analizzata nei precedenti capitoli corrisponde ad una condizione particolare dove, a seguito dell'elaborazione delle prove in situ, risulta un elevato degrado del calcestruzzo. Occorre tenere in considerazione che generalmente si osserva un degrado delle proprietà meccaniche del calcestruzzo nei rivestimenti di gallerie esistenti meno elevato.

Per questo motivo, sono state realizzate delle ulteriori verifiche a 50 e 100 anni, prendendo come riferimento l'ammasso roccioso di qualità intermedie (Calcare 2) e considerando un valore di resistenza a compressione del calcestruzzo (Tabella 102) intermedia tra i valori risalenti al periodo di costruzione e i valori ottenuti dalle prove in situ a 50 anni. Il valore di resistenza a compressione a 100, ipotizzando una velocità di degrado costante, avrà una riduzione proporzionale a quello a 50 anni.

t [anni]	f <sub>cm</sub> [MPa]	f <sub>ck</sub> [MPa]
50	16.065	10.525
100	11.097	-

Tabella 102. Valori di resistenza a compressione media e caratteristica del calcestruzzo considerando un livello di degrado minore

### 5.3.1. Verifiche SLU e SLV

A partire dalle sollecitazioni ricavate dal modello numerico per  $t=50$  anni (Tabella 19, Tabella 40, Tabella 61 e Tabella 82) sono state ripetute le verifiche di sicurezza i cui risultati sono riassunti in Tabella 105, Tabella 106, Tabella 107, Tabella 108, Tabella 109 e Tabella 110. Confrontando i valori di fattore di sicurezza ottenuti con i valori delle precedenti verifiche (Capitolo 5.2) emerge come, per un ammasso roccioso di qualità mediocre/scadente e per una minore riduzione delle proprietà meccaniche del calcestruzzo nel tempo, le verifiche di sicurezza risultino soddisfatte anche nell'arco temporale di circa 50 anni. Le verifiche di sicurezza a 100 anni, riassunte dalla Tabella 111 alla Tabella 118 risultano soddisfatte ad esclusione della sezione di calotta per la combinazione SLU.

Sezione	fcd [MPa]	e [mm]	x [mm]	$h=a \geq 2e$	Nrd [kN]	FS [-]	Verifica
Calotta	10.53	177.1	545.9	si	-5745.1	1.4	ok
Reni	10.53	160.8	678.5	si	-7140.9	1.6	ok
Piedritto	10.53	39.4	1121.2	si	-11800.2	2.8	ok

Tabella 103. Verifiche SLU pressoflessione-Calcare 2  $t=50$  anni

Sezione	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_{clim}$ [MPa]	$\delta$	fcd [MPa]	VRd [kN]	FS [-]	Verifica
Calotta	-7.67	5.49	2.18	1.9	682.7	>10	ok
Reni	-6.77	5.49	1.28	1.9	880.0	4.6	ok
Piedritto	-3.81	5.49	0.00	1.6	1183.4	>10	ok

Tabella 104. Verifiche SLU taglio-Calcare 2  $t=50$  anni

Sezione	fcd [MPa]	e [mm]	x [mm]	$h=a \geq 2e$	Nrd [kN]	FS [-]	Verifica
Calotta	10.53	158.4	583.1	si	-6137.2	1.7	ok
Rene Sx	10.53	177.7	644.7	si	-6785.1	2.1	ok
Piedritto Sx	10.53	37.4	1125.2	si	-11843.0	3.5	ok
Rene Dx	10.53	142.7	714.6	si	-7520.8	1.9	ok
Piedritto Dx	10.53	37.2	1125.6	si	-11847.4	3.7	ok

Tabella 105. Verifiche SLV full slip pressoflessione-Calcare 2  $t=50$  anni

Sezione	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_{lim}$ [MPa]	$\delta$	fcd [MPa]	VRd [kN]	FS [-]	Verifica
Calotta	-6.18	5.49	0.69	1.9	751.7	>10	ok
Rene Sx	-4.93	5.49	0.00	1.8	761.7	3.0	ok
Piedritto Sx	-2.99	5.49	0.00	1.4	1071.0	4.3	ok
Rene Dx	-5.54	5.49	0.05	1.9	890.4	>10	ok
Piedritto Dx	-2.83	5.49	0.00	1.4	1045.8	2.3	ok

Tabella 106. Verifiche SLV full slip taglio-Calcare 2 t=50 anni

Sezione	fcd [MPa]	e [mm]	x [mm]	h=a>=2e	Nrd [kN]	FS [-]	Verifica
Calotta	10.53	158.6	582.8	si	-6134.0	1.7	ok
Rene Sx	10.53	178.0	643.9	si	-6777.1	2.1	ok
Piedritto Sx	10.53	37.4	1125.3	si	-11843.4	3.5	ok
Rene Dx	10.53	142.7	714.6	si	-7521.6	1.9	ok
Piedritto Dx	10.53	37.2	1125.6	si	-11847.4	3.7	ok

Tabella 107. Verifiche SLV real slip pressoflessione-Calcare 2 t=50 anni

Sezione	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_{lim}$ [MPa]	$\delta$	fcd [MPa]	VRd [kN]	FS [-]	Verifica
Calotta	-6.19	5.49	0.70	1.9	751.5	>10	ok
Rene Sx	-4.92	5.49	0.00	1.8	760.3	3.0	ok
Piedritto Sx	-3.00	5.49	0.00	1.4	1071.3	4.1	ok
Rene Dx	-5.54	5.49	0.06	1.9	890.6	>10	ok
Piedritto Dx	-2.83	5.49	0.00	1.4	1045.8	2.3	ok

Tabella 108. Verifiche SLV real slip taglio-Calcare 2 t=50 anni

Sezione	fcd [MPa]	e [mm]	x [mm]	h=a>=2e	Nrd [kN]	FS [-]	Verifica
Calotta	10.53	177.5	544.9	si	-5735.4	1.8	ok
Rene Sx	10.53	187.9	624.2	si	-6569.6	2.2	ok
Piedritto Sx	10.53	36.1	1127.7	si	-11869.5	3.5	ok
Rene Dx	10.53	139.5	720.9	si	-7587.9	1.9	ok
Piedritto Dx	10.53	38.3	1123.3	si	-11822.9	3.8	ok

Tabella 109. Verifiche SLV no slip pressoflessione-Calcare 2 t=50 anni

Sezione	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_{clim}$ [MPa]	$\delta$	f <sub>cvd</sub> [MPa]	VRd [kN]	FS [-]	Verifica
Calotta	-5.90	5.49	0.41	1.9	694.6	>10	ok
Rene Sx	-4.78	5.49	0.00	1.7	727.9	2.3	ok
Piedritto Sx	-3.04	5.49	0.00	1.4	1079.6	2.2	ok
Rene Dx	-5.65	5.49	0.16	1.9	905.4	>10	ok
Piedritto Dx	-2.80	5.49	0.00	1.4	1038.8	1.6	ok

Tabella 110. Verifiche SLV no slip taglio-Calcare 2 t=50 anni

Sezione	f <sub>cd</sub> [MPa]	e [mm]	x [mm]	h=a>=2e	N <sub>rd</sub> [kN]	FS [-]	Verifica
Calotta	7.40	172.5	554.9	si	-4105.3	0.9	No
Reni	7.40	157.6	684.7	si	-5065.5	1.0	ok
Piedritto	7.40	42.1	1015.8	si	-7514.9	1.7	ok

Tabella 111. Verifiche SLU pressoflessione-Calcare 2 t=100 anni

Sezione	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_{clim}$ [MPa]	$\delta$	f <sub>cvd</sub> [MPa]	VRd [kN]	FS [-]	Verifica
Calotta	-7.99	2.76	5.23	-	-	<1	No
Reni	-7.08	2.76	4.32	0.7	322.0	1.6	ok
Piedritto	-4.44	2.76	1.68	1.6	1112.7	>10	ok

Tabella 112. Verifiche SLU taglio-Calcare 2 t=100 anni

Sezione	f <sub>cd</sub> [MPa]	e [mm]	x [mm]	h=a>=2e	N <sub>rd</sub> [kN]	FS [-]	Verifica
Calotta	7.40	156.1	587.8	si	-4348.5	1.2	ok
Rene Sx	7.40	172.5	655.1	si	-4846.6	1.4	ok
Piedritto Sx	7.40	40.2	1119.6	si	-8283.0	2.3	ok
Rene Dx	7.40	141.5	717.1	si	-5305.2	1.3	ok
Piedritto Dx	7.40	40.0	1119.9	si	-8285.4	2.5	ok

Tabella 113. Verifiche SLV full slip pressoflessione-Calcare 2 t=100 anni

Sezione	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_{clim}$ [MPa]	$\delta$	f <sub>cvd</sub> [MPa]	VRd [kN]	FS [-]	Verifica
Calotta	-6.43	3.57	2.86	1.1	424.1	>10	ok
Rene Sx	-5.18	3.57	1.61	1.4	615.4	2.4	ok
Piedritto Sx	-3.17	3.57	0.00	1.3	972.1	4.3	ok
Rene Dx	-5.77	3.57	2.21	1.3	622.5	>10	ok
Piedritto Dx	-3.01	3.57	0.00	1.3	950.5	2.1	ok

Tabella 114. Verifiche SLV full slip taglio-Calcare 2 t=100 anni

Sezione	fcd [MPa]	e [mm]	x [mm]	h=a>=2e	Nrd [kN]	FS [-]	Verifica
Calotta	7.40	156.3	587.4	si	-4345.8	1.2	ok
Rene Sx	7.40	172.8	654.4	si	-4841.5	1.4	ok
Piedritto Sx	7.40	40.2	1119.6	si	-8283.5	2.3	ok
Rene Dx	7.40	141.4	717.1	si	-5305.7	1.3	ok
Piedritto Dx	7.40	40.0	1119.9	si	-8285.4	2.5	ok

Tabella 115. Verifiche SLV real slip pressoflessione-Calcare 2 t=100 anni

Sezione	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_{clim}$ [MPa]	$\delta$	fcd [MPa]	VRd [kN]	FS [-]	Verifica
Calotta	-6.43	3.57	2.87	1.1	423.1	>10	ok
Rene Sx	-5.17	3.57	1.60	1.4	615.2	2.4	ok
Piedritto Sx	-3.17	3.57	0.00	1.3	972.5	4.1	ok
Rene Dx	-5.77	3.57	2.21	1.3	622.5	>10	ok
Piedritto Dx	-3.01	3.57	0.00	1.3	950.5	2.1	ok

Tabella 116. Verifiche SLV real slip taglio-Calcare 2 t=100 anni

Sezione	fcd [MPa]	e [mm]	x [mm]	h=a>=2e	Nrd [kN]	FS [-]	Verifica
Calotta	7.40	172.9	554.1	si	-4099.7	1.2	ok
Rene Sx	7.40	180.9	638.1	si	-4721.1	1.5	ok
Piedritto Sx	7.40	39.0	1122.0	si	-8300.6	2.3	ok
Rene Dx	7.40	138.7	722.7	si	-5346.6	1.3	ok
Piedritto Dx	7.40	41.1	1117.8	si	-8269.6	2.5	ok

Tabella 117. Verifiche SLV no slip pressoflessione-Calcare 2 t=100 anni

Sezione	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_{clim}$ [MPa]	$\delta$	fcd [MPa]	VRd [kN]	FS [-]	Verifica
Calotta	-6.15	3.57	2.58	1.2	440.6	10.0	ok
Rene Sx	-5.04	3.57	1.47	1.4	605.8	2.0	ok
Piedritto Sx	-3.21	3.57	0.00	1.3	979.4	2.2	ok
Rene Dx	-5.87	3.57	2.30	1.3	615.3	>10	ok
Piedritto Dx	-2.98	3.57	0.00	1.3	944.7	1.5	ok

Tabella 118. Verifiche SLV no slip taglio-Calcare 2 t=100 anni

## 6. Modellazione dell'intervento di rinforzo strutturale

Nel presente capitolo verrà analizzato un intervento di rinforzo strutturale tipologico utilizzato per le gallerie esistenti.

Tra le varie soluzioni proposte e studiate da Tecne-Systra SWS Advanced Tunneling, c'è un intervento di rinforzo strutturale (IRS) che consiste nella rimozione, attraverso fresatura, di uno strato di calcestruzzo esistente e nell'installazione di un nuovo strato di rivestimento in calcestruzzo proiettato, armato con rete elettrosaldata in acciaio o rete in GRFP in singolo o doppio strato in funzione dello spessore dell'intervento. Questa soluzione può essere utilizzata per le gallerie che presentano uno stato di ammaloramento non eccessivamente severo. La nuova struttura da analizzare sarà a tutti gli effetti un materiale composito composto all'estradosso dal calcestruzzo esistente e all'intradosso dal nuovo strato di rivestimento.

Le analisi saranno di tipo parametrico, con uno spessore dell'IRS di 10 cm, 20 cm e 30 cm, con lo scopo di valutare come lo spessore dell'intervento influenzi le condizioni di sicurezza dell'opera a breve (al momento dell'installazione del nuovo supporto) e lungo termine (una volta trascorsi 50 anni dall'intervento strutturale). Seguiranno delle verifiche di sicurezza a taglio e pressoflessione; dato che dalle precedenti analisi emerge che la situazione più stringente in termini di sicurezza corrisponde alla combinazione delle azioni SLU, verranno riportate esclusivamente queste ultime.

A seguito dei risultati ottenuti nel capitolo 5, tale soluzione risulta applicabile per l'opera analizzata in un contesto analogo a quello di ammasso roccioso denominato "Calcare 2". Il processo di installazione di un nuovo strato può essere modellato all'interno del software Straus7 definendo degli stage di costruzione come mostrato nell'esempio in Figura 82.

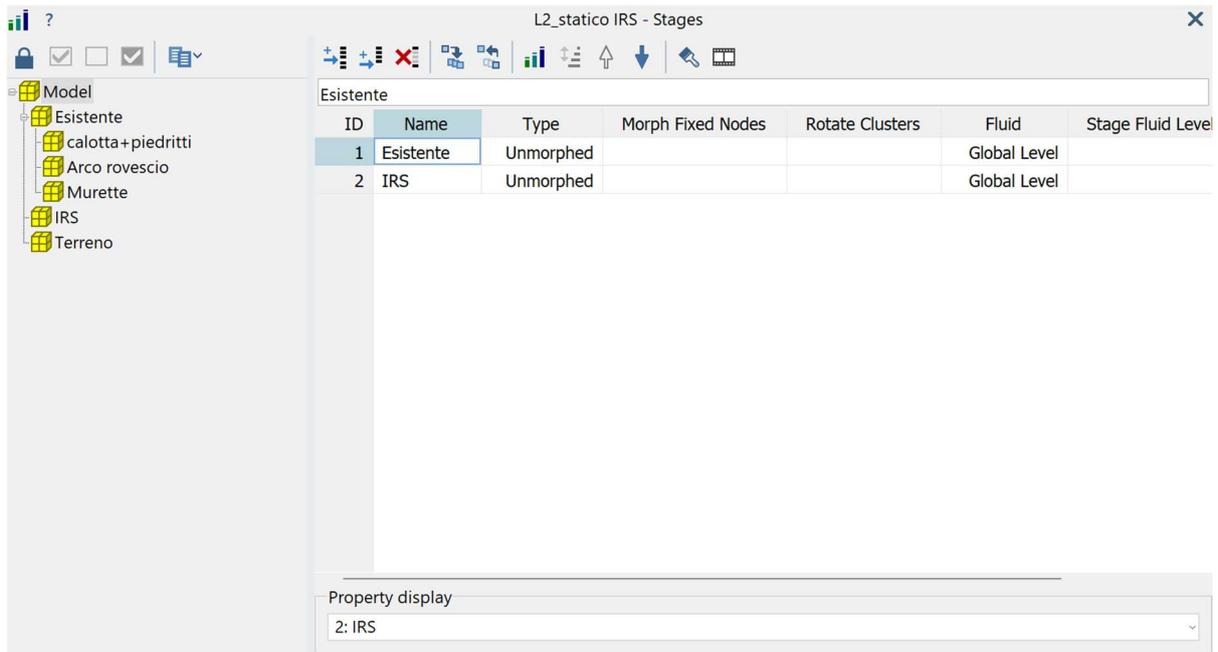


Figura 82. Definizione degli Stages di costruzione su Straus7

Una volta creati gli Stages, è possibile assegnare ad ognuno di essi la condizione strutturale specifica per il caso e un istante temporale attraverso la definizione dello “pseudo time”, come mostrato in Figura 83 e Figura 84.

	Include	1	2	3
<b>LABEL</b>		<b>t=0</b>	<b>t=25</b>	<b>t=50</b>
1: Carico CC	✓	1.3	2.11852	2.31111
2: PP	✓	1.3	1.3	1.3
3: Fascia plastica	✓	1.3	1.34976	1.37464
1: Freedom Case 1	✓	1.0	1.0	1.0
2: Sismico		0.0	0.0	0.0
<b>PSEUDO TIME (s)</b>	✓		$7.88 \times 10^8$	$1.58 \times 10^9$

Figura 83. Impostazioni del solutore pseudo time per lo stage “Esistente” (combinazione di carico SLU)

	Include	1 (5)	2 (6)	3 (7)
LABEL		t=50	t=75	t=100
1: Carico CC	✓	2.31111	2.40741	2.45556
2: PP	✓	1.3	1.3	1.3
3: Fascia plastica	✓	1.37464	1.38708	1.3933
1: Freedom Case 1	✓	1.0	1.0	1.0
2: Sismico		0.0	0.0	0.0
PSEUDO TIME (s)	✓	$1.58 \times 10^9$	$2.37 \times 10^9$	$3.15 \times 10^9$

Figura 84. Impostazioni del solutore pseudo time per lo stage “IRS” (combinazione di carico SLU)

Allo Stage “Esistente”, corrisponderà lo schema strutturale mostrato in Figura 85. Per lo stage chiamato “IRS”, coincidente con l’installazione del nuovo supporto (realizzato a circa 50 anni dalla costruzione dell’opera), occorre selezionare lo strato di calcestruzzo rimosso ed assegnarvi le proprietà del nuovo calcestruzzo. Le proprietà del materiale assegnate sono quelle definite in fase di progettazione per l’intervento di rinforzo strutturale. Tale intervento consiste in uno strato in calcestruzzo proiettato armato con rete.

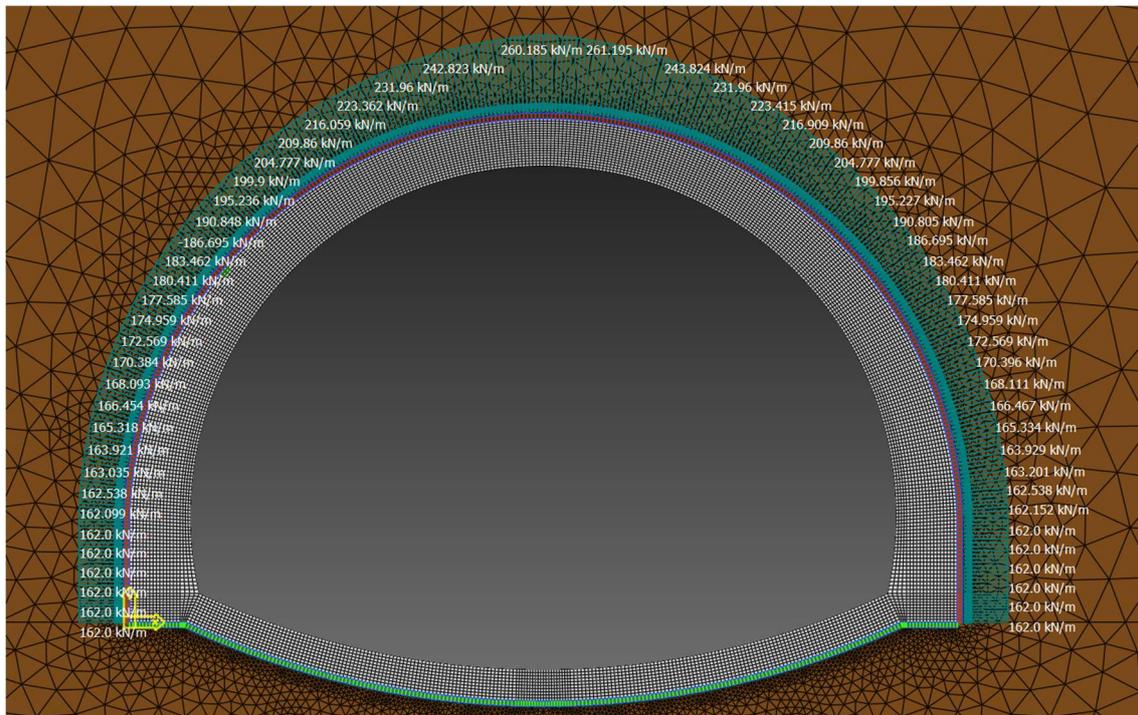


Figura 85. Modello numerico del rivestimento esistente su Straus7-IRS 20 cm

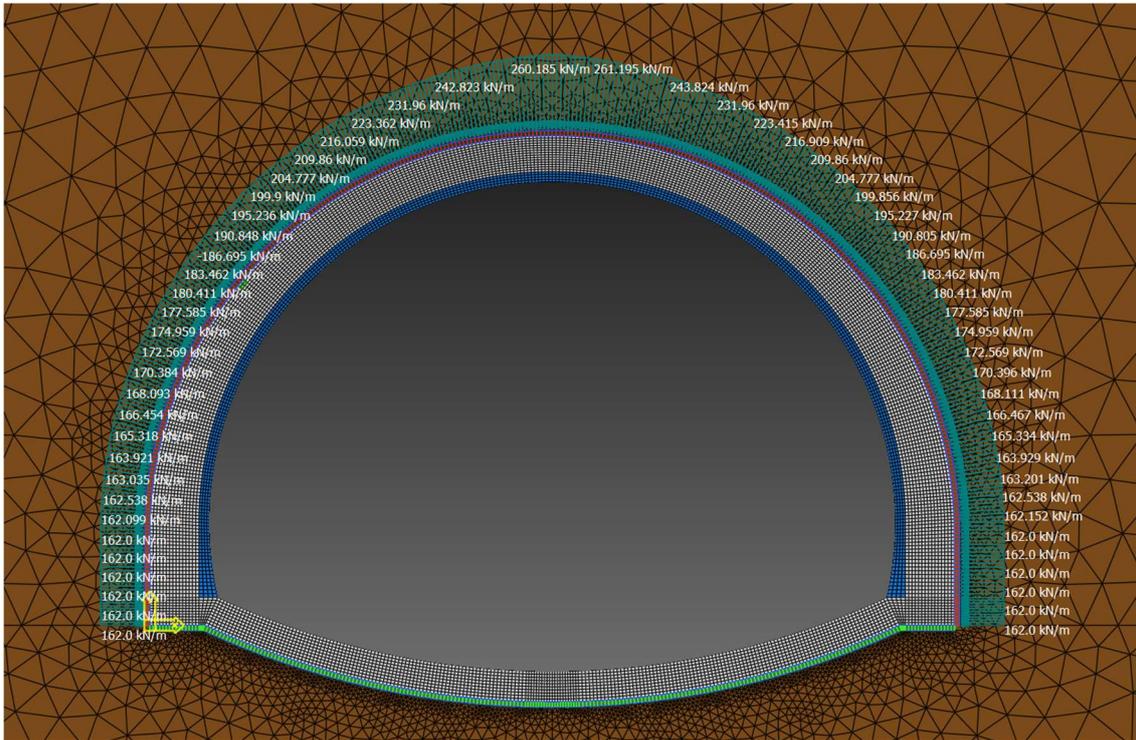


Figura 86. Modello numerico con l'istallazione dell'intervento di rinforzo strutturale su Straus7-IRS 20 cm

Per le proprietà del nuovo materiale sono state utilizzate le impostazioni in Figura 87.

2D Plane Strain		Isotropic			
Material	Nonlinear	Damping	Tables	Thickness	Element
Modulus			34000.0		MPa
Poisson's Ratio			0.2		
Density			2500.0		kg/m <sup>3</sup>
Thermal Expansion			0.0		/K
Conductivity			0.0		J/s/m/K
Specific Heat			0.0		J/kg/K

Figura 87. Assegnazione delle proprietà all'intervento di ripristino strutturale

Al rinforzo strutturale viene assegnato, come per il rivestimento originale, un decadimento del modulo elastico nel tempo utilizzando l'opzione Tables vs Factor (Tabella 119, Figura 88). In questo caso la riduzione delle proprietà meccaniche nel tempo del calcestruzzo sarà più marcata, dato che il tasso di deterioramento è proporzionale al rapporto tra spessore del rivestimento e spessore degradato, in accordo con le equazioni (5), (6). Per lo strato di calcestruzzo relativo

all'intervento strutturale, è stato ipotizzato un rapporto acqua/cemento di 0.5 che corrisponde ad un tasso di degrado  $a = 0.00052 \frac{m}{\sqrt{\text{giorni}}}$ .

L'installazione del nuovo supporto corrisponde all'istante temporale di circa 50 anni della vita utile della struttura; in aggiunta verrà considerato un avanzamento dei fenomeni di degrado per altri 50 anni, per un totale di circa 100 anni dal periodo di costruzione dell'opera. Si osservi, in Tabella 119, che per i valori a 0 e 25 anni il fattore moltiplicativo del modulo elastico è pari ad uno, dato che il momento di installazione dell'intervento coincide con 50 anni ed esso non sarà efficace nel modello per gli istanti precedenti.

t [anni]	factor
0	1
25	1
50	1
75	0.836079
100	0.768181

Tabella 119. Fattore di riduzione del modulo elastico per l'intervento di ripristino strutturale-IRS 20 cm

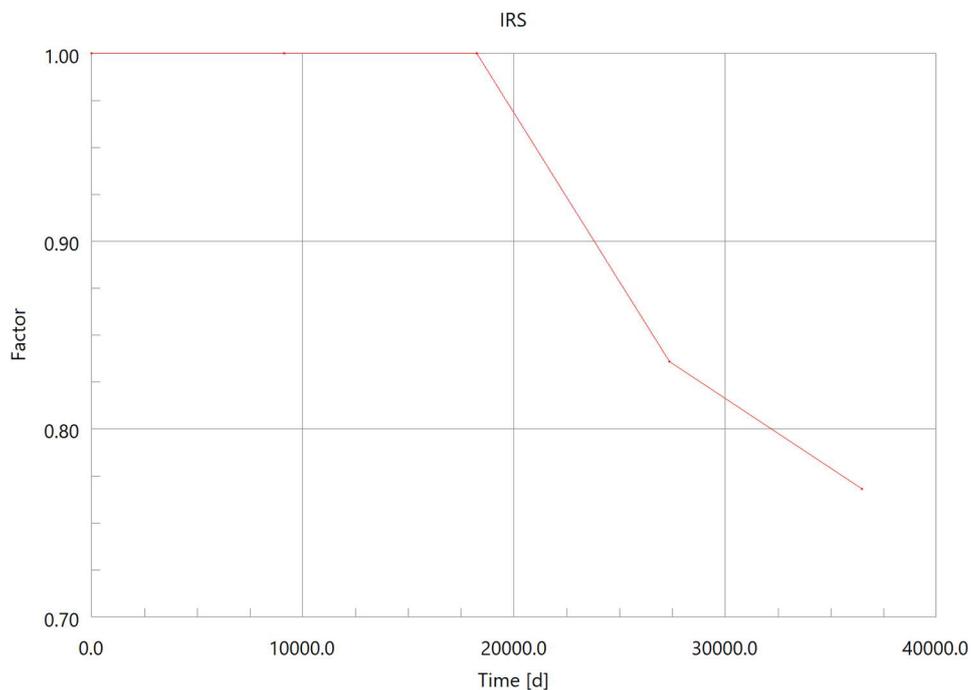


Figura 88. Fattore di riduzione del modulo elastico nel tempo per il nuovo strato di calcestruzzo su Straus7-IRS 20cm

## **6.1. Risultati della modellazione numerica dell'intervento di rinforzo strutturale**

Si riportano i risultati ottenuti dalla modellazione numerica per i tre diversi modelli in termini di spostamenti e tensioni normali per  $t=50$  anni e  $t=100$  anni, per la combinazione di carico SLU (i risultati della modellazione per  $t=0$  anni coincidono con quelli ottenuti nella modellazione del Capitolo 5). In Figura 89, Figura 91, Figura 93, Figura 95, Figura 97 e Figura 99 viene illustrato l'incremento delle deformazioni (dovuto al progredire dei fenomeni di degrado) rispettivamente nel momento di installazione del nuovo supporto e dopo ulteriori 50 anni dall'intervento di manutenzione. Allo stesso modo, in Figura 90, Figura 92, Figura 94, Figura 96, Figura 98 e Figura 100 viene illustrata la variazione delle tensioni normali nel rivestimento, da cui è possibile avere una prima indicazione grafica della variazione dello stato tensionale tra rivestimento esistente e intervento di ripristino strutturale in calcestruzzo spritz-beton.

Si segnala che l'evoluzione del degrado dell'intervento di rinforzo strutturale viene assunta, per semplicità, la medesima per i tre diversi interventi e coincide con i fattori moltiplicativi riportati in Figura 88.

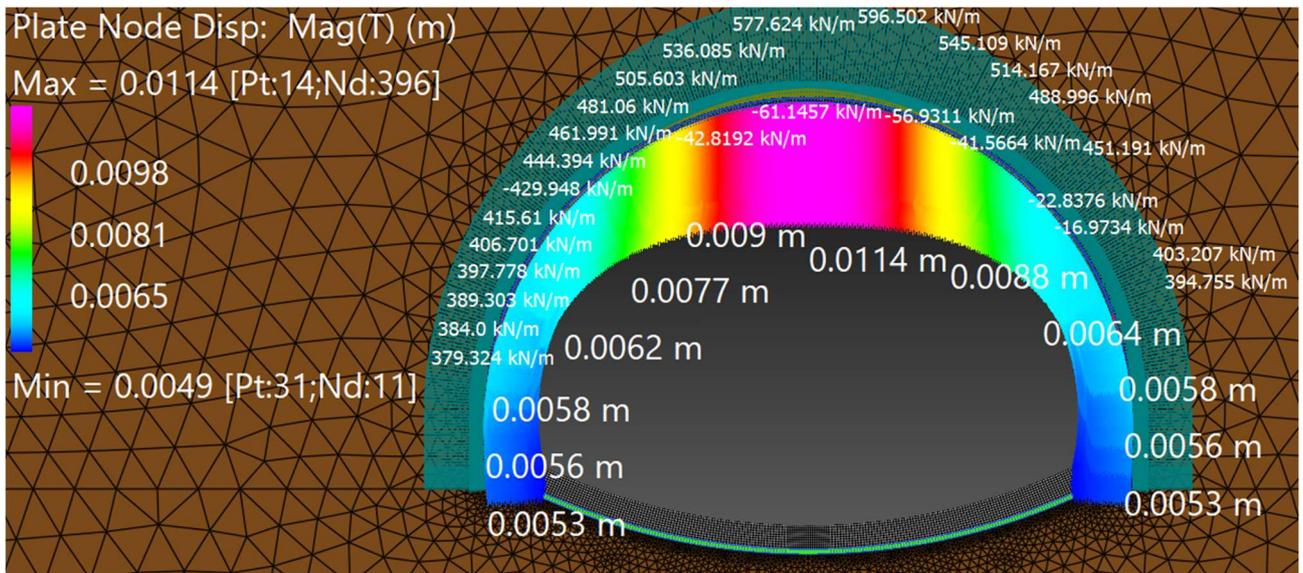


Figura 89. Vettori degli spostamenti per  $t=50$  anni - IRS 10cm

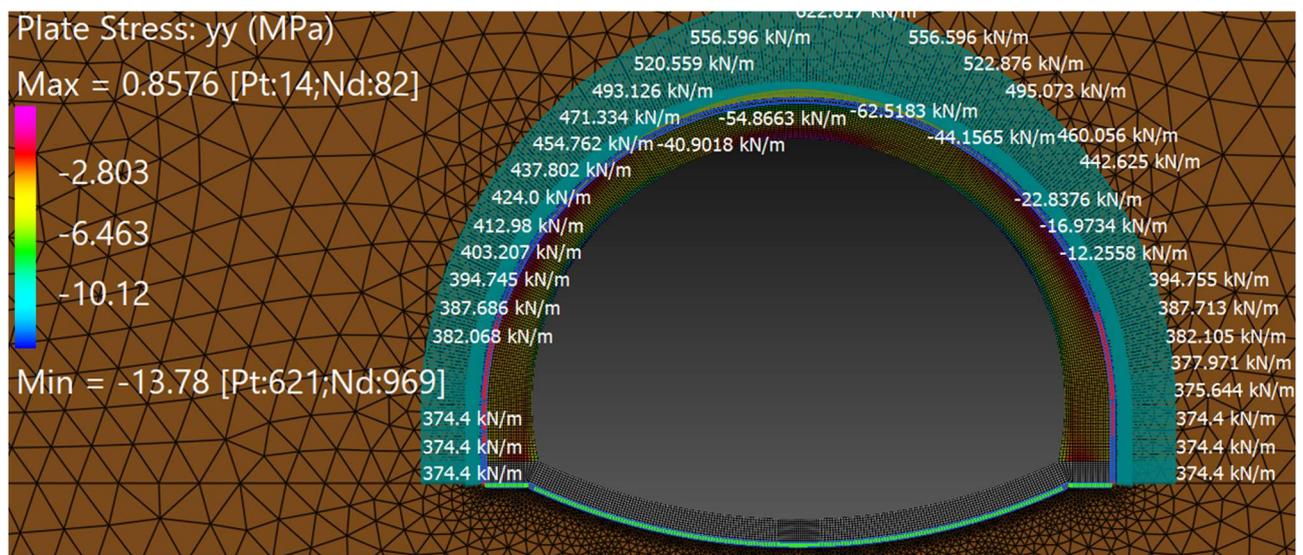


Figura 90. Tensioni normali lungo l'asse yy (sistema di riferimento locale) per  $t=50$  anni - IRS 10cm



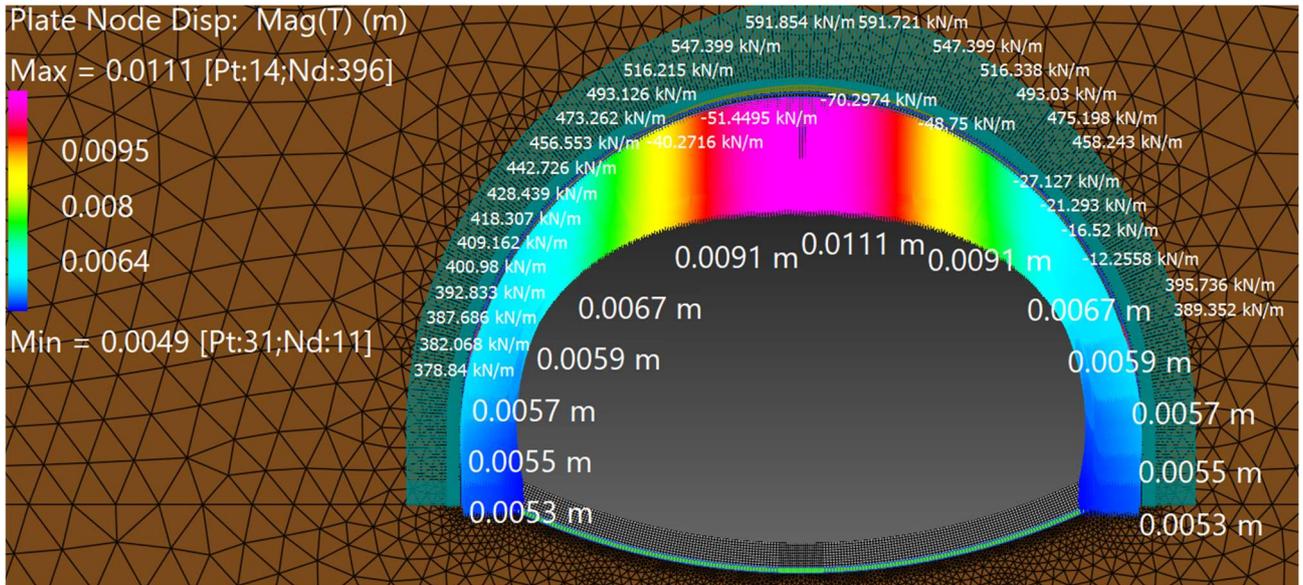


Figura 93. Vettori degli spostamenti per  $t=50$  anni - IRS 20cm

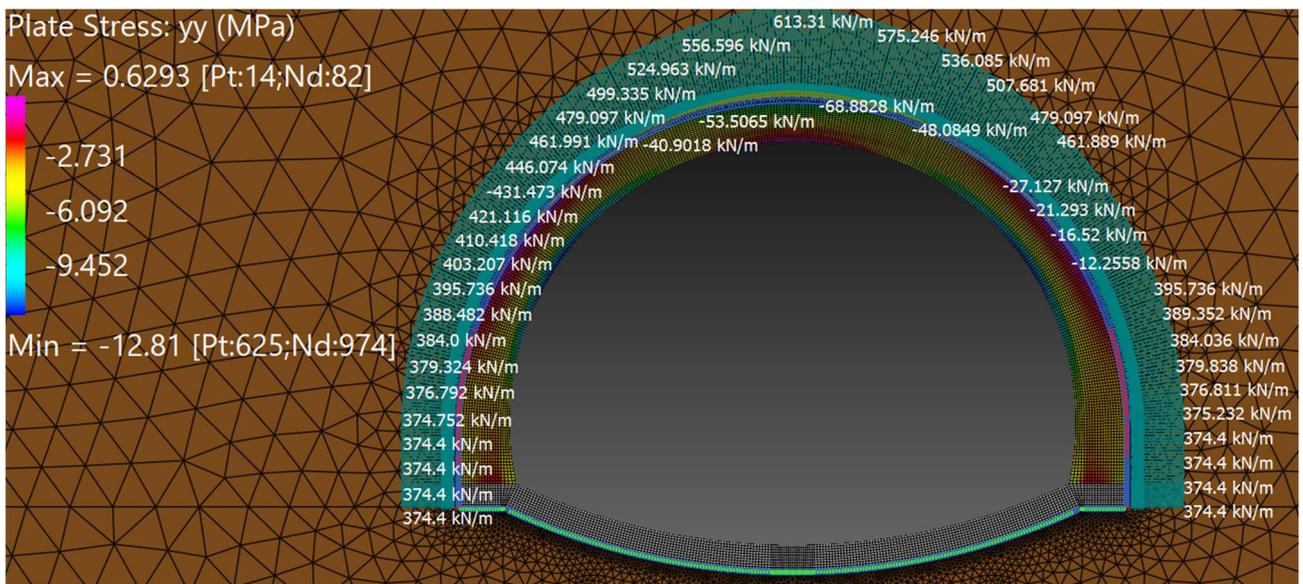


Figura 94. Tensioni normali lungo l'asse yy (sistema di riferimento locale) per  $t=50$  anni - IRS 20cm

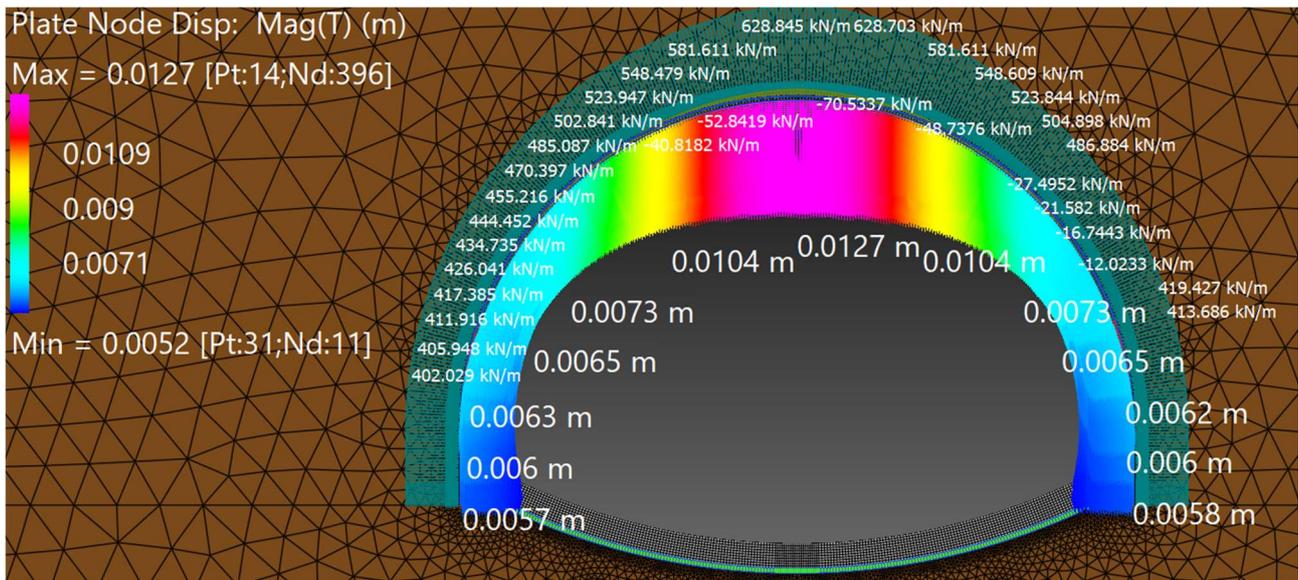


Figura 95. Vettori degli spostamenti per  $t=100$  anni - IRS 20cm

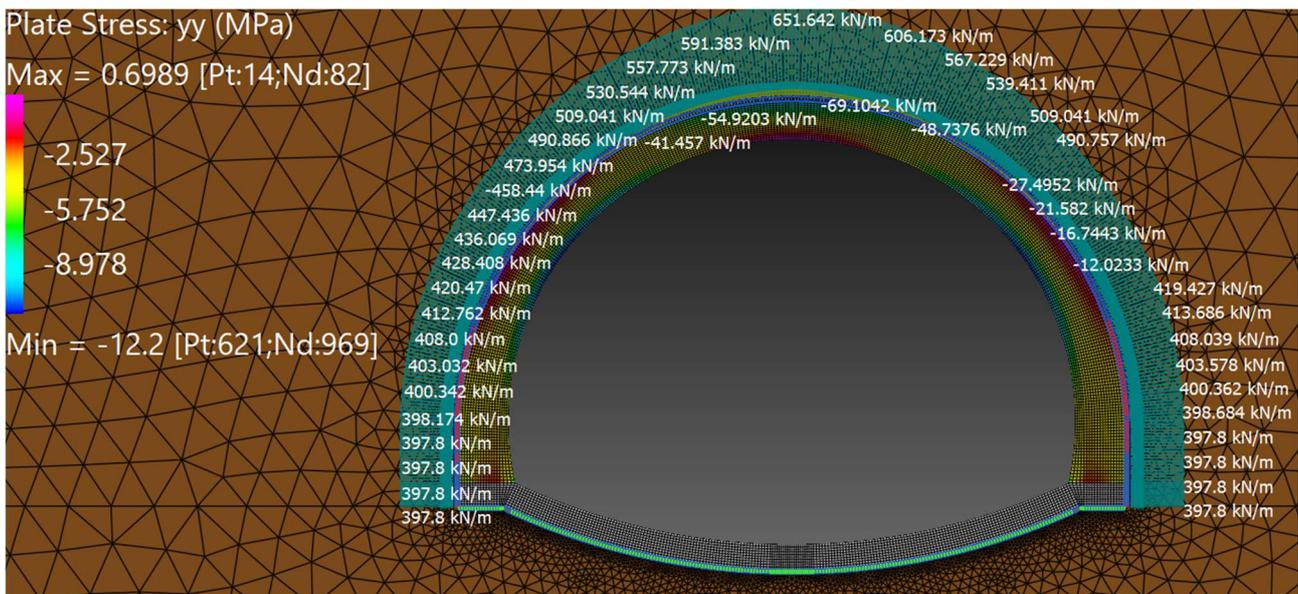


Figura 96. Tensioni normali lungo l'asse yy (sistema di riferimento locale) per  $t=100$  anni - IRS 20cm

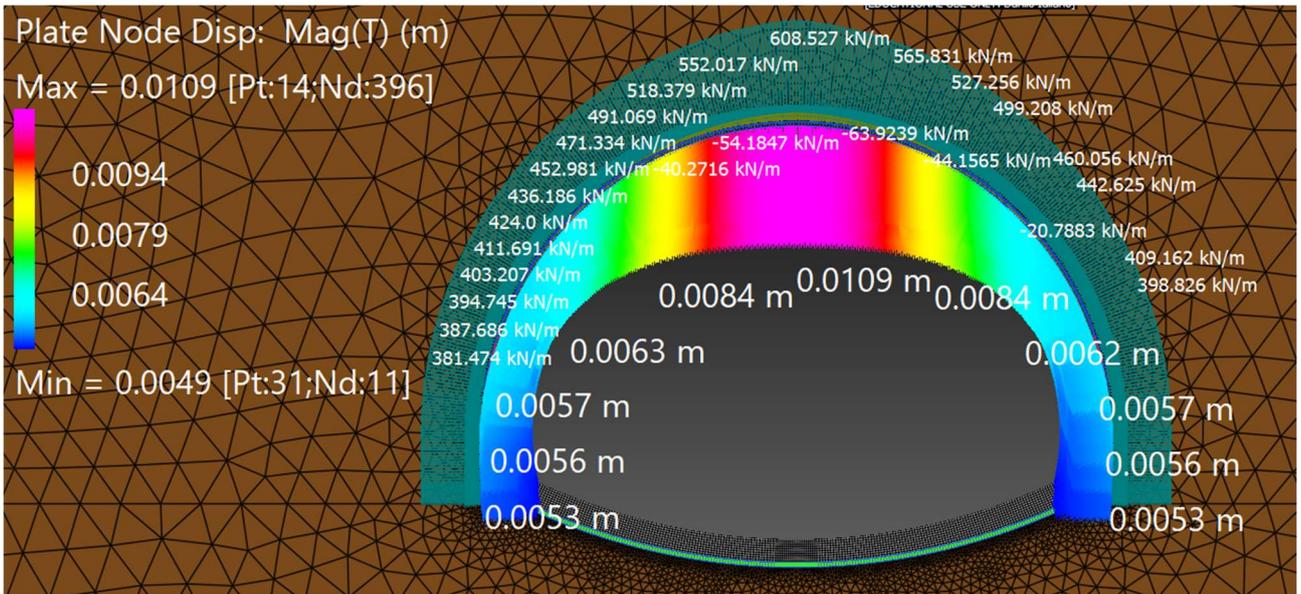


Figura 97. Vettori degli spostamenti per  $t=50$  anni - IRS 30cm

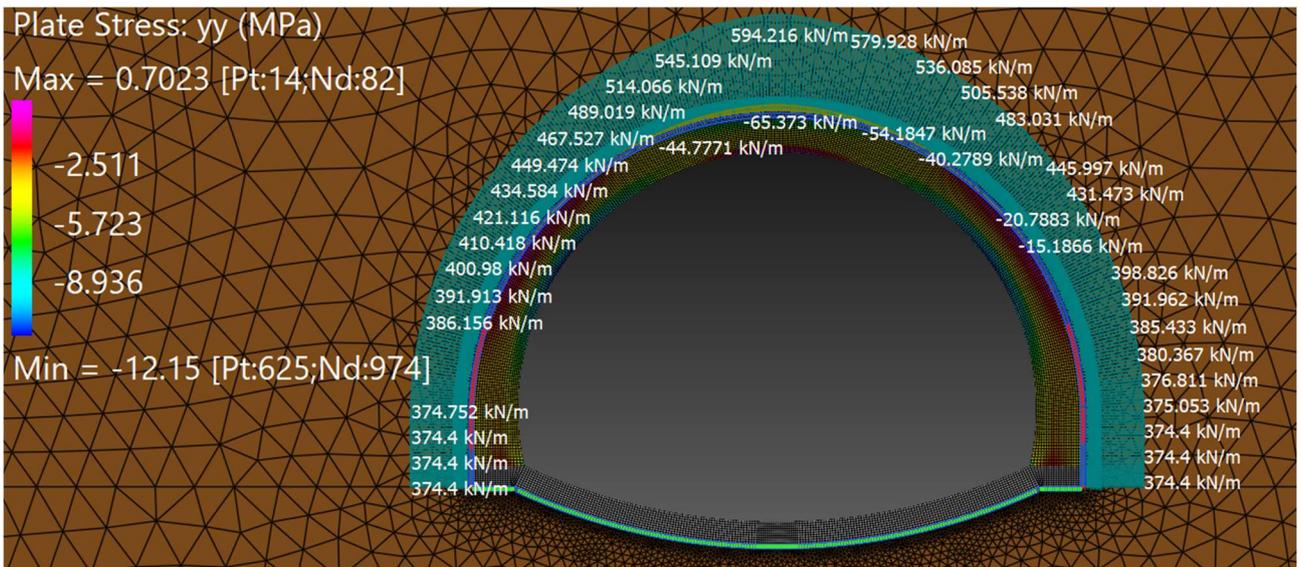


Figura 98. Tensioni normali lungo l'asse yy (sistema di riferimento locale) per  $t=50$  anni-IRS 30cm

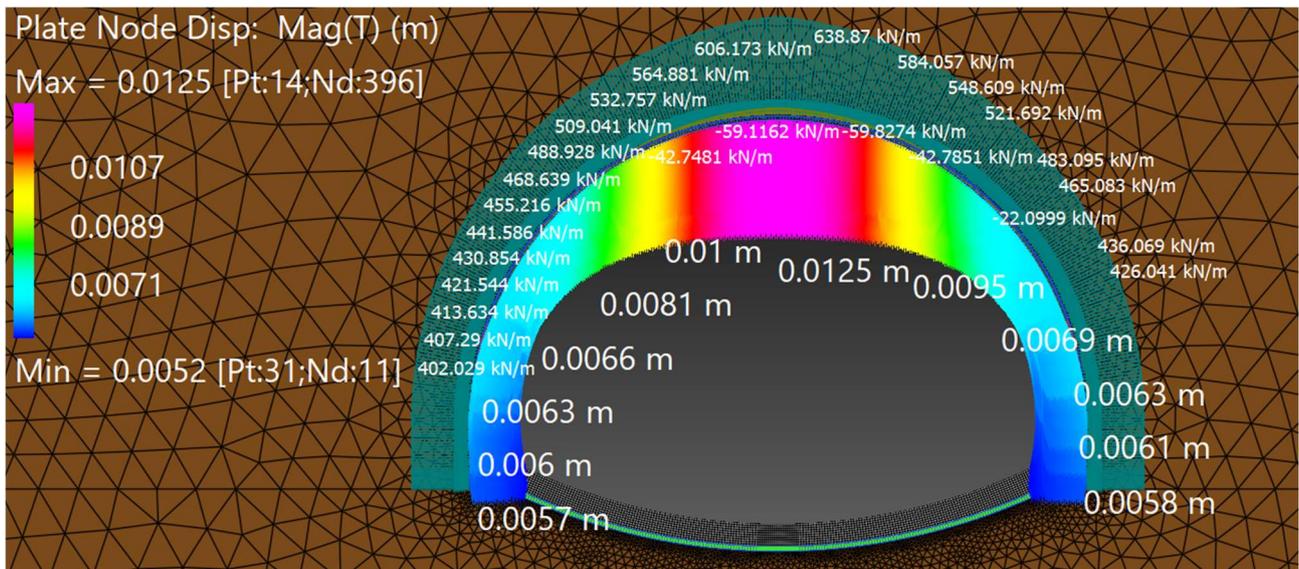


Figura 99. Vettori degli spostamenti per  $t=100$  anni - IRS 30cm

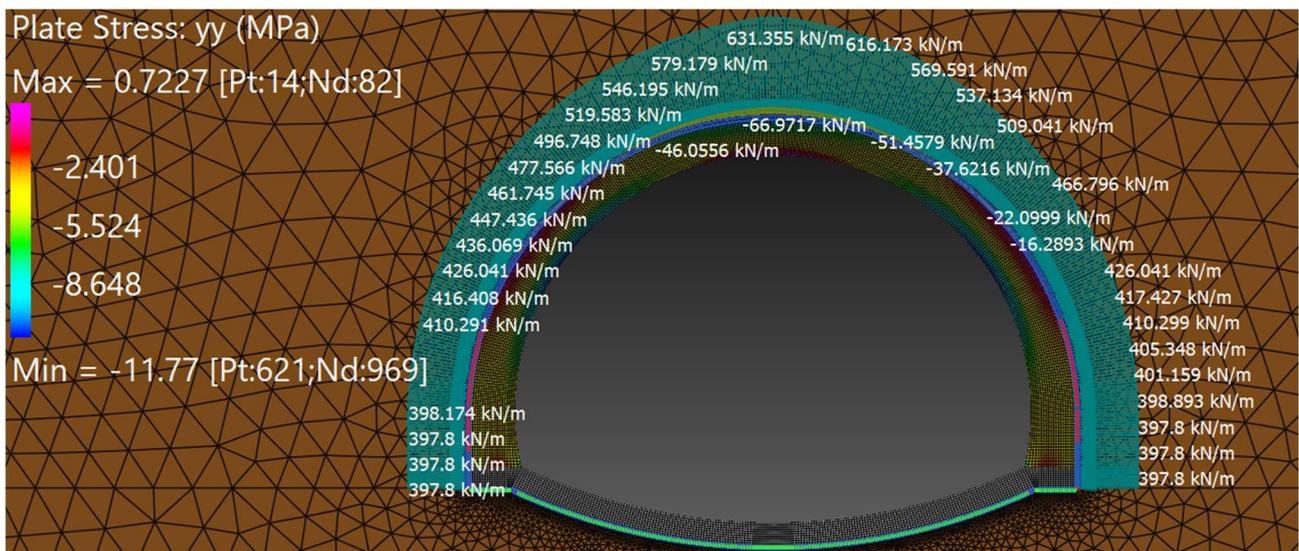


Figura 100. Tensioni normali lungo l'asse yy (sistema di riferimento locale) per  $t=100$  anni-IRS 30cm

## 6.2. Verifiche di sicurezza dell'intervento di rinforzo strutturale

Come accennato, per l'intervento di rinforzo strutturale in analisi viene ipotizzato l'utilizzo di 10, 20 e 30 cm (in calotta) di spritz-beton con una classe di resistenza c35/45. Il nuovo calcestruzzo è armato con rete  $\phi 10\text{mm}$  in acciaio la cui maglia ha un passo di  $150 \times 150\text{mm}$ . Tale materiale trova largo impiego nel caso delle gallerie che presentano ammaloramenti superficiali, lesioni e fessurazioni. La rete di armatura in generale viene trascurata nelle verifiche di sicurezza.

Le proprietà meccaniche del calcestruzzo utilizzato sono le seguenti (Tabella 120):

<b>Classe</b>	C35/45
<b><math>f_{ck}</math> [MPa]</b>	35
<b><math>\gamma_c</math> [-]</b>	1.50
<b><math>\alpha_{cc}</math> [-]</b>	0.85
<b><math>f_{cm}</math> [MPa]</b>	43
<b><math>f_{ctm}</math> [MPa]</b>	3.21
<b><math>f_{cd}</math> [MPa]</b>	23.33
<b><math>f_{ctd}</math> [MPa]</b>	1.50

Tabella 120. Proprietà meccaniche del nuovo calcestruzzo

Dove:

- $f_{ck}$  è la resistenza a compressione cilindrica caratteristica
- $\gamma_c$  coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo
- $\alpha_{cc}$  è il coefficiente riduttivo per abbattere la resistenza del calcestruzzo a lunga durata
- $f_{cm}$  è la resistenza a compressione cilindrica media
- $f_{ctm}$  è la resistenza a trazione media
- $f_{cd}$  è la resistenza a compressione di progetto
- $f_{ctd}$  è la resistenza a trazione di progetto.

Le caratteristiche delle sollecitazioni ricavate dai modelli numerici su Straus7 per le combinazioni di carico SLU, con le tre diverse soluzioni di rinforzo strutturale, sono riportate in Tabella 121, Tabella 122 e Tabella 123.

	calotta			reni			piedritti		
t [anni]	N [kN]	M [kNm]	T [kN]	N [kN]	M [kNm]	T [kN]	N [kN]	M [kNm]	T [kN]
50	-4165	661.1	0.04774	-4576	-872.7	208.9	-4281	80.6	133.3
100	-4421	721.2	0.05400	-4839	-855.2	207.8	-4515	131.1	139

Tabella 121. Sollecitazioni SLU-IRS 10 cm

	calotta			reni			piedritti		
t [anni]	N [kN]	M [kNm]	T [kN]	N [kN]	M [kNm]	T [kN]	N [kN]	M [kNm]	T [kN]
50	-4155	599.8	0.04179	-4572	-956.8	215.3	-4255	42.3	-142.4
100	-4414	669.7	0.05248	-4836	-915.9	212.8	-4498	13.7	-139.6

Tabella 122. Sollecitazioni SLU- IRS 20 cm

	calotta			reni			piedritti		
t [anni]	N [kN]	M [kNm]	T [kN]	N [kN]	M [kNm]	T [kN]	N [kN]	M [kNm]	T [kN]
50	-4152	562	0.04135	-4567	-1004	218.2	-4282	6	-156.8
100	-4411	641.5	0.04969	-4832	-951.3	215.2	-4516	76.4	-150.5

Tabella 123. Sollecitazioni SLU- IRS 30 cm

Per le verifiche a pressoflessione è stato utilizzato un software di calcolo realizzato da Tecne-Systra SWS Advanced Tunneling. Tale programma è stato realizzato per determinare i domini di resistenza per sezioni costituite da due calcestruzzi differenti (esistente e nuovo) secondo lo schema mostrato in Figura 101.

Dati Calcestruzzo A		Dati Calcestruzzo B	
fck A [MPa]:	<input type="text"/>	fck B [MPa]:	<input type="text"/>
$\gamma_M A$ [-]:	<input type="text" value="1.5"/>	$\gamma_M B$ [-]:	<input type="text" value="1.5"/>
$\alpha_{cc} A$ [-]:	<input type="text" value="0.85"/>	$\alpha_{cc} B$ [-]:	<input type="text" value="0.85"/>

Dati Acciaio - FRP	Geometria
fyk - $\eta$ ftk [MPa]: <input type="text" value="450"/>	b [mm]: <input type="text"/>
$\gamma_s - \gamma_f$ [-]: <input type="text" value="1.15"/>	hA [mm]: <input type="text"/>
Es - Ef [MPa]: <input type="text" value="200000"/>	hB [mm]: <input type="text"/>
$\epsilon_{su} - \epsilon_{fud}$ [-]: <input type="text" value="0.067"/>	c1 [mm]: <input type="text"/>
n1 [-]: <input type="text"/>	c2 [mm]: <input type="text"/>
$\phi_1$ [mm]: <input type="text"/>	
n2 [-]: <input type="text"/>	n_discr: <input type="text" value="20"/>
$\phi_2$ [mm]: <input type="text"/>	

Dati Input Ned;Med	
Seleziona Sollecitazioni	<input type="text"/>
Ned [kN]:	<input type="text"/>
Med [kNm]:	<input type="text"/>

Calcola Dominio
Calcola Dominio - Dati Input Ned;Med
Chiudi

Figura 101. Software per il calcolo dei domini di resistenza a pressoflessione per sezioni composte da due calcestruzzi differenti

### 6.2.1. Verifiche a pressoflessione a breve termine

I domini di resistenza ottenuti sono riportati dalla Figura 102 alla Figura 110. Dai domini si evidenzia come l'intervento proposto così modellato non sia sufficiente a soddisfare la verifica di sicurezza a pressoflessione SLU per la sezione in calotta. Si osservi che il punto di colore rosso sulla legenda e nei domini di interazione indica l'origine degli assi e non ha valenza per le verifiche eseguite.

Si ricorda che le sezioni di riferimento per le verifiche sono quelle illustrate in Figura 79, Figura 80 e Figura 81.

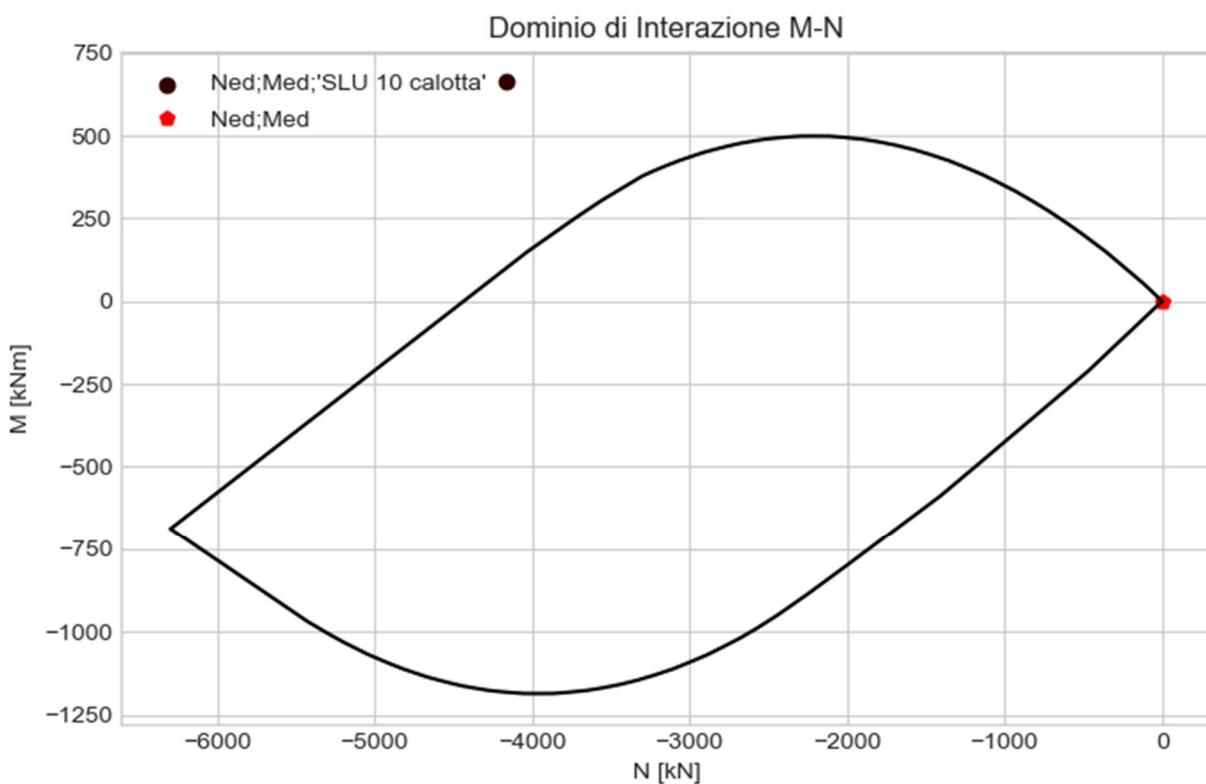


Figura 102. Dominio di interazione per lo SLU calotta a breve termine-IRS 10 cm

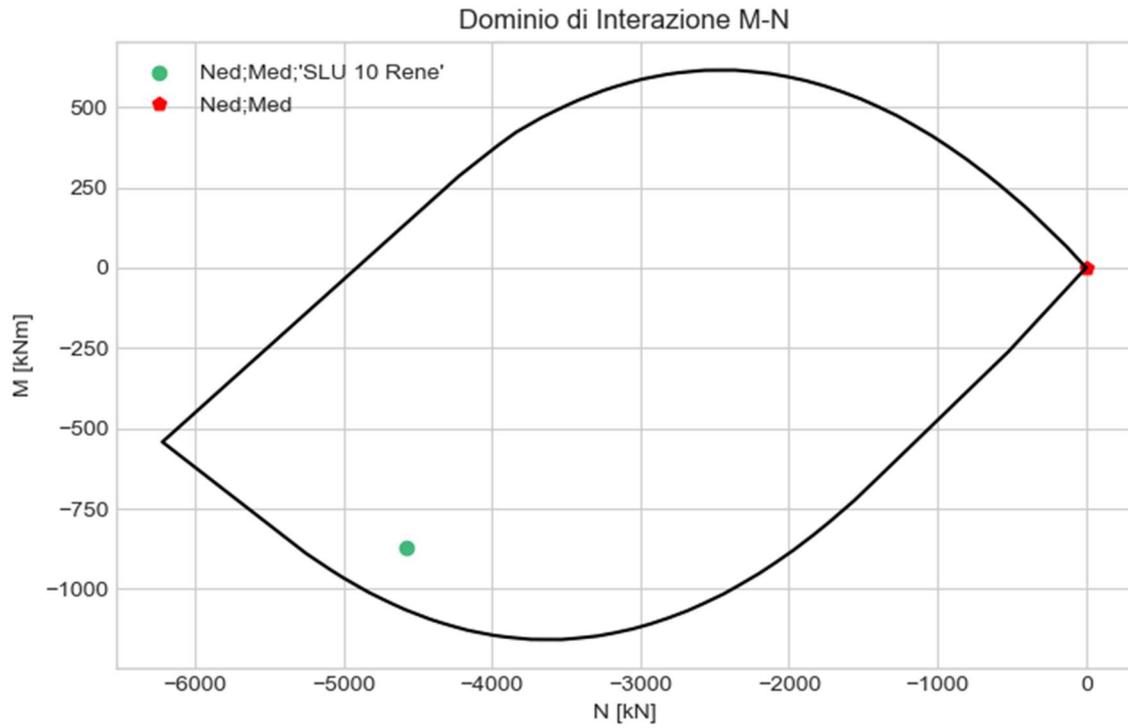


Figura 103. Dominio di interazione per lo SLU rene a breve termine-IRS 10 cm

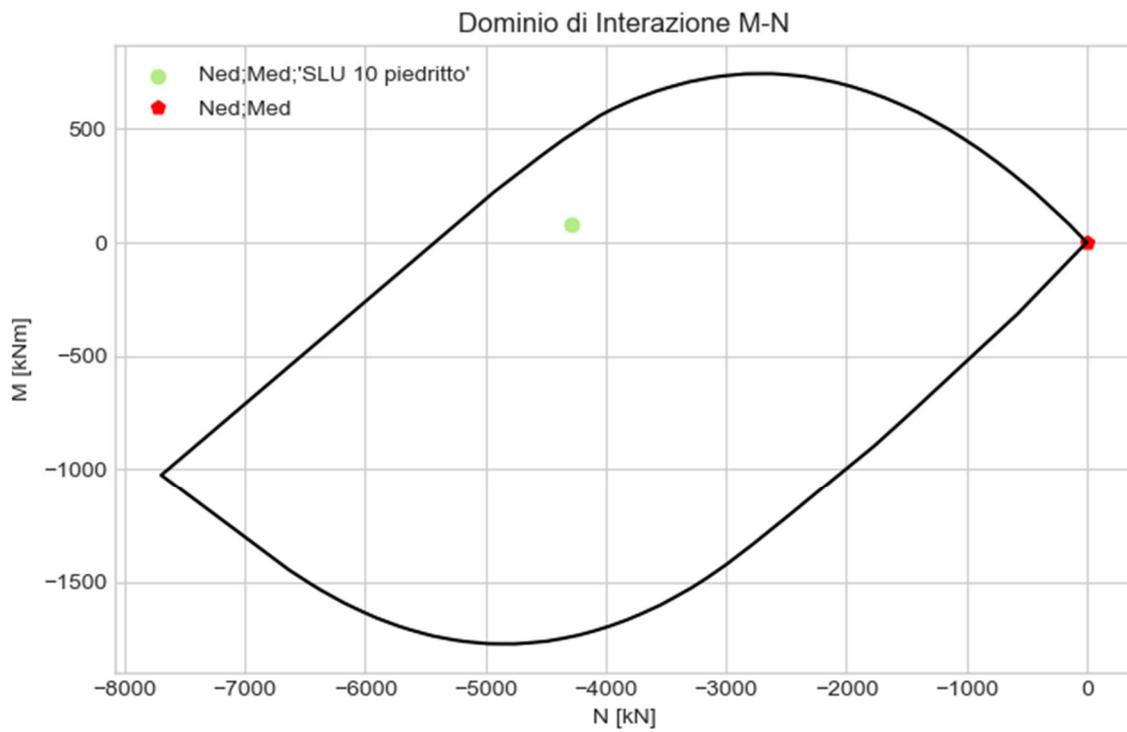


Figura 104. Dominio di interazione per lo SLU piedritto a breve termine-IRS 10 cm

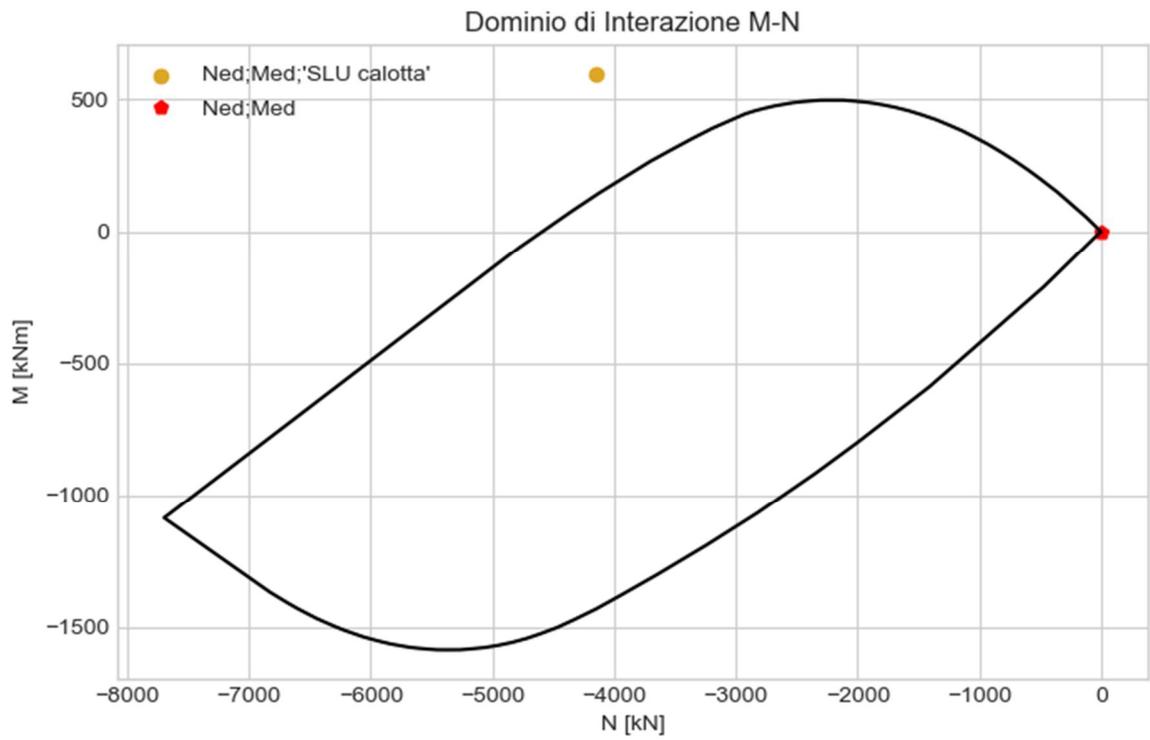


Figura 105. Dominio di interazione per lo SLU calotta a breve termine-IRS 20 cm

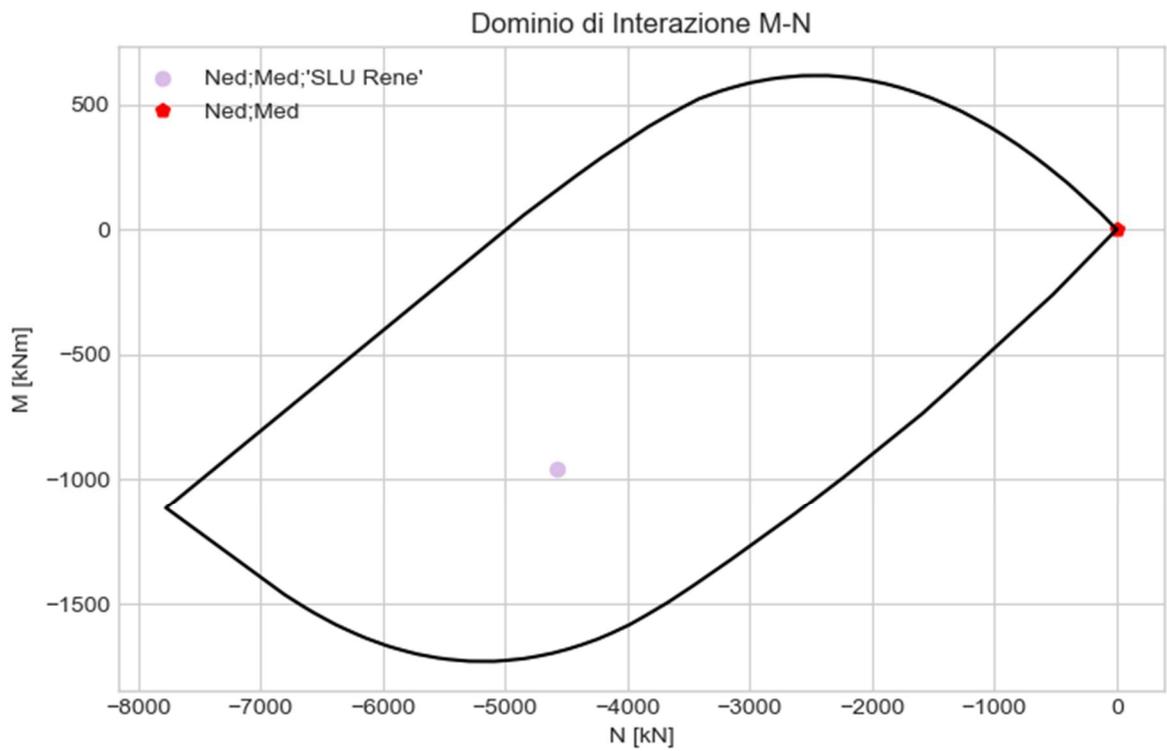


Figura 106. Dominio di interazione per lo SLU rene a breve termine-IRS 20 cm

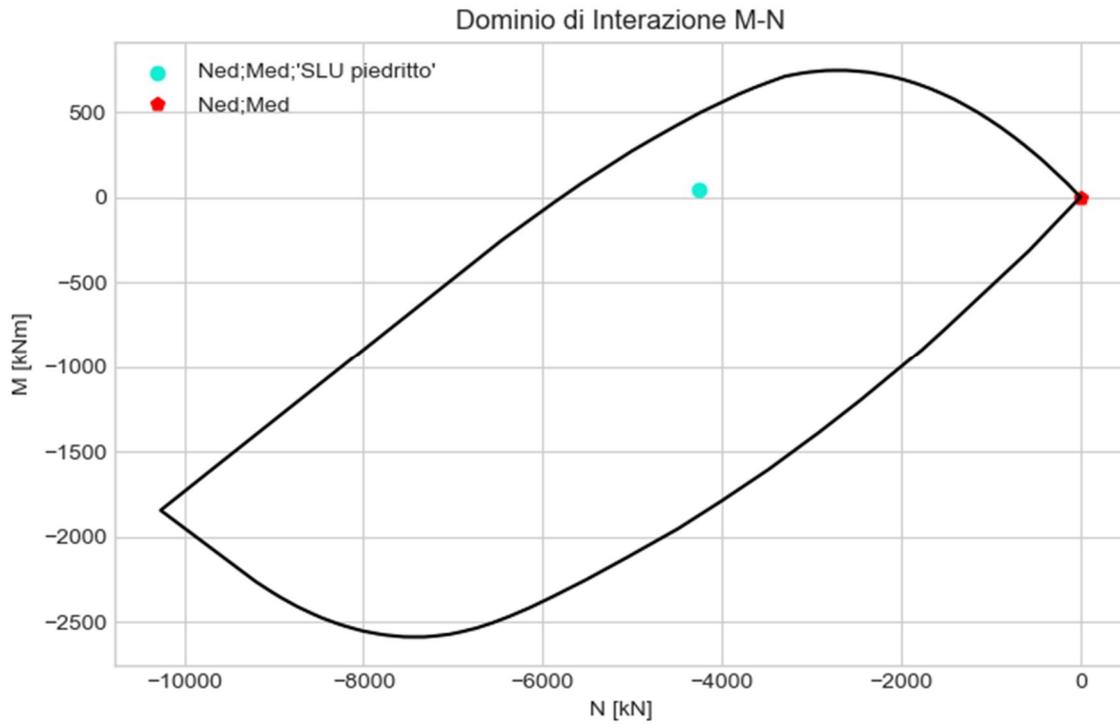


Figura 107. Dominio di interazione per lo SLU piedritto a breve termine-IRS 20 cm

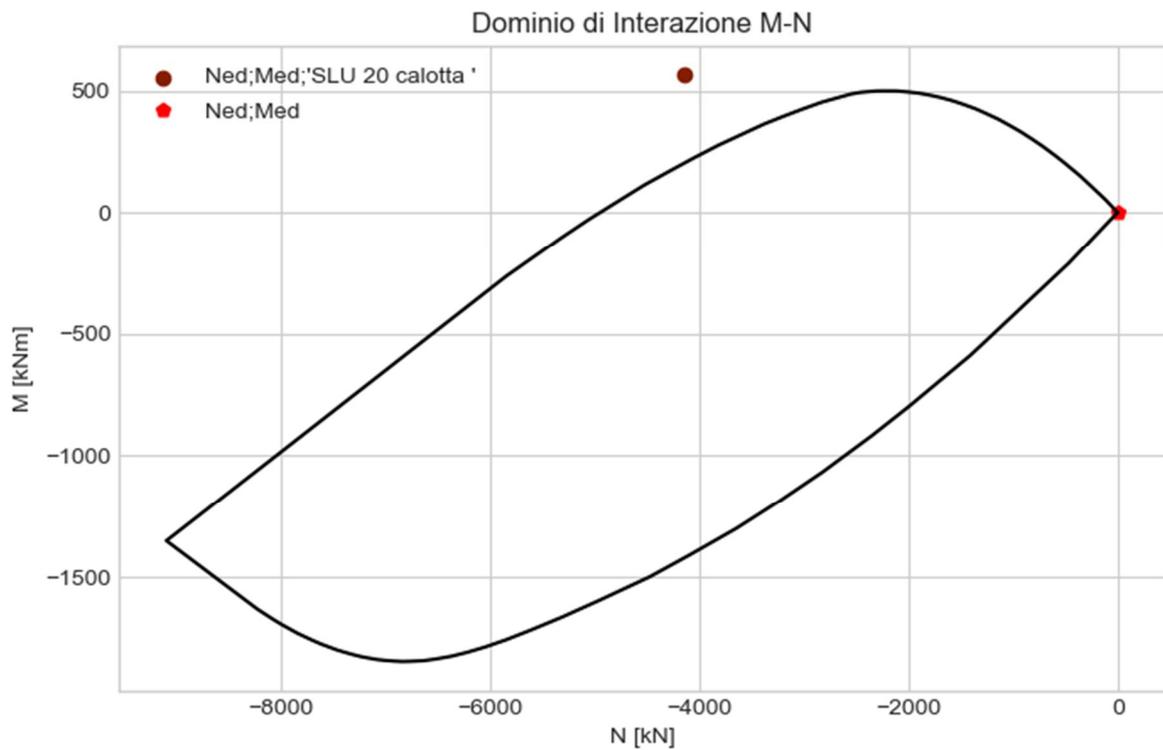


Figura 108. Dominio di interazione per lo SLU calotta a breve termine-IRS 30 cm

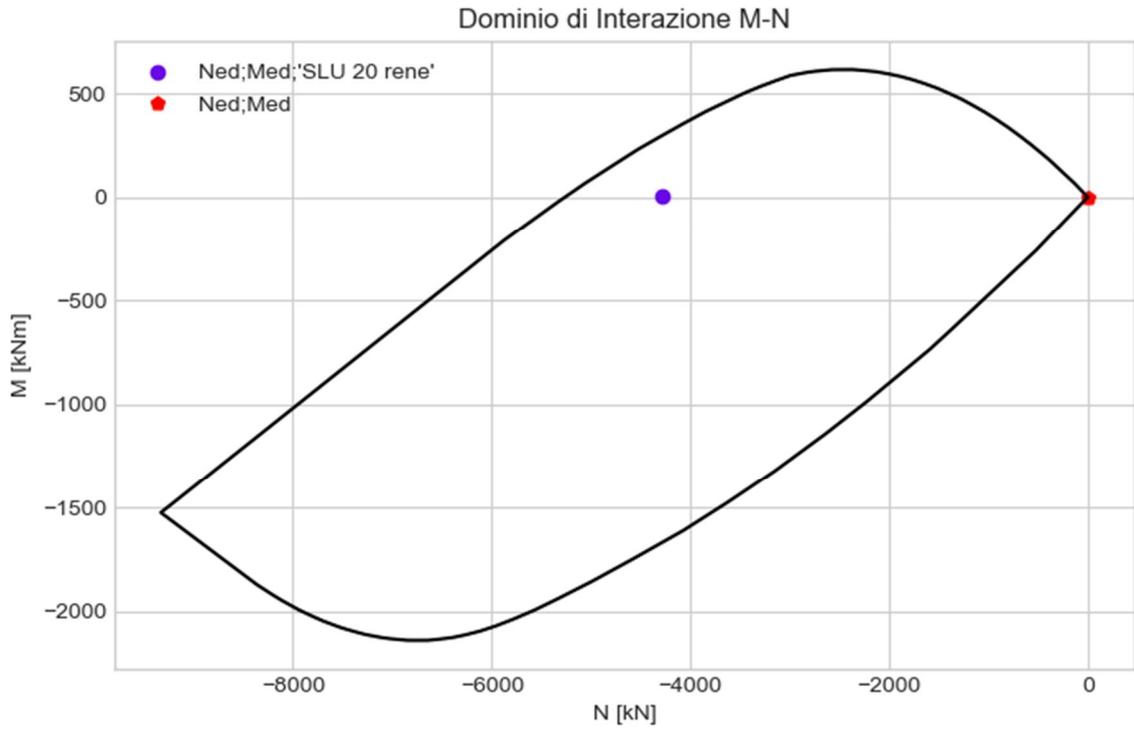


Figura 109. Dominio di interazione per lo SLU rene a breve termine-IRS 30 cm

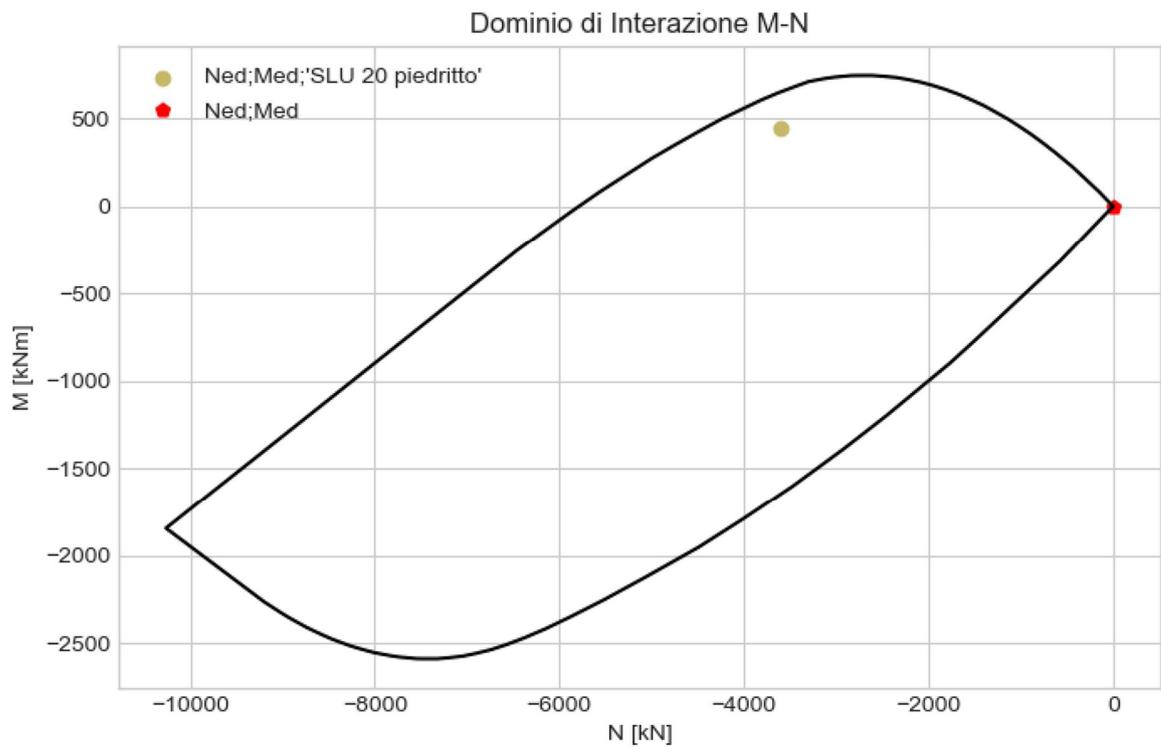


Figura 110. Dominio di interazione per lo SLU piedritto a breve termine-IRS 30 cm

## 6.2.2. Verifiche a pressoflessione a lungo termine

Le verifiche di resistenza allo SLU per  $t=100$ , con le tre diverse soluzioni di rinforzo strutturale, sono riportate dalla Figura 111 alla Figura 119. In questo caso si osserva che a 50 anni dall'intervento strutturale quasi tutte le sezioni della struttura analizzate non soddisfano le verifiche, ad esclusione del piedritto dell'IRS con spessori di 20 cm e 30 cm. Il rete dell'intervento strutturale con spessore di 30 cm si trova in una situazione limite, dato che è situato sul bordo del dominio.

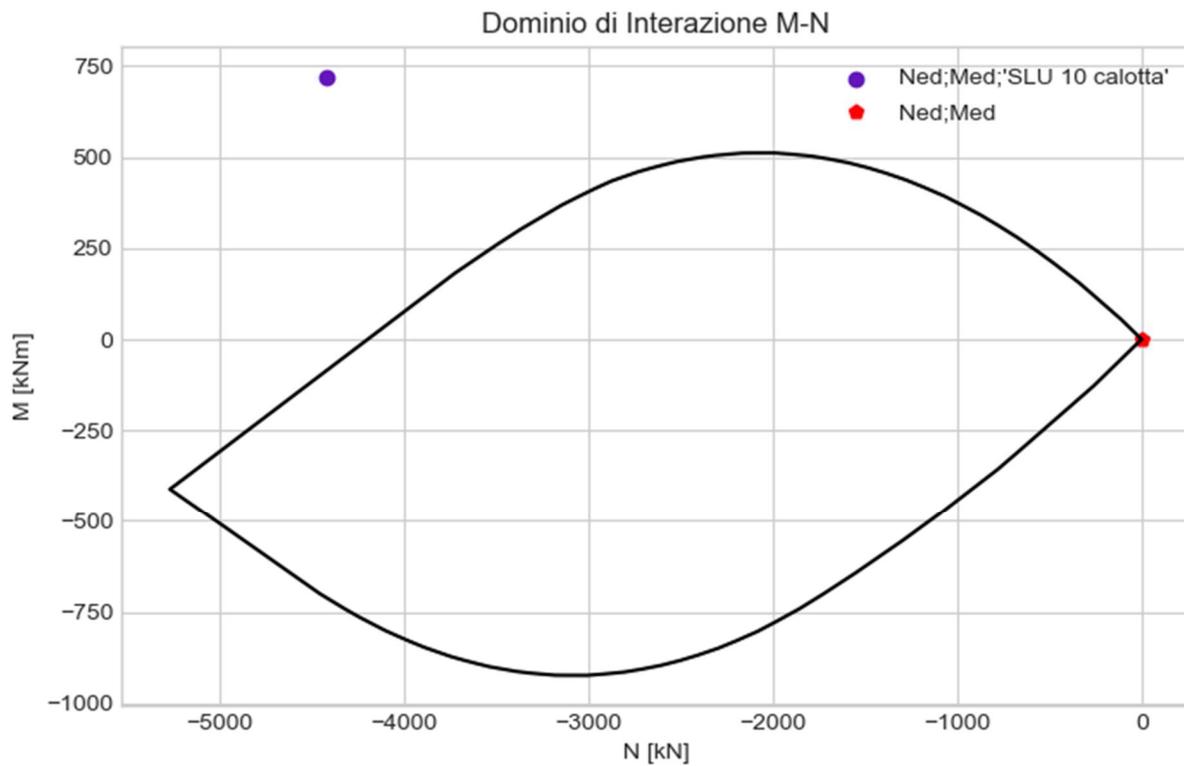


Figura 111. Dominio di interazione per lo SLU calotta a lungo termine-IRS 10 cm

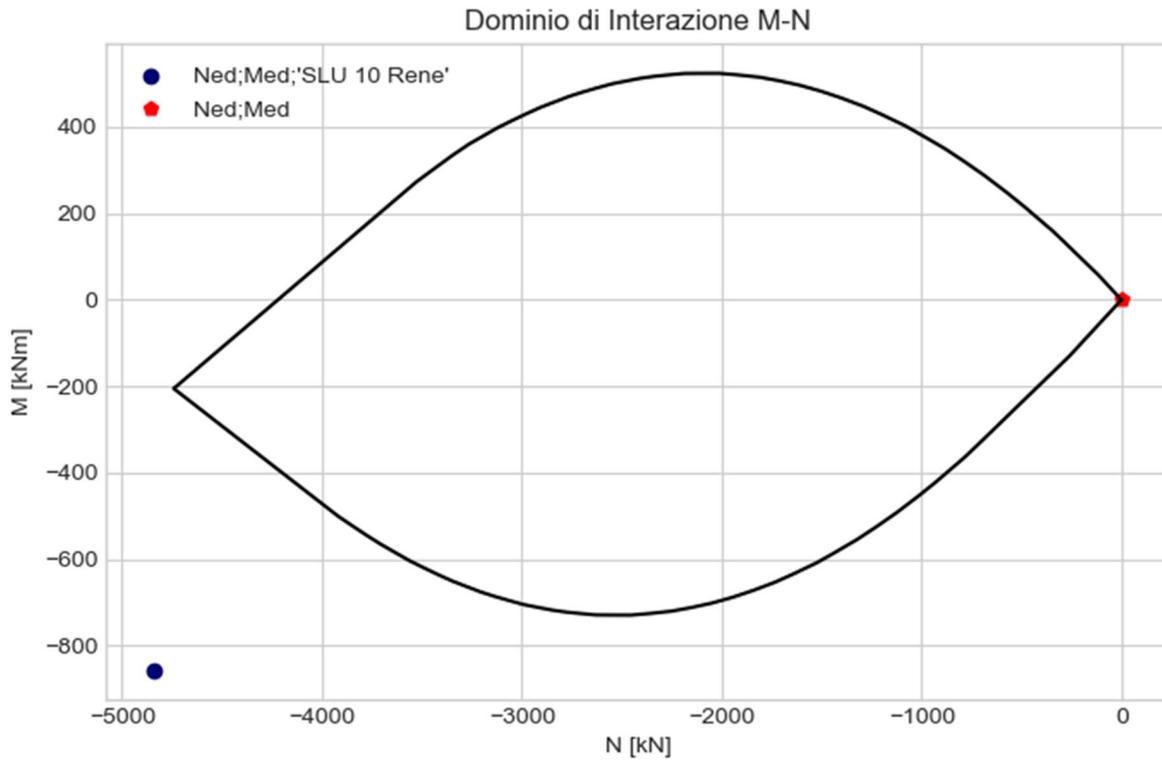


Figura 112. Dominio di interazione per lo SLU rene a lungo termine-IRS 10 cm

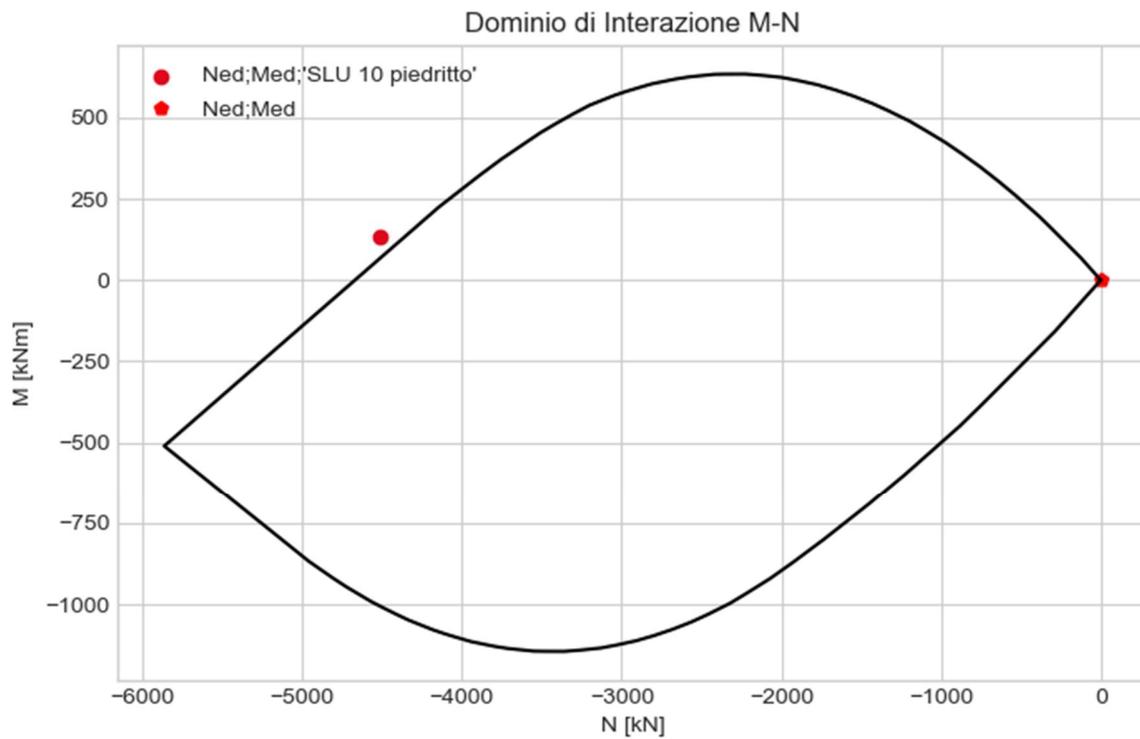


Figura 113. Dominio di interazione per lo SLU piedritto a lungo termine-IRS 10 cm

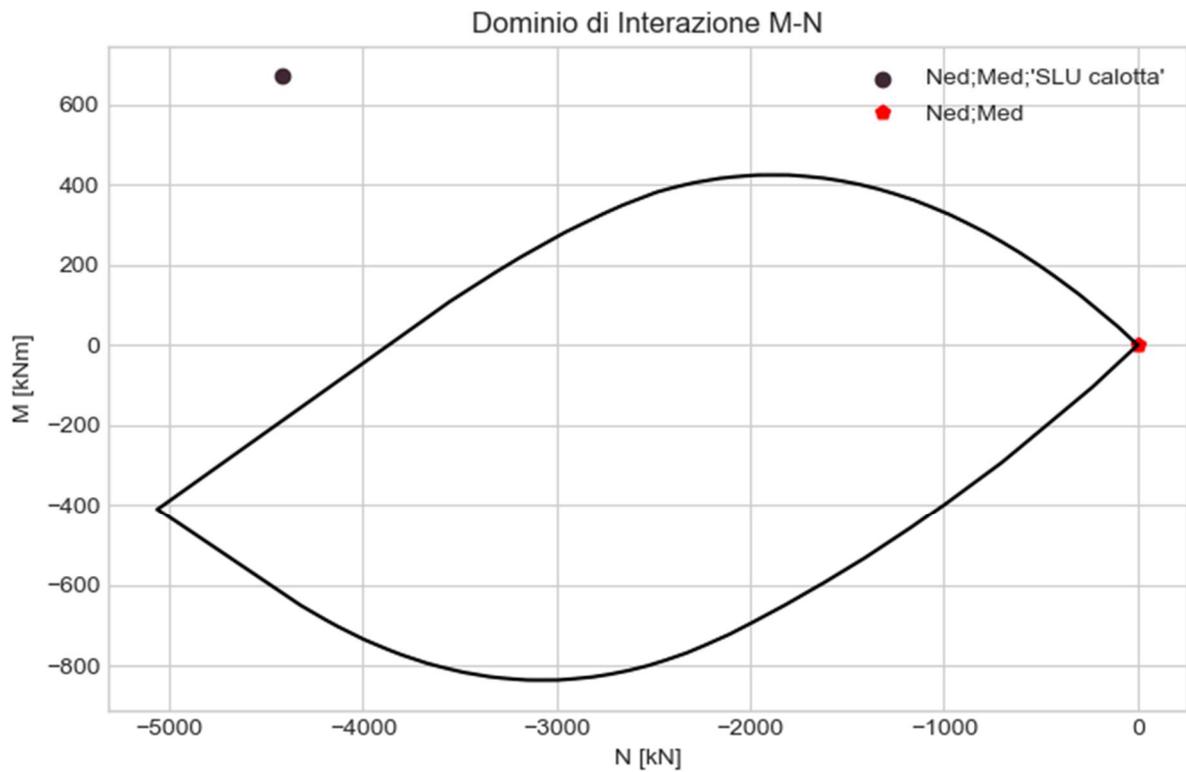


Figura 114. Dominio di interazione per lo SLU calotta a lungo termine-IRS 10 cm

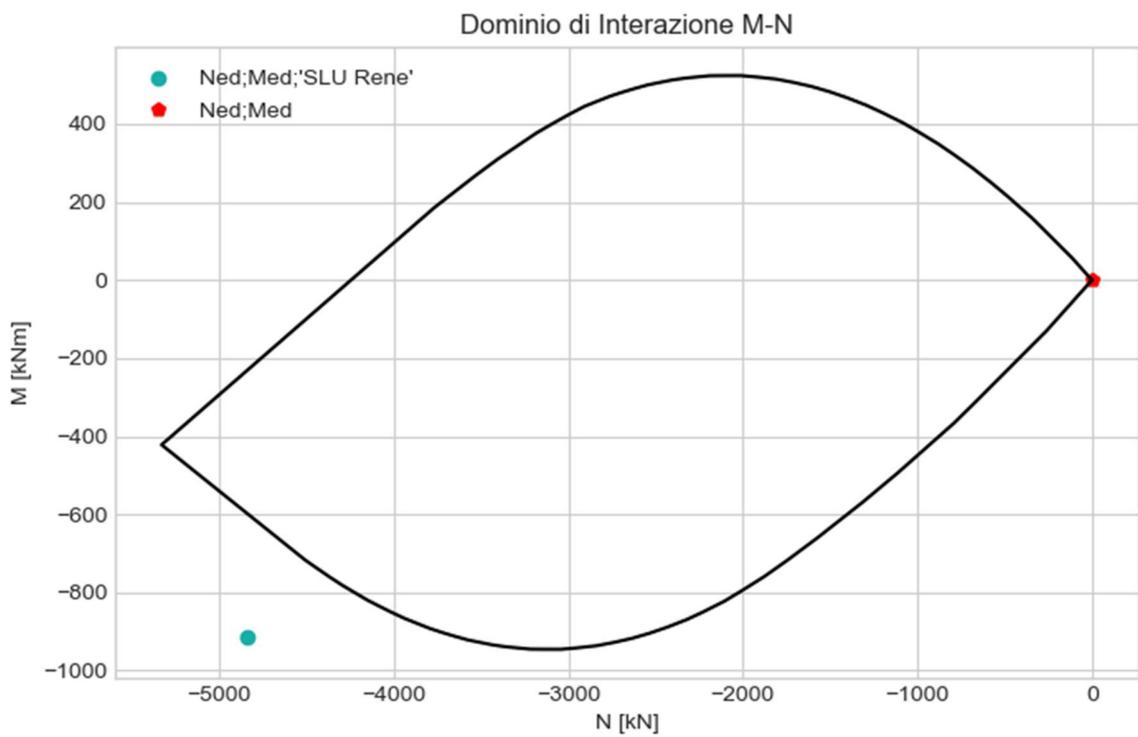


Figura 115. Dominio di interazione per lo SLU piedritto a lungo termine-IRS 20 cm

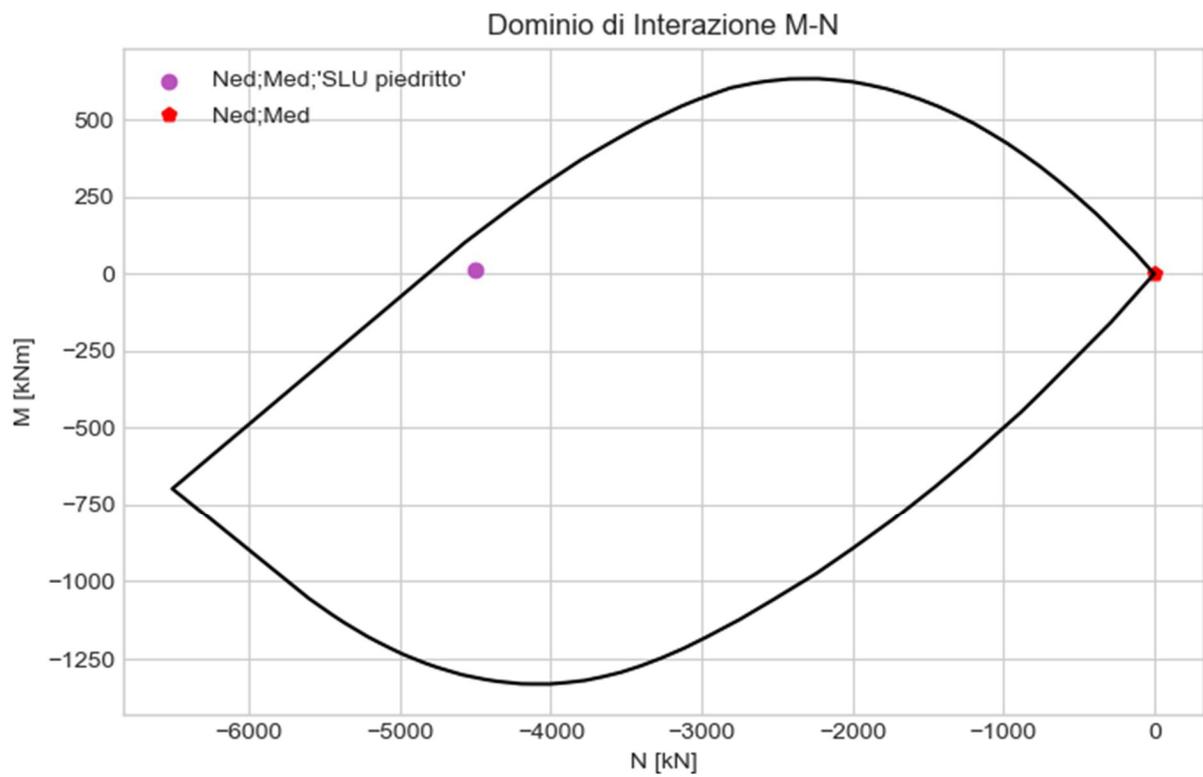


Figura 116. Dominio di interazione per lo SLU piedritto a lungo termine-IRS 20 cm

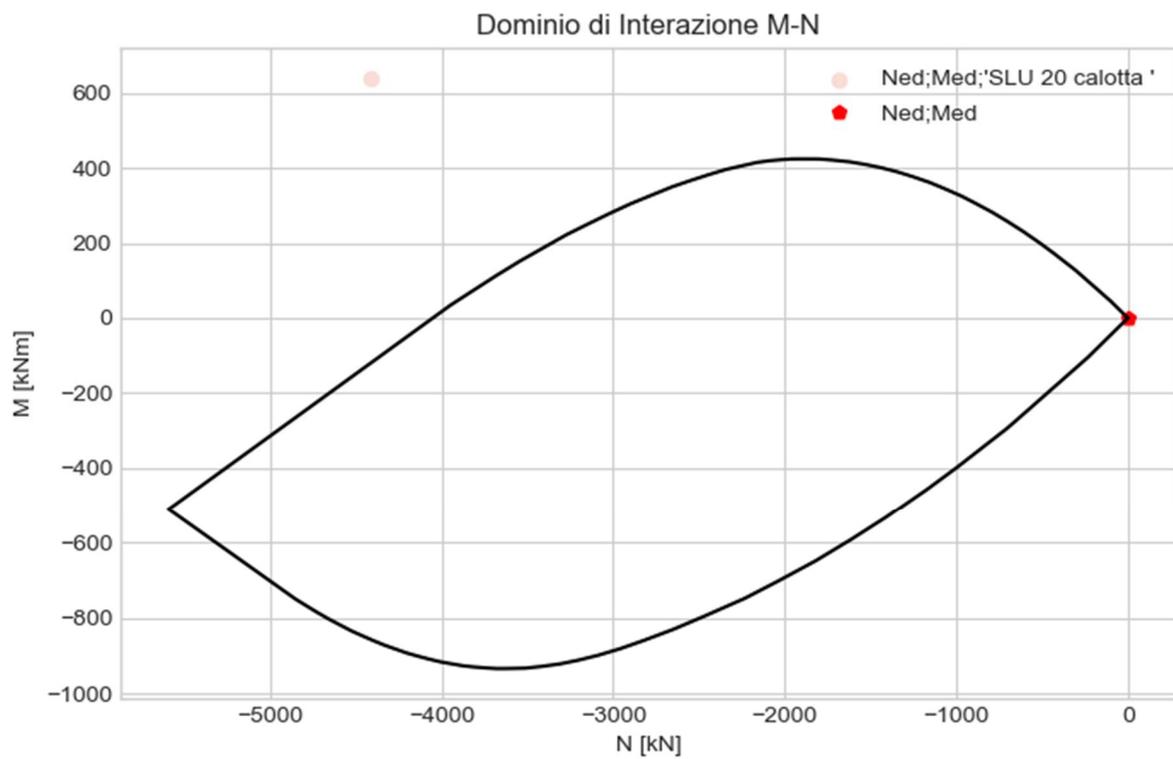


Figura 117. Dominio di interazione per lo SLU calotta a lungo termine-IRS 30 cm

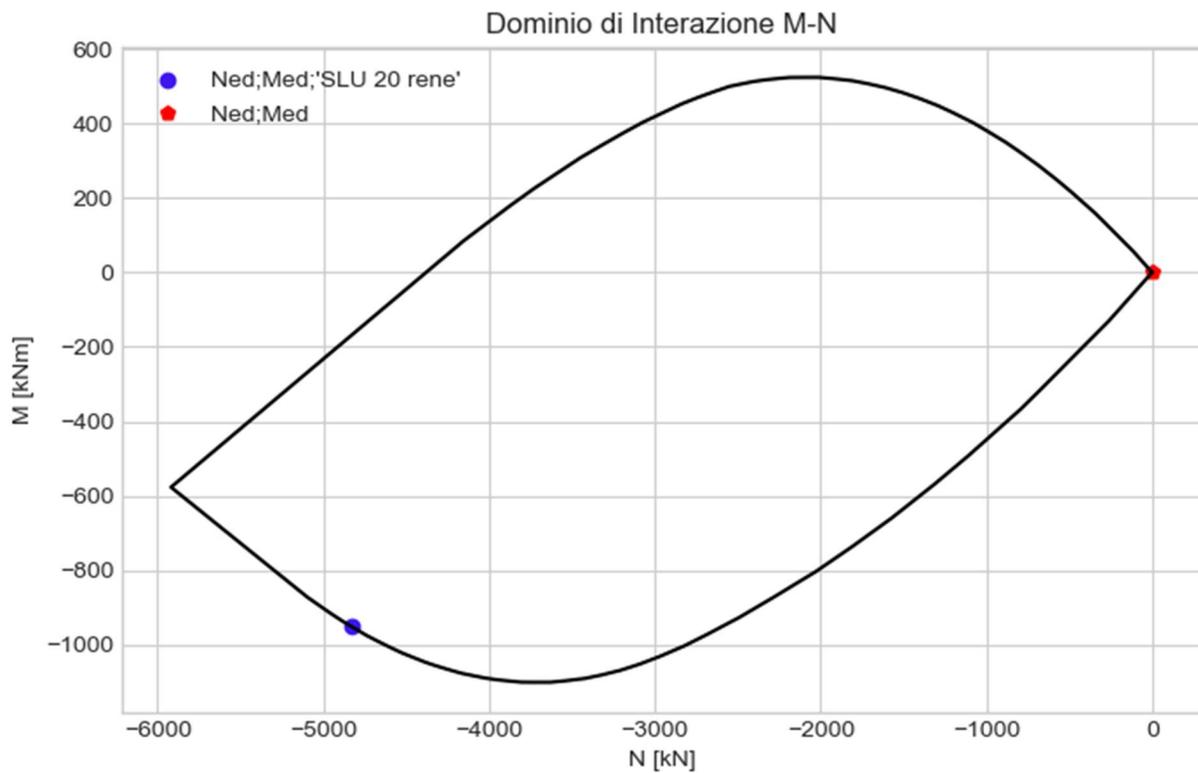


Figura 118. Dominio di interazione per lo SLU piedritto a lungo termine-IRS 30 cm

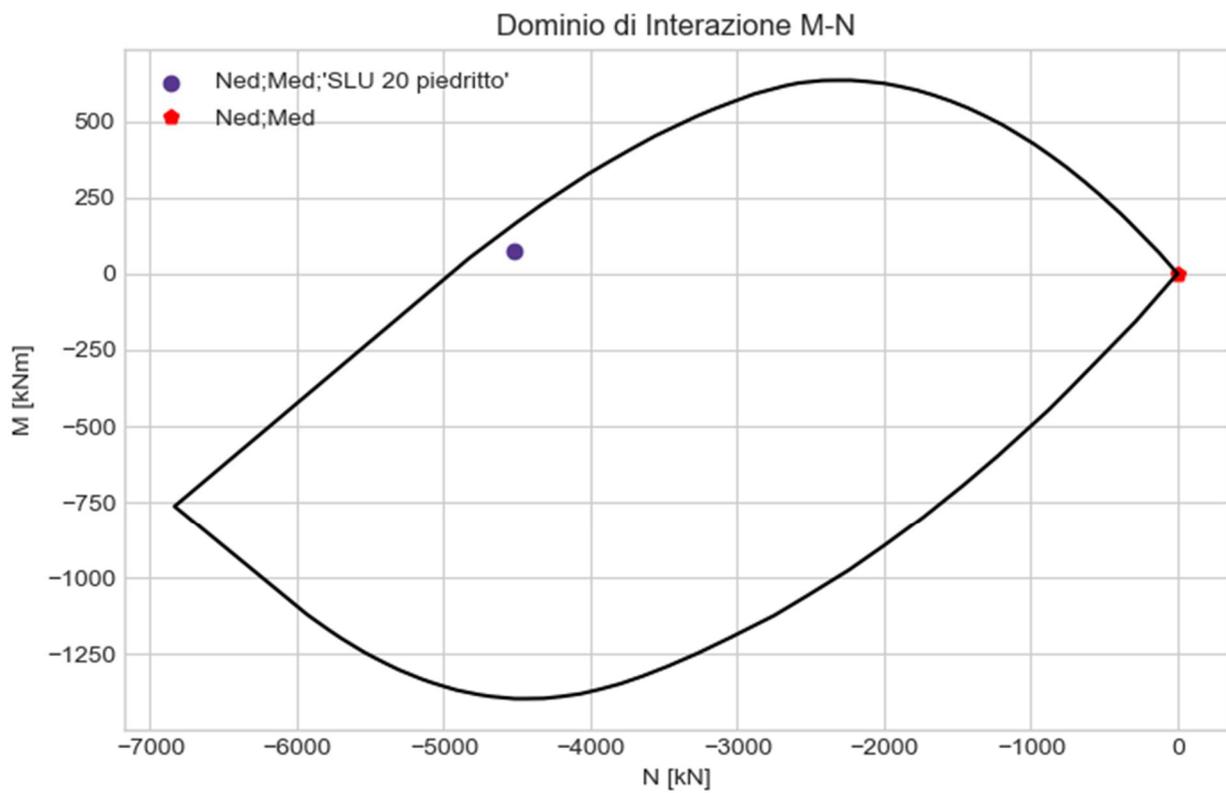


Figura 119. Dominio di interazione per lo SLU piedritto a lungo termine-IRS 30 cm

### 6.2.3. Verifiche a taglio a breve termine

Per il caso in analisi, la verifica di resistenza a taglio consiste nel porre  $V_{Rd} \geq V_{Ed}$ , dove  $V_{Rd}$  è il valore di sforzo di taglio resistente e  $V_{Ed}$  è il valore di sforzo di taglio resistente di progetto. Seguendo le indicazioni nel capitolo §4.1.2.3.5.1 delle NTC18 [38], per elementi senza armature trasversali resistenti a taglio, il valore di sforzo di taglio resistente può essere calcolato utilizzando la formula (40):

$$V_{Rd} = \max \{ [0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d; (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \} \quad (40)$$

dove:

- $k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$
- $v_{min} = 0,035k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$
- $d$  è l'altezza utile della sezione
- $b_w$  è la larghezza minima della sezione
- $\rho_1$  è il rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa che in questo caso, visto che la sezione non è armata a flessione, è nullo
- $\sigma_{cp}$  è la tensione media di compressione nella sezione calcolata dividendo lo sforzo normale agente per l'area della sezione.

Data la mancata disponibilità di un codice di calcolo che tenga conto della sezione composta da due calcestruzzi, le verifiche a taglio sono state realizzate in maniera speditiva utilizzando una resistenza a compressione equivalente tra i due materiali attraverso la formula (41):

$$f_{ck} = \frac{f_{ck,FRC} \cdot A_{FRC} + f_{ck,esistente} \cdot A_{esistente}}{A_{FRC} + A_{esistente}} \quad (41)$$

Le resistenze a compressione caratteristica equivalente ottenute per le sezioni di calotta, reni e piedritti nelle tre diverse casistiche, sono riportate in Tabella 124, Tabella 125 e Tabella 126:

	$A_{esistente} [mm^2]$	$A_{FRC} [mm^2]$	$f_{ck,esistente} [MPa]$	$f_{ck,FRC} [MPa]$	$f_{ck} [MPa]$
Calotta	800000	100000	5.05	35	8.38
Reni	900000	100000	5.05	35	8.05
Piedritti	1000000	200000	5.05	35	10.04

Tabella 124. Calcolo della resistenza a compressione del calcestruzzo a breve termine-IRS 10 cm

	<b>A<sub>esistente</sub> [mm<sup>2</sup>]</b>	<b>A<sub>FRC</sub> [mm<sup>2</sup>]</b>	<b>fck<sub>esistente</sub> [MPa]</b>	<b>fck<sub>FRC</sub> [MPa]</b>	<b>fck MPa]</b>
Calotta	700000	200000	5.05	35	11.71
Reni	800000	200000	5.05	35	11.04
Piedritti	900000	300000	5.05	35	12.54

Tabella 125. Calcolo della resistenza a compressione del calcestruzzo a breve termine-IRS 20 cm

	<b>A<sub>esistente</sub> [mm<sup>2</sup>]</b>	<b>A<sub>FRC</sub> [mm<sup>2</sup>]</b>	<b>fck<sub>esistente</sub> [MPa]</b>	<b>fck<sub>FRC</sub> [MPa]</b>	<b>fck MPa]</b>
Calotta	600000	300000	5.05	35	15.03
Reni	700000	300000	5.05	35	14.04
Piedritti	800000	400000	5.05	35	15.03

Tabella 126. Calcolo della resistenza a compressione del calcestruzzo a breve termine-IRS 30 cm

I risultati delle verifiche agli SLU sono riportati in Tabella 127, Tabella 128 e Tabella 129. Le verifiche risultano ampiamente soddisfatte in tutti i casi analizzati.

<b>Sezione</b>	<b><math>\sigma_{cp}</math> [MPa]</b>	<b>VRd min</b>	<b>FS [-]</b>
Calotta	4.63	787.5	16495.2
Reni	4.58	780.5	3.7
Piedritti	3.57	864.6	6.5

Tabella 127. Verifiche a taglio per elementi non armati SLU a breve termine-IRS 10 cm

<b>Sezione</b>	<b><math>\sigma_{cp}</math> [MPa]</b>	<b>VRd min</b>	<b>FS [-]</b>
Calotta	4.62	815.6	19517.6
Reni	4.57	809.6	3.8
Piedritti	3.55	886.8	6.2

Tabella 128. Verifiche a taglio per elementi non armati SLU a breve termine-IRS 20 cm

<b>Sezione</b>	<b><math>\sigma_{cp}</math> [MPa]</b>	<b>VRd min</b>	<b>FS [-]</b>
Calotta	4.61	840.8	20333.5
Reni	4.57	834.5	3.8
Piedritti	3.57	914.4	5.8

Tabella 129. Verifiche a taglio per elementi non armati SLU a breve termine-IRS 30 cm

## 6.2.4. Verifiche a taglio a lungo termine

Le verifiche nei confronti dello SLU di taglio a lungo termine sono state realizzate considerando i valori di resistenza a compressione caratteristica del calcestruzzo esistente e dell'IRS degradati, considerando i valori a 100 anni dalla costruzione della galleria. Le resistenze a compressione caratteristiche per i tre diversi interventi sono riportate nella Tabella 130, nella Tabella 131e nella Tabella 132. Anche in questo caso le verifiche sono ampiamente soddisfatte come si evince in Tabella 133, Tabella 134 e Tabella 135.

	$A_{\text{esistente}} [\text{mm}^2]$	$A_{\text{FRC}} [\text{mm}^2]$	$f_{\text{ck}_{\text{esistente}}} [\text{MPa}]$	$f_{\text{ck}_{\text{FRC}}} [\text{MPa}]$	$f_{\text{ck}} [\text{MPa}]$
Calotta	800000	100000	4.3	12.21	5.18
Reni	900000	100000	4.3	12.21	5.09
Piedritti	1000000	200000	4.3	12.21	5.62

Tabella 130. Calcolo della resistenza a compressione del calcestruzzo a lungo termine-IRS 10 cm

	$A_{\text{esistente}} [\text{mm}^2]$	$A_{\text{FRC}} [\text{mm}^2]$	$f_{\text{ck}_{\text{esistente}}} [\text{MPa}]$	$f_{\text{ck}_{\text{FRC}}} [\text{MPa}]$	$f_{\text{ck}} [\text{MPa}]$
Calotta	800000	100000	4.3	12.21	6.06
Reni	900000	100000	4.3	12.21	5.88
Piedritti	1000000	200000	4.3	12.21	6.28

Tabella 131. Calcolo della resistenza a compressione del calcestruzzo a lungo termine-IRS 20 cm

	$A_{\text{esistente}} [\text{mm}^2]$	$A_{\text{FRC}} [\text{mm}^2]$	$f_{\text{ck}_{\text{esistente}}} [\text{MPa}]$	$f_{\text{ck}_{\text{FRC}}} [\text{MPa}]$	$f_{\text{ck}} [\text{MPa}]$
Calotta	800000	100000	4.3	12.21	6.94
Reni	900000	100000	4.3	12.21	6.67
Piedritti	1000000	200000	4.3	12.21	6.94

Tabella 132. Calcolo della resistenza a compressione del calcestruzzo a lungo termine-IRS 30 cm

Sezione	$\sigma_{\text{cp}} [\text{MPa}]$	$VR_{\text{d min}}$	FS [-]
Calotta	4.91	791.1	14649.9
Reni	4.84	781.2	3.8
Piedritti	3.76	843.6	6.1

Tabella 133. Verifiche a taglio per elementi non armati SLU a lungo termine-IRS 10 cm

Sezione	$\sigma_{cp}$ [MPa]	VRd min	FS [-]
Calotta	4.90	800.5	15253.5
Reni	4.84	791.3	3.7
Piedritti	3.75	850.6	6.1

Tabella 134. Verifiche a taglio per elementi non armati SLU a lungo termine-IRS 20

Sezione	$\sigma_{cp}$ [MPa]	VRd min	FS [-]
Calotta	4.90	809.7	16295.5
Reni	4.83	800.4	3.7
Piedritti	3.76	862.3	5.7

Tabella 135. Verifiche a taglio per elementi non armati SLU a lungo termine-IRS 30 cm

## 6.2.5. Commento ai risultati

Dalle verifiche appena illustrate emerge che questa tipologia di intervento strutturale produce un beneficio alla galleria in termini di resistenza al taglio a breve e a lungo termine e di verifiche a pressoflessione nell'area delle reni.

Per le verifiche a pressoflessione a breve e lungo termine nella zona di calotta, in cui gli strati del nuovo rivestimento sono sollecitati prevalentemente a trazione, lo strato di calcestruzzo esistente presenta un livello di degrado talmente avanzato da far sì che, per tutti e tre gli spessori di intervento analizzati, le verifiche risultino non soddisfatte a causa del poco contributo del calcestruzzo esistente ammalorato.

Considerando che per questa tipologia di intervento ha poco senso spingersi oltre certi spessori limite, è possibile affermare che nel caso di calcestruzzo con tassi di degrado molto veloci nel tempo a causa di fenomeni chimici, come ad esempio il dilavamento da calcio, sarà preferibile utilizzare un altro tipo di rinforzo strutturale, come una nuova struttura di sostegno a cui sarà affidata l'intera stabilità della galleria.

## 7. Conclusioni

Lo stato di ammaloramento delle gallerie sul territorio italiano rende necessaria un'attenta e mirata valutazione della sicurezza. Le linee guida per le gallerie del CSLPP forniscono una preziosa risorsa nell'ambito della programmazione degli interventi di manutenzione necessari a garantire la sicura percorrenza delle opere.

Il lavoro di tesi qui presentato è stato dedicato allo studio dei meccanismi di degrado dei rivestimenti delle gallerie esistenti, con particolare riguardo ai rivestimenti in calcestruzzo. Si è poi proceduto all'analisi dell'influenza del decadimento delle proprietà meccaniche del calcestruzzo costituente il rivestimento di una galleria e dell'ammasso roccioso nel tempo, sulle condizioni di sicurezza della galleria stessa.

Le analisi svolte evidenziano come, per il caso delle gallerie, la variazione della sicurezza nel tempo non sia esclusivamente funzione dei fenomeni di degrado del calcestruzzo, ma la qualità dell'ammasso roccioso e la variazione delle sue caratteristiche meccaniche nel tempo sia un aspetto cruciale da tenere in conto durante la valutazione. Risulta quindi evidente che, per un'efficace valutazione di tali fenomeni, sia necessaria un'accurata analisi geotecnica che tenga conto dei fenomeni di weathering e di invecchiamento dell'ammasso roccioso.

La progettazione degli interventi di ripristino delle opere esistenti presenta un livello di complessità molto elevato dato che occorre spesso fronteggiare una scarsa disponibilità di informazioni storiche sui materiali, sulle scelte progettuali e sulle modalità costruttive delle opere in esame. La mancanza di dati relativi alle modalità di costruzione rende necessario l'utilizzo di diverse ipotesi sui carichi, spesso ponendosi in condizioni eccessivamente a favore di sicurezza, le quali rendono il progetto meno accurato e ottimizzato.

Tra le soluzioni proposte, nel presente elaborato è stato analizzato il caso di un intervento di rinforzo strutturale dei rivestimenti che consiste nella fresatura di una parte del rivestimento esistente e nella successiva sostituzione con un nuovo strato di calcestruzzo.

L'analisi parametrica dell'intervento di rinforzo strutturale IRS fa emergere che per casi in cui il livello di degrado del calcestruzzo sia molto avanzato, lo spessore di rinforzo necessario ad assicurare le condizioni di sicurezza è tale da far preferire una soluzione di sostituzione totale del rivestimento, che affida alla sola nuova struttura il sostegno della galleria a lungo termine.

Dall'analisi bibliografica, si osserva che spesso i modelli di degrado adottati considerano che i diversi fenomeni di degrado agiscano singolarmente, senza tenere conto della possibile azione

simultanea di più fenomeni e il loro effetto in termini strutturali. Ciò limita la qualità delle analisi svolte e rende difficile la stima a lungo termine delle proprietà di calcestruzzo e ammasso roccioso.

Secondo alcuni Autori [39], i processi di degrado delle gallerie necessitano di un approccio statistico che tenga conto della molteplicità delle opere situate in una specifica zona e del monitoraggio continuo dell'avanzamento dei fenomeni di degrado dal momento della costruzione e durante la vita utile della struttura. Integrando i dati raccolti durante le ispezioni e i dati relativi agli interventi di manutenzione effettuati negli anni, è possibile stimare in modo accurato la velocità di avanzamento del degrado e realizzare dei modelli predittivi che permettono di automatizzare le operazioni di ispezione e manutenzione per le opere della rete infrastrutturale analizzata.

Ciò evidenzia come, specialmente per le opere di elevata complessità, il livello di conoscenza, la pianificazione di un monitoraggio efficace e la disponibilità di una mole notevole di dati, rappresentino, grazie anche all'avvento di nuove tecnologie come l'intelligenza artificiale, un importante tema di ricerca e una risorsa per i possibili sviluppi futuri.

## Bibliografia

- [1] “Linee guida per la classificazione e la gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio delle gallerie esistenti”. Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici (2022).
- [2] NTC18 (2018) “Norme tecniche per le costruzioni” §6.2.2.
- [3] Wang, Tai-Tien. “Characterizing Crack Patterns on Tunnel Linings Associated with Shear Deformation Induced by Instability of Neighboring Slopes.” *Engineering geology* 115.1 (2010): 80–95. Web.
- [4] F. Sandrone and V. Labiouse. “Analysis of the Evolution of Road Tunnels Equilibrium Conditions with a Convergence–Confinement Approach.” *Rock mechanics and rock engineering* 43.2 (2010): 201–218. Web.
- [5] Q. Ai et al. “Probabilistic Degradation Modelling of Circular Tunnels Assembled from Segmental Linings.” *Structural concrete: journal of the FIB* 17.2 (2016): 257–273. Web.
- [6] V. H. Nguyen. *Couplage dégradation chimique - comportement en compression du béton*. Matériaux. Ecole des Ponts ParisTech, 2005.
- [7] A. Atkinson and Herne, J. A. (1990) *Mechanistic Model for the Durability of Concrete Barriers Exposed to Sulfate Bearing Groundwaters*", *Materials Research Society Symposium Proceedings*, 176, 149–156.
- [8] C. Liu et al. “Analytical Solution of the Long-Term Service Performance of Tunnel Considering Surrounding Rock Rheology and Lining Deterioration Characteristics.” *Yan tu li xue* 42.10 (2021): 2795–2807. Web.
- [9] C. Liu et al. “Long-Term Mechanical Analysis of Tunnel Structures in Rheological Rock Considering the Degradation of Primary Lining.” *Underground space (Beijing)* 10 (2023): 217–232. Web.
- [10] Y. Han and S. Jeong “A Study on the Concrete Lining Behavior Due to Tunnel Deterioration.” *Journal of the Korean Geotechnical Society* 30, no. 4 (April 30, 2014).
- [11] C. Grobbelaar “The Degradation and Failure of Concrete Linings around Water Conveyance Tunnels.” *Tunnelling and underground space technology* 9.1 (1994): 67–71. Web.

- [12] K. Kauffman. “Experimental identification of damage mechanisms in cementitious porous materials on phase transition of pore solution under frost deicing salt attack”. Swiss Federal Institute of Technology Lausanne (EPFL). 2000.
- [13] P. Yang et al. “Numerical Simulation of Frost Heave with Coupled Water Freezing, Temperature and Stress Fields in Tunnel Excavation.” *Computers and geotechnics* 33.6 (2006): 330–340. Web.
- [14] SN EN 206-1 (2000) *Beton—Partie 1: Specification, performances, production et conformité*. SIA, Zurich.
- [15] M. Felitti, L. R. Meca. “Il degrado delle strutture in calcestruzzo armato. Diagnosi, monitoraggio e soluzioni per il recupero”. Maggioli Editori. 2018.
- [16] N. Cefis and C. Comi. “Chemo-Mechanical Modelling of the External Sulfate Attack in Concrete.” *Cement and concrete research* 93 (2017): 57–70. Web.
- [17] H. Lee, M. Cho, J. Lee, and D. Kim. "Prediction Model of Life Span Degradation under Sulfate Attack Regarding Diffusion Rate by Amount of Sulfate Ions in Seawater," *International Journal of Materials, Mechanics and Manufacturing* vol. 1, no. 3, pp. 251-255, 2013.
- [18] R. Tixier and B. Mobasher. “Modeling of Damage in Cement-Based Materials Subjected to External Sulfate Attack. I: Formulation.” *Journal of materials in civil engineering* 15.4 (2003): 305–313. Web.
- [19] M. Usman and R. Galler. “Long-Term Deterioration of Lining in Tunnels.” *International journal of rock mechanics and mining sciences (Oxford, England : 1997)* 64 (2013): 84–89. Web.
- [20] M. Collepardi, S. Collepardi e R. Troli (2022). “Il nuovo calcestruzzo” Treviostampa. 2022.
- [21] B. Gencturk et al. “A Computational Study of the Shear Behavior of Reinforced Concrete Beams Affected from Alkali–Silica Reactivity Damage.” *Materials* 14.12 (2021): 3346-. Web.
- [22] S. Kongshaug et al. “Toward Identifying the ASR-Induced Stresses from Displacement Measurements and Crack Observations—Demonstration on a Beam Bridge in Norway.” *Engineering structures* 263 (2022): 114337-. Web.
- [23] M. Felitti, F. Oliveto. “Generalità, principali patologie e modelli di calcolo di gallerie soggette a degrado per corrosione”. *Ingenio*. 2024.

- [24] J. Sulem, M. Panet, and A. Guenot. “An Analytical Solution for Time-Dependent Displacements in a Circular Tunnel.” *International journal of rock mechanics and mining sciences & geomechanics abstracts* 24.3 (1987): 155–164. Web.
- [25] M. Constantinescu and N. Cristescu. “Creep of Rock-like Materials.” *International journal of engineering science* 21.1 (1983): 45–49. Web.
- [26] E. Boidy, A. Bouvard, and F. Pellet. “Back Analysis of Time-Dependent Behaviour of a Test Gallery in Claystone.” *Tunnelling and underground space technology* 17.4 (2002): 415–424. Web.
- [27] Y. Mori and B. R. Ellingwood. “Reliability-Based Service-Life Assessment of Aging Concrete Structures.” *Journal of structural engineering (New York, N.Y.)* 119.5 (1993): 1600–1621. Web.
- [28] B. Ladanyi, 1974. Use of the long-term strength concept in the determination of ground pressure on tunnel linings. In: *Proceedings of 3rd International Congress on Rock Mechanics, Denver, Colorado*, pp. 1150–1156.
- [29] M. Huisman, Hack, H.R.G.K., Nieuwenhuis, J.D., 2006. Predicting rock mass decay in engineering lifetimes: the influence of slope aspect and climate. *Environ. Eng. Geosci.* 12 (1), 39–51.
- [30] K. Shimamoto, K. Yashiro, Y. Kojima, T. Asakura.” Prediction Method of Tunnel Deformation Using Time-dependent Ground Deterioration Model”., *Quarterly Report of RTRI, 2009, Volume 50, Issue 2, Pages 81-88. Released on J-STAGE June 02, 2009.*
- [31] F. Tating, R. Hack, and V. Jetten. “Engineering Aspects and Time Effects of Rapid Deterioration of Sandstone in the Tropical Environment of Sabah, Malaysia.” *Engineering geology* 159 (2013): 20–30. Web.
- [32] A. Showkati, H. Salari-rad, and M. H. Aghchai. “Predicting Long-Term Stability of Tunnels Considering Rock Mass Weathering and Deterioration of Primary Support.” *Tunnelling and underground space technology* 107 (2021): 103670-. Web.
- [33] Y. M.A. Hashash, et al. “Seismic Design and Analysis of Underground Structures.” *Tunnelling and underground space technology* 16.4 (2001): 247–293. Web.

- [34] UNI EN 1992-1-1 (2004) "Eurocodice 2: Progettazione di costruzioni in calcestruzzo-Sezione 3-Materiali-Tabella 3.1.
- [35] AFTES 1983. Recommandations sur l'emploi de la methode Convergence Confinement. Tunnels et Ouvrages souterrains 59.
- [36] M. S. Power, D. Rosidi, and J. Kaneshiro. "Vol. III Strawman: screening, evaluation, and retrofit design of tunnels. Report Draft." National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, New York (1996).
- [37] NTC18 (2018) "Norme tecniche per le costruzioni" §4.1.11.
- [38] NTC18 (2018) "Norme tecniche per le costruzioni" §4.1.2.3.5.1.
- [39] Q. Ai & Y. Yuan (2018). State-oriented maintenance strategy for deteriorating segmental lining of tunnel. *Journal of Civil Engineering and Management*, 24(6), 469-480.

# Ringraziamenti

A conclusione dell'elaborato, vorrei ringraziare tutte le persone che mi sono state vicine durante questo percorso.

Ringrazio i miei Genitori e mio Fratello, per aver creduto in me e per avermi offerto un supporto che difficilmente può essere espresso a parole.

Ringrazio i miei Nonni, i miei Zii e i miei Cugini, per i bellissimoi ricordi di infanzia che mi hanno accompagnato durante questi anni e che continueranno a farlo.

Ringrazio Lucia, per il costante supporto durante tutto il percorso di magistrale e per essermi stata sempre vicina, trasmettendomi forza e sicurezza.

Ringrazio tutti i miei amici, con i quali ho condiviso innumerevoli esperienze di vita e momenti fantastici nel corso degli anni.

Ringrazio la Professoressa Monica Barbero e il Professor Fabrizio Barpi, per avermi concesso l'opportunità di lavorare a questa Tesi e per i preziosi consigli offerti durante tutto il percorso.

Ringrazio l'Ingegnere Domenico Parisi per la disponibilità, il supporto, gli spunti e la professionalità mostratami durante le mie attività in ufficio.

Ringrazio L'Ingegnere Marco Melcarne, per il suo contributo alla tesi e per avermi guidato nelle fasi legate alla modellazione numerica e alle verifiche strutturali.

Infine, ringrazio tutti i dipendenti di Tecne-Systra SWS Advanced Tunneling, per avermi accolto facendomi sentire parte dell'ufficio.

# Allegato A: Schede di difettosità

## Schede di Valutazione dei Difetti

Difetti relativi alla struttura	
	Difetti causati dalla presenza di acqua Difetti causati dal terreno circostante
<b>1</b>	Deterioramenti nelle sezioni non rivestite Difetti dei materiali di rivestimento (pietra o muratura) Difetti dei materiali di rivestimento (pietra o muratura)
<b>2</b>	Difetti del sistema di impermeabilizzazione, drenaggio e raccolta acque superficiali Difetti relativi agli elementi strutturali e alla geometria della galleria - fessure
<b>3</b>	Difetti relativi agli elementi strutturali e alla geometria della galleria - deformazioni Difetti relativi agli elementi strutturali e alla geometria della galleria - difetti costruttivi Difetti associati al fuoco Difetti associati alla scarsa manutenzione
<b>4</b>	<b>Difetti relativi alla piattaforma stradale o autostradale</b>
<b>5</b>	<b>Difetti relativi agli elementi non strutturali e impianti</b>

**OCCORRE COMPILARE LE SCHEDE DI RILIEVO DEI DIFETTI PER OGNI SINGOLO CONCIO/SEZIONE, OPPORTUNAMENTE IDENTIFICATO.**

Legenda	
<b>G</b>	Gravità del difetto Inserire un valore compreso tra 1 (gravità bassa) e 4 (gravità alta)
<b>Correlazione con altri difetti</b>	
<b>PS g</b>	Pregiudica Statica Globale Inserire il codice dell'eventuale difetto correlato al difetto che si sta rilevando
<b>PS l</b>	Pregiudica Statica Locale spuntare se si ritiene che la presenza del difetto possa compromettere la statica globale dell'opera (per i difetti di gravità 3 e 4)
<b>NA</b>	Non Applicabile spuntare se il difetto non è applicabile alla tipologia di manufatto in esame
<b>NR</b>	Non Rilevabile spuntare se il difetto non si può rilevare mediante ispezione visiva (es. per presenza di vegetazione invasiva, zone non accessibili, ecc.)
<b>NP</b>	Non Presente spuntare se il difetto non è stato rilevato
<b>N° FOTO</b>	Si riporta la numerazione digitale delle foto effettuate allo specifico difetto. Queste ultime sono adeguatamente catalogate, numerate e provviste di didascalie, riportanti la tipologia di difetto che si intende rappresentare e la sua localizzazione nel complesso strutturale; è necessaria, inoltre, una mappatura dei punti di ripresa fotografici.

Scheda Ispezione Gallerie di Livello 1

**1** **Difetti relativi alla struttura** Strada di appartenenza: \_\_\_\_\_ Progressiva km: \_\_\_\_\_  
 Nome galleria \_\_\_\_\_ Data ispezione: \_\_ / \_\_ / \_\_\_\_  
 Tecnico incaricato: \_\_\_\_\_



Codice difetto	Descrizione difetto	A cura dell'ispettore					Giudizio esperto					Note		
		Estensione K1		Intensità K2		N° foto	NA	NR	NP	G	Correlazione con altri difetti		PS g	PS I
		0,2	0,5	1	0,2	0,5	1							
<b>Difetti causati dalla presenza di acqua</b>														
1.1	Stillicidi	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>										
1.2	Venute d'acqua	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>										
1.3	Concrezioni - depositi - incrostazioni	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>										
1.4	Effetti del gelo - tracce di Sali	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>										
1.5	Efflorescenze su malta o calcestruzzo	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>										
<b>Difetti causati dal terreno circostante</b>														
1.6	Vuoti e cavità	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>										
1.7	Deterioramento dei portali di imbocco	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>										
1.8	Instabilità dei pendii	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>										
<b>Deterioramenti nelle sezioni non rivestite</b>														
1.9	Distacco di blocchi da roccia alterata	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>										
1.10	Distacco di porzioni da roccia stratificata	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>										
<b>Difetti dei materiali di rivestimento (pietra o muratura)</b>														
1.11	Deterioramento superficiale a nido d'ape	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>										
1.12	Desquamazione	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>										
1.13	Esfoliazione	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>										
1.14	Distaccamenti dovuti a carichi di compressione	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>										
1.15	Deterioramento dei letti di malta	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>										
<b>Difetti dei materiali di rivestimento (calcestruzzo)</b>														
1.16	Scheggiatura - distacchi	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>										
1.17	Rigonfiamenti	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>										
1.18	Lesioni e distacchi per carichi di compressione	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>										
1.19	Lesioni e distacchi per corrosione delle armature	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>										
1.20	Deterioramento del calcestruzzo proiettato	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>										
Eventuali note														

NB Le schede individuano le informazioni ed i dati che le stesse devono riportare, per la loro compilazione si può ricorrere a procedure informatizzate

Scheda Ispezione Gallerie di Livello 1

2	Difetti relativi alla struttura		Strada di appartenenza: _____		Progressiva km: _____								
	Nome galleria _____		Tecnico incaricato: _____		Data ispezione: ___/___/___								
IDENTIFICATIVO CONCIO/SEZIONE: _____							MIMS Ministero delle Infrastrutture e della Mobilità Sostenibile						
Codice difetto	Descrizione difetto	A cura dell'ispettore					Giudizio esperto			Note			
		Estensione K1		Intensità K2		N° foto	NA	NR	NP		G	Correlazione con altri difetti	PS G
Difetti del sistema di impermeabilizzazione, drenaggio e raccolta acque superficiali													
2.1	Insufficienza del sistema di smaltimento delle acque	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
2.2	Deterioramento del drenaggio di intradosso	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
2.3	Deterioramento del sistema di drenaggio e raccolta delle acque a tergo del rivestimento di calotta	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
2.4	Deterioramento del sistema di raccolta delle acque della piattaforma autostradale	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
2.5	Deterioramento delle membrane impermeabilizzanti all'estradosso del rivestimento definitivo	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
2.6	Deterioramento degli schermi di protezione (onduline)	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
2.7	Rigonfiamento della membrana impermeabile all'intradosso	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
2.8	Deterioramento dei rivestimenti in malta all'intradosso	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
2.9	Deterioramento dei pannelli isolanti impermeabili	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
2.10	Deterioramento dei waterstop costituiti da cordoli idroespansivi	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Eventuali note													

NB Le schede individuano le informazioni ed i dati che le stesse devono riportare, per la loro compilazione si può ricorrere a procedure informatizzate

Scheda Ispezione Gallerie di Livello 1

**3** **Difetti relativi alla struttura** Strada di appartenenza: \_\_\_\_\_ Progressiva km: \_\_\_\_\_  
 Nome galleria \_\_\_\_\_ Tecnico incaricato: \_\_\_\_\_ Data ispezione: \_\_/\_\_/\_\_\_\_  
**IDENTIFICATIVO CONCIO/SEZIONE:** \_\_\_\_\_



Codice difetto	Descrizione difetto	A cura dell'ispettore						Giudizio esperto			Note			
		Estensione K1		Intensità K2		N° foto	NA	NR	NP	G		Correlazione con altri difetti	PS g	PS l
		0,2	0,5	1	0,2	0,5	1							
<b>Difetti relativi agli elementi strutturali e alla geometria della galleria - fessure</b>														
3.1	Fessure orizzontali	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>										
3.2	Fessure diagonali	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>										
3.3	Fessure verticali	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>										
3.4	Fessure da ritiro	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>										
3.5	Fessure curvilinee	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>										
<b>Difetti relativi agli elementi strutturali e alla geometria della galleria - deformazioni</b>														
3.6	Abbassamento in chiave - deformazione simmetrica - deformazione asimmetrica	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>										
3.7	Imbozzamento localizzato	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>										
3.8	Disassamento dei conci murari	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>										
3.9	Deterioramento dell'arco rovescio	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>										
3.10	Rottura dell'arco (reni, calotta)	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>										
<b>Difetti relativi agli elementi strutturali e alla geometria della galleria - difetti costruttivi</b>														
3.11	Scavo localizzato per cariche esplosive instabile	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>										
3.12	Presenza di vuoti in prossimità dell'intradosso del rivestimento	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>										
3.13	Sgretolamenti - vespai	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>										
3.14	Deterioramento dei giunti in calcestruzzo	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>										
3.15	Difetti della superficie nel calcestruzzo	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>										
<b>Difetti associati al fuoco</b>														
3.16	Danneggiamenti dovuti ad incendio	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>										
<b>Difetti associati alla scarsa manutenzione</b>														
3.17	Scarsa manutenzione, ripristini ammalorati, canalette ammalorate o inefficienti	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>										
Eventuali note														

NB Le schede individuano le informazioni ed i dati che le stesse devono riportare, per la loro compilazione si può ricorrere a procedure informatizzate

Scheda Ispezione Gallerie di Livello 1

**4** Difetti relativi alla piattaforma stradale/autostradale

Nome galleria \_\_\_\_\_

Strada di appartenenza: \_\_\_\_\_

Progressiva km: \_\_\_\_\_

Tecnico incaricato: \_\_\_\_\_

Data ispezione: \_\_/\_\_/\_\_\_\_



Ministero delle Infrastrutture e della Mobilità Sostenibile

**IDENTIFICATIVO CONCIO/SEZIONE:** \_\_\_\_\_

Codice difetto	Descrizione difetto	A cura dell'ispettore										Giudizio esperto			Note	
		Estensione K1		Intensità K2			N° foto	NA	NR	NP	G	Correlazione con altri difetti	PS G	PS I		
		0,2	0,5	1	0,2	0,5										1
4.1	Ondulazioni longitudinali	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>										
4.2	Ondulazioni trasversali	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>										
4.3	Avvallamenti di vaste superfici	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>										
4.4	Depressioni localizzate	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>										
4.5	Fessurazioni longitudinali	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>										
4.6	Fessurazioni ramificate	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>										
4.7	Presenza di buche	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>										
4.8	Risalita sul piano viabile di materiale	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>										
4.9	Dissesti ai giunti delle sovrastrutture in calcestruzzo	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>										
4.10	Dissesti della lastra in calcestruzzo	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>										
4.11	Riduzione dell'aderenza	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>										
4.12	Dissesti della banchina dx	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>										
4.13	Dissesti della banchina sx	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>										
4.14	Dissesti del marciapiede dx	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>										
4.15	Dissesti del marciapiede sx	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>										
4.16	Disallineamento segnaletica orizzontale	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>										
4.17	Disallineamento segnaletica verticale	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>										
Eventuali note																

NB Le schede individuano le informazioni ed i dati che le stesse devono riportare, per la loro compilazione si può ricorrere a procedure informatizzate

**Scheda Ispezione Gallerie di Livello 1**

**Difetti relativi agli elementi non strutturali e impianti**



Nome galleria \_\_\_\_\_ Strada di appartenenza: \_\_\_\_\_ Progressiva km: \_\_\_\_\_  
 Tecnico incaricato: \_\_\_\_\_ Data ispezione: \_\_\_\_ / \_\_\_\_ / \_\_\_\_

**IDENTIFICATIVO CONCIO/SEZIONE:** \_\_\_\_\_

Codice difetto	Descrizione difetto	A cura dell'ispettore						Giudizio esperto			Note			
		Estensione K1		Intensità K2		N° foto	NA	NR	NP	G		Correlazione con altri difetti	PS g	PS I
		0,2	0,5	1	0,2									
5.1	Deterioramento di lastre e tamponature	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>											
5.2	Instabilità del sistema di ancoraggio/supporto	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>											
Eventuali note														

NB Le schede individuano le informazioni ed i dati che le stesse devono riportare, per la loro compilazione si può ricorrere a procedure informatizzate