

POLITECNICO DI MILANO  
Scuola di Ingegneria Civile, Ambientale e Territoriale  
Corso di Ingegneria Civile



Analisi numeriche 3D FEM relative alla  
valutazione della stabilità dell'ex cava di  
gesso Prete Santo a San Lazzaro di  
Savena (BO)

**Relatore:**

Prof. Ing. Claudio di Prisco

**Correlatori:**

Prof. Ing. Riccardo Castellanza

Ing. Gabriele Frigerio

Tesi di Laurea di:

Luca Benvenuti

764996

Anno Accademico 2011-2012

Quest'opera è stata rilasciata con licenza Creative Commons Attribuzione - Non commerciale 2.5 Italia. Per leggere una copia della licenza visita il sito web <http://creativecommons.org/licenses/by-nc/2.5/it/> o spedisci una lettera a Creative Commons, 171 Second Street, Suite 300, San Francisco, California, 94105, USA.

*Milano, Dicembre 2012*

Le cose fuori del loro stato naturale né vi si adagiano né vi durano.

— Giambattista Vico

Dedicata alla mia famiglia.



# Indice

<b>1</b>	<b>Il Sito</b>	<b>1</b>
1.1	Inquadramento geologico ed idrogeologico . . . . .	1
1.2	Descrizione della miniera . . . . .	2
<b>2</b>	<b>Degrado del gesso</b>	<b>7</b>
2.1	Cause dell'invecchiamento . . . . .	7
2.1.1	Fattori interni . . . . .	7
2.1.2	Fattori esterni . . . . .	8
2.2	Dati bibliografici sul gesso . . . . .	8
2.2.1	Proprietà cristallografiche . . . . .	8
2.2.2	Proprietà fisico-chimiche . . . . .	9
2.3	Modellazione del processo di dissoluzione del gesso . . . . .	10
2.3.1	Termine advettivo . . . . .	10
2.3.2	Termine diffusivo-dispersivo . . . . .	11
2.3.3	Interazioni soluto-solvente . . . . .	11
2.3.4	Reazione di dissoluzione del gesso . . . . .	11
2.3.5	Termini reattivi . . . . .	12
<b>3</b>	<b>Prove sperimentali su provini di gesso</b>	<b>13</b>
3.1	Materiale non degradato . . . . .	13
3.1.1	Monoassiali . . . . .	13
3.1.1.1	Primo carotaggio . . . . .	14
3.1.1.2	Secondo carotaggio . . . . .	15
3.1.1.3	Terzo carotaggio . . . . .	16
3.1.2	Brasiliane . . . . .	18
3.1.2.1	Primo carotaggio . . . . .	19
3.1.2.2	Secondo carotaggio . . . . .	19
3.1.2.3	Terzo carotaggio . . . . .	19
3.1.3	Triassiali . . . . .	19
3.2	Bassa degradazione . . . . .	22
3.2.1	Degradazione in laboratorio . . . . .	23
3.2.1.1	Prima campagna . . . . .	23
3.2.1.2	Seconda campagna . . . . .	24
3.2.2	Degradazione in sito . . . . .	25
3.2.2.1	Monoassiali . . . . .	26
3.2.2.2	Brasiliane . . . . .	27
3.3	Elevata degradazione . . . . .	28

3.3.1	Degrado in acqua corrente . . . . .	28
3.3.2	Creep sotto flusso . . . . .	30
3.3.2.1	Prima prova: immersione continua . . . . .	31
3.3.2.2	Seconda prova: ciclo di asciutto bagnato . . . . .	32
<b>4</b>	<b>Modellazione matematica del degrado</b>	<b>35</b>
4.1	Descrizione del modello . . . . .	35
4.1.1	Diffusione umida . . . . .	35
4.1.2	Analisi assialsimmetrica . . . . .	36
4.2	Realizzazione del modello . . . . .	36
4.2.1	Prima serie: Degradazione in acqua in quiete . . . . .	38
4.2.2	Seconda serie: Degradazione in acqua corrente . . . . .	38
4.2.3	Terza serie: Degradazione in acqua in sito . . . . .	39
4.3	Analisi dei risultati ottenuti . . . . .	40
<b>5</b>	<b>Determinazione dei valori di resistenza</b>	<b>41</b>
5.1	Criteri di rottura utilizzati . . . . .	41
5.1.1	Hoek-Brown . . . . .	41
5.1.2	Hoek-Brown generalizzato . . . . .	42
5.1.3	Mohr-Coulomb . . . . .	44
5.1.4	Strain-softening . . . . .	45
5.2	Determinazione dei parametri dei criteri utilizzati . . . . .	47
5.2.1	Hoek-Brown . . . . .	47
5.2.2	Mohr-Coulomb . . . . .	50
5.2.3	Strain-softening . . . . .	52
<b>6</b>	<b>Modello tridimensionale</b>	<b>55</b>
6.1	Costruzione del modello . . . . .	55
6.1.1	I livelli minerari . . . . .	57
6.1.2	Profilo topografico . . . . .	57
6.1.3	I pilastri . . . . .	58
6.1.4	Metodo degli elementi finiti . . . . .	58
6.2	Aggiornamento del modello . . . . .	61
6.2.1	Ricostruzione del profilo topografico . . . . .	61
6.2.2	Individuazione dei siti di carotaggio e delle abitazioni . . . . .	62
6.2.3	Infittimento della mesh . . . . .	62
6.2.4	Ricostruzione dei profili stratigrafici . . . . .	63
6.2.5	Ulteriore aggiornamento del modello . . . . .	64
<b>7</b>	<b>Analisi tridimensionale</b>	<b>65</b>
7.1	Analisi preliminari . . . . .	65
7.1.1	Analisi elastica lineare . . . . .	65
7.1.1.1	Determinazione del fattore di sicurezza . . . . .	66
7.1.1.2	Confronto con il modello matematico . . . . .	68
7.1.2	Analisi elasto-plastica . . . . .	68
7.2	Analisi sul singolo pilastro . . . . .	69
7.2.1	Fattore di forma . . . . .	69

7.2.1.1	Modellazione prova a carico controllato . . . . .	69
7.2.1.2	Risultati ottenuti . . . . .	70
7.2.1.3	Modellazione prova a spostamenti controllati . . . . .	70
7.2.1.4	Risultati ottenuti . . . . .	71
7.2.1.5	Ulteriore modellazione prova a spostamenti controllati	71
7.2.1.6	Risultati ottenuti . . . . .	72
7.2.2	Effetti della degradazione . . . . .	72
7.2.2.1	Modellazione prova a spostamenti controllati . . . . .	73
7.2.2.2	Risultati ottenuti . . . . .	73
7.2.3	Modellazione del nucleo intatto . . . . .	74
7.2.3.1	Confronto fra i modelli di nucleo . . . . .	74
7.2.4	Con criterio strain softening . . . . .	74
7.2.4.1	Validazione parametri . . . . .	75
7.2.4.2	Ulteriore confronto fra i modelli di nucleo . . . . .	75
7.2.4.3	Interfaccia . . . . .	76
7.2.5	Effetto dei vincoli . . . . .	78
7.3	Analisi di collasso . . . . .	79
7.3.1	Individuazione delle fasi di collasso . . . . .	80
7.3.2	Modalità di esecuzione . . . . .	83
7.3.3	Risultati ottenuti dalle analisi . . . . .	83
7.3.3.1	Sforzi verticali . . . . .	84
7.3.3.2	Deformazioni plastiche . . . . .	91
7.3.3.3	Cedimenti . . . . .	96
<b>8</b>	<b>Progetto di stabilizzazione</b>	<b>103</b>
8.1	Prime ipotesi d'intervento . . . . .	103
8.2	Primo intervento . . . . .	104
8.2.1	Confinamento in calcestruzzo . . . . .	104
8.3	Secondo intervento . . . . .	106
8.3.1	Geosintetico . . . . .	107
<b>9</b>	<b>Analisi degli interventi</b>	<b>111</b>
9.1	Analisi 3D sul singolo pilastro . . . . .	111
9.1.1	Spostamento controllato . . . . .	111
9.1.1.1	Confinato in calcestruzzo . . . . .	112
9.1.1.2	Confinato con il geosintetico . . . . .	112
9.1.2	Modellazione della volta . . . . .	114
9.2	Analisi 2D su una sezione d'interesse . . . . .	115
9.3	Analisi 3D sull'intero sito . . . . .	117
9.3.1	Modalità di esecuzione . . . . .	118
9.3.2	Risultati ottenuti dalle analisi . . . . .	118
9.3.2.1	Sforzi verticali con e senza interventi . . . . .	119
9.3.2.2	Deformazioni plastiche con e senza interventi . . . . .	125
9.3.2.3	Cedimenti con e senza interventi . . . . .	130
<b>10</b>	<b>Conclusioni</b>	<b>137</b>

<b>A Schede tecniche del geosintetico</b>	<b>139</b>
<b>Bibliografia</b>	<b>145</b>



# Elenco delle figure

1.1	Mappa . . . . .	1
1.2	Inquadramento del sito . . . . .	2
1.3	Foto aeree . . . . .	2
1.4	Ingressi del sito . . . . .	3
1.5	Camera del livello superiore . . . . .	3
1.6	Camera del livello inferiore . . . . .	4
1.7	I livelli della miniera . . . . .	4
1.8	Sezione della cava . . . . .	5
1.9	Dettagli dei livelli . . . . .	5
1.10	Il sistema carsico Acquafredda . . . . .	6
2.1	Il minerale gesso . . . . .	9
3.1	Prova monoassiale . . . . .	14
3.2	Provini e Blocco . . . . .	14
3.3	Andamento dello sforzo di compressione monoassiale a rottura al variare della profondità di prelevamento dei campioni di gesso . . . . .	15
3.4	Andamento del modulo di elasticità secante al variare della profondità di prelevamento dei campioni di gesso . . . . .	16
3.5	Prova brasiliana . . . . .	18
3.6	Andamento dello sforzo di resistenza a trazione indiretta al variare della profondità di prelevamento dei campioni di gesso . . . . .	21
3.7	Sforzi principali in rapporto alle deformazioni della prova triassiale . . . . .	22
3.8	Cerchi di Mohr identificanti gli stati tensionali a rottura . . . . .	22
3.9	Prima campagna a bassa degradazione . . . . .	23
3.10	Andamento dello sforzo massimo al variare del tempo di degradazione . . . . .	24
3.11	Cassette contenitive . . . . .	25
3.12	Degradazione in sito di provini snelli . . . . .	26
3.13	Degradazione in sito di provini tozzi . . . . .	27
3.14	Apparecchio per degrado in acqua corrente . . . . .	28
3.15	Degrado in acqua corrente . . . . .	29
3.16	Strumentazione complessiva . . . . .	30
3.17	Dettagli della strumentazione . . . . .	31
3.18	Degrado sotto flusso del provino 49 . . . . .	31
3.19	Prova di creep sotto flusso del provino 49 . . . . .	32
3.20	Prova di creep sotto flusso del provino 41 . . . . .	33
4.1	Modellazione della degradazione in acqua in quiete . . . . .	37

4.2	Modellazione della degradazione in acqua corrente . . . . .	38
4.3	Modellazione della degradazione in acqua in sito . . . . .	39
5.1	Linee guida per la stima del fattore di disturbo D . . . . .	43
5.2	Inviluppo di rottura . . . . .	44
5.3	Modello strain softening . . . . .	46
5.4	Inviluppo di rottura Hoek-Brown per il materiale gesso intatto . . .	48
5.5	Suddivisione dei livelli . . . . .	49
5.6	Inviluppo di rottura Hoek-Brown per il materiale gesso intermedio .	49
5.7	Inviluppo di rottura Hoek-Brown per il materiale gesso inferiore . .	50
5.8	Valori forniti dai parametri di H-B a confronto con i risultati speri- mentali . . . . .	51
5.9	Inviluppi di rottura e cerchi di Mohr per i 3 materiali . . . . .	52
5.10	Inviluppi di rottura con strain softening e cerchi di Mohr per i 3 materiali . . . . .	54
6.1	Livelli minerari . . . . .	56
6.2	Profilo topografico . . . . .	57
6.3	Numerazione dei pilastri . . . . .	58
6.4	Pilastro 7 del primo livello . . . . .	59
6.5	Primo modello di mesh . . . . .	61
6.6	Aggiornamento del profilo topografico . . . . .	62
6.7	Inviduazione del sondaggio . . . . .	62
6.8	Secondo modello di mesh . . . . .	63
6.9	Modello D . . . . .	64
7.1	Sforzi verticali in campo elastico . . . . .	66
7.2	Fattore di sicurezza . . . . .	67
7.3	Variazione del fattore di sicurezza nel tempo . . . . .	67
7.4	Rigidezza e resistenza di L3 P04 con differenti modelli . . . . .	68
7.5	Plasticizzazioni nel secondo livello con il procedere del degrado . . .	69
7.6	Effetto del fattore di forma . . . . .	70
7.7	Deformazioni plastiche, rigidezza e resistenza di L3 P04 con diversi modelli . . . . .	71
7.8	Rigidezza e resistenza di L3 P04 con differenti modelli . . . . .	72
7.9	Rigidezza e resistenza di L3 P04 al procedere del degrado . . . . .	73
7.10	Modelli a nucleo intatto . . . . .	74
7.11	Confronto fra i modelli di nucleo . . . . .	75
7.12	Deformazioni plastiche, rigidezza e resistenza di L2 P13 con diversi materiali . . . . .	76
7.13	Deformazioni plastiche, rigidezza e resistenza di L2 P13 con diversi modelli . . . . .	77
7.14	Grafici di valutazione dei modelli di nucleo . . . . .	77
7.15	Effetti dell'interfaccia . . . . .	78
7.16	Effetti dei vincoli . . . . .	79
7.17	Pilastri del terzo livello con i minori FS e pilastri del secondo livello sovrastanti . . . . .	80

7.18	Collasso di L3 P03 . . . . .	81
7.19	Effetto del collasso di L3 P04 . . . . .	81
7.20	Collasso di L3 P05 . . . . .	82
7.21	Collasso prima soletta . . . . .	82
7.22	Collasso di L3 P17 . . . . .	82
7.23	Collasso di L3 P08 . . . . .	83
7.24	Sezioni d'interesse . . . . .	84
7.25	Sforzi verticali nelle condizioni attuali . . . . .	85
7.26	Sforzi verticali a seguito del collasso del terzo pilastro del terzo livello	86
7.27	Sforzi verticali a seguito del collasso del quarto pilastro del terzo livello	87
7.28	Sforzi verticali a seguito del collasso del quinto pilastro del terzo livello	88
7.29	Sforzi verticali a seguito del collasso dei pilastri 1, 2 e 6 del terzo livello	89
7.30	Sforzi verticali a seguito del collasso dei pilastri 7 e 9 del terzo livello	90
7.31	Def. plastiche a seguito del collasso del terzo pilastro del terzo livello	91
7.32	Def. plastiche a seguito del collasso del quarto pilastro del terzo livello	92
7.33	Def. plastiche a seguito del collasso del quinto pilastro del terzo livello	93
7.34	Def. plastiche a seguito del collasso dei pilastri 1, 2 e 6 del terzo livello	94
7.35	Def. plastiche a seguito del collasso dei pilastri 7 e 9 del terzo livello	95
7.36	Cedimenti nel punto A nelle varie fasi . . . . .	96
7.37	Cedimenti nel punto B nelle varie fasi . . . . .	96
7.38	Cedimenti nel punto C nelle varie fasi . . . . .	97
7.39	Cedimenti nel punto D nelle varie fasi . . . . .	97
7.40	Cedimenti a seguito del collasso del terzo pilastro del terzo livello .	98
7.41	Cedimenti a seguito del collasso del quarto pilastro del terzo livello	99
7.42	Cedimenti a seguito del collasso del quinto pilastro del terzo livello .	100
7.43	Cedimenti a seguito del collasso dei pilastri 1, 2 e 6 del terzo livello	101
7.44	Cedimenti a seguito del collasso dei pilastri 7 e 9 del terzo livello . .	102
8.1	Interventi sul livello superiore . . . . .	105
8.2	Cerchiature . . . . .	106
8.3	Interventi sul livello intermedio . . . . .	107
8.4	Intervento di confinamento . . . . .	108
9.1	Effetto dell'applicazione del confinamento in cls . . . . .	112
9.2	Effetto dell'applicazione di conf. con bande . . . . .	113
9.3	Cerchiature . . . . .	114
9.4	Effetto dell'applicazione di cerchiatura e confinamento . . . . .	115
9.5	Sezione C . . . . .	116
9.6	Sforzi verticali nei 3 casi dell'analisi 2D . . . . .	116
9.7	Deformazioni plastiche nei 3 casi dell'analisi 2D . . . . .	117
9.8	Sezione D . . . . .	118
9.9	Sforzi attualmente presenti in sito . . . . .	119
9.10	Sforzi a seguito del collasso del pilastro 3 del terzo livello . . . . .	120
9.11	Sforzi a seguito del collasso dei pilastri 1, 2 e 6 del terzo livello . . .	121
9.12	Sforzi a seguito del collasso dei pilastri 7 e 9 del terzo livello . . . .	122
9.13	Sforzi a seguito del collasso dei rimanenti pilastri del terzo livello . .	123

9.14	Sforzi a seguito del collasso dei rimanenti pilastri del primo e secondo livello . . . . .	124
9.15	Deformazioni plastiche a seguito del collasso del pilastro 3 del terzo livello . . . . .	125
9.16	Deformazioni plastiche a seguito del collasso dei pilastri 1, 2 e 6 del terzo livello . . . . .	126
9.17	Deformazioni plastiche a seguito del collasso dei pilastri 7 e 9 del terzo livello . . . . .	127
9.18	Deformazioni plastiche a seguito del collasso dei rimanenti pilastri del terzo livello . . . . .	128
9.19	Deformazioni plastiche a seguito del collasso dei rimanenti pilastri del primo e secondo livello . . . . .	129
9.20	Cedimenti a seguito del collasso del pilastro 3 del terzo livello . . .	130
9.21	Cedimenti a seguito del collasso dei pilastri 1, 2 e 6 del terzo livello	131
9.22	Cedimenti a seguito del collasso dei pilastri 7 e 9 del terzo livello . .	132
9.23	Cedimenti a seguito del collasso dei rimanenti pilastri del terzo livello	133
9.24	Cedimenti a seguito del collasso dei rimanenti pilastri del primo e secondo livello . . . . .	134
9.25	Riduzione % cedimenti con i vari interventi nelle varie fasi . . . . .	135
A.1	Geolon Pagina 1 . . . . .	139
A.2	Geolon Pagina 2 . . . . .	140
A.3	Geolon Pagina 3 . . . . .	141
A.4	Geolon Pagina 4 . . . . .	142
A.5	Geolon Pagina 5 . . . . .	143
A.6	Geolon Pagina 6 . . . . .	144

## Elenco delle tabelle

3.1	Risultati ottenuti da prove di compressione monoassiale nella seconda campagna sperimentale . . . . .	17
3.2	Parametri delle prove monoassiali dei provini del terzo carotaggio .	18
3.3	Risultati ottenuti da prove brasiliane nella seconda campagna sperimentale . . . . .	20
3.4	Parametri delle prove brasiliane dei provini del terzo carotaggio . .	21
3.5	Parametri delle prove monoassiali dei provini degradati del terzo carotaggio . . . . .	24

3.6	Parametri delle prove brasiliane dei provini degradati del terzo carotaggio . . . . .	25
5.1	Parametri dell'involuppo di rottura Hoek-Brown per il gesso intatto	48
5.2	Parametri dell'involuppo di rottura Hoek-Brown per il gesso intermedio	50
5.3	Parametri dell'involuppo di rottura Hoek-Brown per il gesso inferiore	50
5.4	Parametri equivalenti del criterio di rottura di Mohr-Coulomb . . .	51
5.5	Parametri equivalenti del criterio di rottura di Mohr-Coulomb definitivi	53
5.6	Parametri equivalenti del criterio di rottura strain softening definitivi	53
8.1	Geosintetico . . . . .	109



# Abstract

L'ex cava Prete Santo di San Lazzaro di Savena, complesso estrattivo ormai abbandonato, è da tempo oggetto di attenzione da parte delle autorità, in quanto si è osservato che il materiale gesso che costituisce la miniera è soggetto a degradazione progressiva.

Infatti ciò che le autorità temono è la propagazione del processo sino a coinvolgere, seppure marginalmente, le unità abitative poste in superficie.

In questa tesi sono contestualizzate e discusse le evidenze sperimentali ottenute esaminando il materiale prelevato dall'ex cava. Esse hanno permesso di determinare i valori di resistenza del materiale in sito e di effettuare analisi numeriche 3D agli Elementi Finiti, così da definire i possibili scenari di collasso.

Sono stati anche considerati gli interventi di mitigazione del rischio, basati sull'utilizzo di cerchiature in calcestruzzo e geosintetici ad alta resistenza.

# Abstract in english

An abandoned gypsum cave, Prete Santo in the town of San Lazzaro di Savena (BO), has been under observation by local authorities for many years, because the gypsum, which is the mine's constituent, is subjected to gradual degradation.

The authorities believe that the propagation could extend until the involvement, even if marginally, of the the residential area on its surface.

Here we discussed the experimental evidence gained through focused investigation of the directly collected cave materials, and calculated the in situ strength values allowing to perform a 3D Finite Element analysis to model the possible scenarios. Moreover, we examined the main risk reduction action plans, based on the application of circular structures in concrete and high-performance geocomposites.





*One equal temper of heroic hearts,  
Made weak by time and fate, but strong in will  
To strive, to seek, to find, and not to yield.*

— Alfred Tennyson

## Ringraziamenti

Il primo ringraziamento va sicuramente ai componenti della mia famiglia, Daniela, Fabrizio e Nicolò, che mi hanno permesso di raggiungere l'obiettivo della laurea magistrale in ingegneria, sostenendomi sia moralmente che materialmente, per questi cinque lunghi anni (e sopportandomi anche!).

Voglio quindi ringraziare i relatori: il Prof. Claudio di Prisco, le sue approfondite lezioni e le lunghe discussioni davanti ai risultati del software mi hanno permesso di esaminare con spirito critico i problemi da affrontare e i percorsi da seguire, e contemporaneamente le sue spiegazioni sostenevano le mie interpretazioni più deboli o rimettevano sulla retta via un sentiero ingegneristicamente tortuoso; il Prof. Castellanza, che seppure fra mille impegni, è riuscito sempre a considerare i miei risultati e a suggerirmi nuove ipotesi di modellazione, oltre a spiegarmi il funzionamento del software Midas GTS, adorato profondamente da tutto il Dipartimento di Ingegneria Strutturale del Politecnico, e mi ha anche prestato la sua workstation per eseguirlo; quindi l'Ing. Frigerio, che oltre a collaborare con me per lo sviluppo del modello, e a permettermi di usare la parte più grafica del software, ha analizzato anche i risultati dei primi modelli completi antecedentemente alla visione da parte dei Professori; infine il Prof. Berry dell'università di Bologna, che ha fornito un'ulteriore punto di vista.

Ringrazio quindi tutti coloro che mi hanno fornito i dati sperimentali per la determinazione delle proprietà dei materiali, Flessati, Frassinella, Castelletti (con cui ho svolto la tesi triennale), Breviario, Ossola e Bedani, ultimo, ma non ultimo, che ringrazio anche per avermi passato i primi modelli di tentativo.

Ringrazio anche il geologo Gianmarco Orlandi, che ha valutato i rischi idrogeologici, progettato gli interventi di salvaguardia, e ha collaborato per indirizzare la modellazione su risultati che potessero essere concretamente utilizzati, il suo collega Spada, che dall'alto della sua esperienza pluriennale mi ha dato preziosi suggerimenti e indicazioni, e il geologo Fabrizio Giorgini della Subsoil, che ha materialmente effettuato i carotaggi.

Va quindi ringraziato l'Ing. Bianchini della Tencate s.p.a., che mi ha fornito con brevissimo preavviso le schede tecniche necessarie per studiare l'intervento e sviluppare l'analisi, l'Ing. Spini che ha dimensionato le cerchiature e l'Ing. Giussani che mi ha aiutato ad idealizzarle.

Luca Flessati e Francesco Frassinella verranno ulteriormente ringraziati per avermi sopportato l'ultimo anno in appartamento con loro, e di questo ringrazio anche Elisabetta Frassinella, e dato una mano con la revisione finale e mi hanno dato una grande mano sia nella parte iniziale della tesi, sia nella preparazione dei progetti per gli ultimi esami.

Ringrazio nuovamente anche mio fratello Nicolò e mia mamma Daniela, che hanno corretto gli errori d'ortografia e battitura sparsi per la tesi.

Un ringraziamento va anche a Stefano Sandrone, che, oltre ad aver revisionato i miei abstract, è stato un caro amico e compagno d'avventure in questi cinque anni.

Un ringraziamento finale va anche alla workstation, fusa per il troppo uso, ma non alla Fujitsu, che poteva fare un modello più affidabile.

*Milano, Dicembre 2012*

L. B.

# Introduzione

Il rischio associato ai processi degradativi, in atto presso il complesso estrattivo abbandonato Prete Santo di San Lazzaro di Savena, è dominato dalla presenza di numerose abitazioni al di sopra di esso.

Il conglomerato gessoso nel quale è stata scavata la miniera è infatti attualmente soggetto a degrado, quest'ultimo governato dalla presenza di acqua e aria umida: progressivamente i legami intergranulari si rompono, trasformando l'ammasso roccioso in un deposito di materiale incoerente.

A seguito del degrado si modifica la situazione tenso-deformativa del sito, che può potenzialmente portare a cedimenti nei pressi dell'abitato.

L'obiettivo primario di questo elaborato di laurea è sviluppare analisi tridimensionali agli elementi finiti, al fine di studiare la situazione attuale del sito e valutare gli effetti dei possibili interventi che potrebbero essere realizzati, con lo scopo di mitigare il rischio.

L'elaborato sarà articolato come segue.

**Il capitolo I** offre un inquadramento generale del sito, ripercorrendo la storia pregressa del complesso minerario, e delle principali problematiche in essere; esse sono connesse principalmente all'uso di esplosivo e all'intercettazione di un collettore carsico nel periodo antecedente la chiusura (1976).

**Il capitolo II** riassume brevemente le caratteristiche del minerale gesso, per poi introdurre la teoria inerente al fenomeno della dissoluzione.

**Il capitolo III** espone le prove sperimentali, monoassiali, brasiliane e triassiali, a differenti condizioni di danno, che sono state effettuate sul gesso del sito da Flessati e Frassinella [19], Benvenuti e Castelletti [4], Bedani [3], Breviaro e Ossola [9]. Queste ultime due campagne sono state svolte con la collaborazione dell'Ing. Frigerio, volendo verificare il degrado causato dall'acqua, confrontando materiale intatto e gesso degradato in laboratorio, a bassa e ad elevata velocità.

**Nel capitolo IV** la modellazione matematica del degrado chemo-meccanico delle anidriti, sviluppata da Castellanza, Nova e Gerolymatou [11], viene estesa al gesso, permettendo di stimare la progressiva diminuzione dello sforzo limite sopportabile da un pilastro del complesso minerario.

**Il capitolo V** espone brevemente i principali modelli costitutivi utilizzati, Hoek-Brown, Mohr-Coulomb e strain-softening, utilizzando poi i risultati delle prove

sperimentali per determinare i valori di resistenza del materiale gesso in sito per ciascuno dei modelli.

**Nel capitolo VI** è illustrato il percorso che si è seguito per sviluppare un modello tridimensionale agli EF del sito, al fine di conoscerne la situazione tenso-deformativa, con particolare riguardo ai profili topografico e stratigrafico, ai livelli ed ai pilastri minerari.

**Nel capitolo VII** vengono sviluppate analisi tridimensionali FEM: analisi preliminari sull'intero modello al fine di determinare il fattore di sicurezza del sito e le più rilevanti zone plasticizzate; successivamente su un singolo pilastro per valutare l'influenza di diversi modelli e l'effetto del degrado, infine sull'intero modello con un'analisi di collasso.

**Il capitolo VIII** presenta gli interventi di stabilizzazione che potrebbero essere effettuati a fini di salvaguardia, che consistono principalmente nell'utilizzo di materiale di riempimento, cerchiature in calcestruzzo e cerchiature attive in geosintetico ad alte prestazioni.

**Il capitolo IX** valuta le differenze in caso di collasso fra la situazione attuale e quella in cui venissero realizzati gli interventi, inizialmente su un singolo pilastro, successivamente con un'analisi bidimensionale su una sezione d'interesse, infine con un'analisi tridimensionale sull'intero modello, concentrandosi in particolare sulla riduzione dei cedimenti ottenuta grazie ai diversi interventi.

**L'appendice A** mostra le schede tecniche del geosintetico utilizzato per una delle ipotesi d'intervento.

I disastrosi terremoti emiliani dal 20 maggio al 6 giugno 2012 non hanno impattato in modo visibile sul sito, per ciò che è stato possibile osservare nei numerosi sopralluoghi effettuati. Si è deciso quindi di non considerare le sollecitazioni dinamiche indotte dal sisma, poichè i tempi di ritorno di fenomeni di tale intensità superano le tempistiche di quelli che il presente elaborato presenta come maggiormente pericolosi per il sito.

Nelle **conclusioni** verrà presentata una panoramica dei risultati ottenuti, e verrà data un'opinione ragionata sui diversi interventi sviluppati.

# Capitolo 1

## Il Sito

Il sito considerato si trova presso il comune di San Lazzaro di Savena (Bologna). In particolare è stata presa in considerazione l'ex-cava *Prete Santo, ex IECME-Ghelli S.p.A.*, presso la frazione Ponticella.

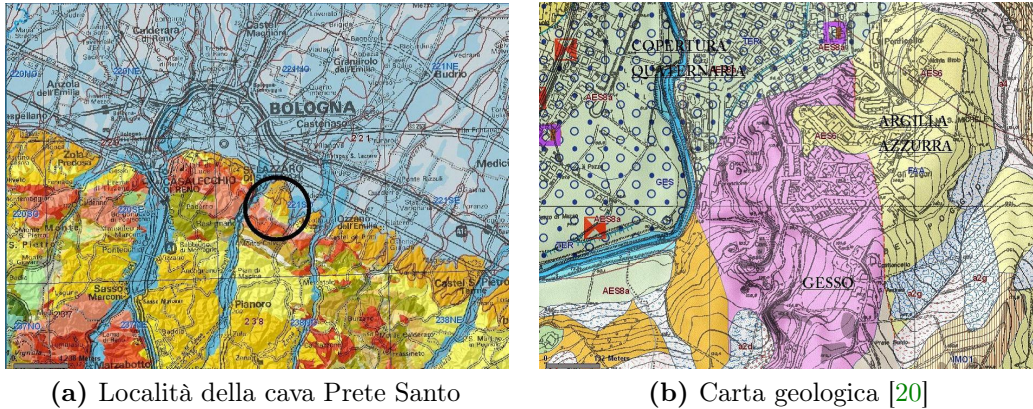


Figura 1.1: Mappa

### 1.1 Inquadramento geologico ed idrogeologico

La cava di gesso Prete Santo fa parte di una zona morfologicamente denominata *Barriera dei Gessi* che, partendo da una quota media di 75 m.s.l.m. a destra del torrente Savena, sale verso sud, raggiungendo i 250 m.s.l.m., per poi degradare verso la sinistra del torrente Zena.

L'attività estrattiva ha prevalentemente interessato i gessi appartenenti alla Formazione Gessoso-solfifera, che occupa la parte centrale del Messiniano. La presenza di più cicli evaporitici si manifesta con alternanze di banchi gesso più o meno potenti e peliti finemente laminate. La roccia, che ha una struttura cristallina abbastanza grossa, appare con piani di frattura con andamento subverticale che si presentano sempre più distanziati fra loro man mano che ci si addentra all'interno

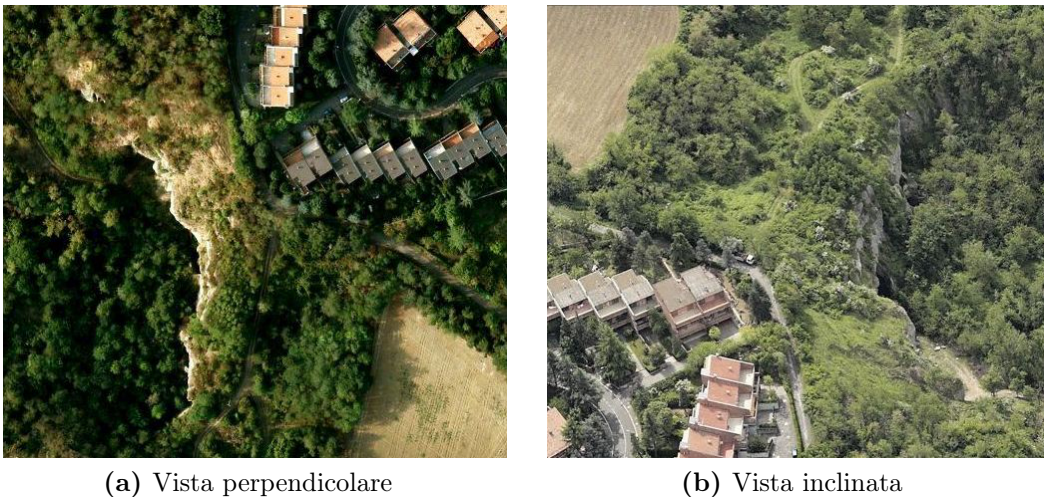


**Figura 1.2:** Inquadramento del sito

della formazione gessosa coltivata [17]. I gessi sono sede di un sistema carsico che si manifesta in superficie con doline e inghiottitoi e con collettori carsici in sottosuolo.

## 1.2 Descrizione della miniera

Nelle immagini sottostanti (Figura 1.3) si evidenzia l'entrata dell'ex cava Prete Santo e si deduce la stretta relazione esistente tra la stabilità di quest'ultima e la salvaguardia delle abitazioni civili edificate sulla sua sommità (via Benassi).



**Figura 1.3:** Foto aeree

Negli ultimi sopralluoghi le gallerie utilizzate per l'estrazione del gesso risultavano trovarsi in uno stato di abbandono conseguente alla cessata attività, quest'ultima resasi inevitabile a causa dei rischi per la sicurezza delle abitazioni sovrastanti la cava. Ormai da più di un quarantennio le numerose relazioni tecniche commissionate dagli enti preposti hanno chiaramente evidenziato la possibilità di crolli improvvisi della volta della cava [5].



(a) Ingresso principale



(b) Ingresso secondario

**Figura 1.4:** Ingressi del sito.

La cava presenta una storia assai travagliata, dominata dalla mancanza di controllo degli enti locali nei confronti delle società e delle imprese che si sono avvicinate nello sfruttamento della miniera di gesso. Sfruttamento che sembra sia avvenuto in modo spesso incontrollato ed a volte abusivo.

Da una mappa catastale del 1763 conservata nell'Archivio di Stato di Bologna risulta che già all'epoca era presente, tra il torrente Savena e la zona del Prete Santo, una Cava di gesso. L'attività estrattiva fu così condotta artigianalmente per 120 anni fino a che, nel 1884, la cava venne rilevata dalla ditta Ghelli per espandere l'estrazione su scala industriale, a cielo aperto, mediante l'uso di esplosivi che provocarono crolli già negli anni '20 e '30 del secolo scorso [27].

**Figura 1.5:** Camera del livello superiore

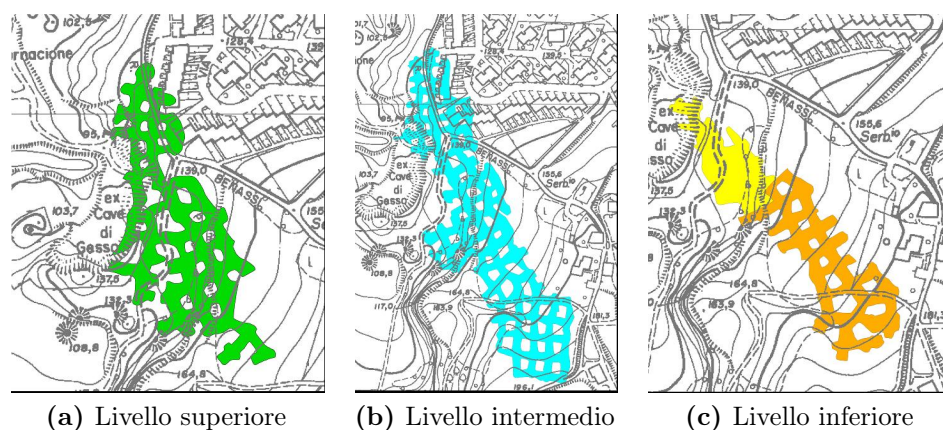
Nel 1960 la cava venne rilevata dalla Società IECME S.p.A., che nel 1965 iniziò l'escavazione in sotterraneo sviluppando la raccolta del materiale su tre livelli,

mediante la tecnica delle gallerie parallele e sovrapposte, con volte sostenute dai pilastri abbandonati. Fu inoltre tentato il tracciamento di un quarto livello a quota inferiore, poi interrotto a causa della franosità delle rocce.



**Figura 1.6:** Camera del livello inferiore

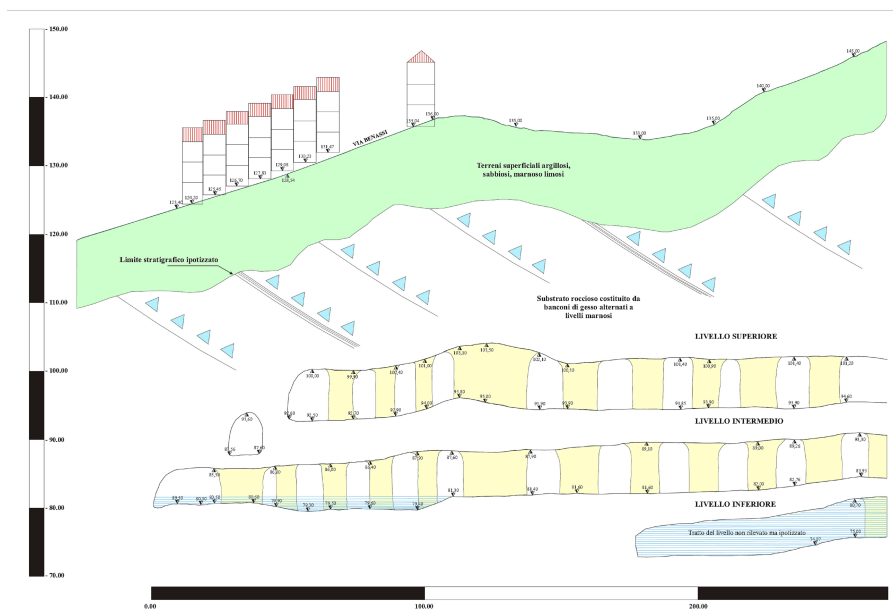
La stabilità delle gallerie, già relativamente compromessa dalle metodologie di scavo, fu ulteriormente aggravata nel 1976. Infatti in quell'anno i lavori per la raccolta del gesso portarono ad intercettare un tortuoso collettore carsico sotterraneo, attraverso cui le acque assorbite nel territorio circostante fluivano verso la risorgente denominata Acquafredda. I fenomeni di infiltrazione, degrado ed erosione dovuti alla presenza di tali acque costituiscono tuttoggi il fattore di maggiore preoccupazione per la stabilità delle gallerie.



**Figura 1.7:** I livelli della miniera

Come già accennato la cava di gesso si articola su tre livelli (Figure 1.7a , 1.7b e 1.7c).





**Figura 1.8:** Sezione della cava

Il livello superiore, compreso tra una quota di 95 m. s.l.m e 103 m. s.l.m., non risulta interessato dalla presenza d'acqua; ciò nonostante i pilastri che ne costituiscono la struttura portante sono interessati da numerose fratture, importanti sia per la loro estensione sia per l'apertura dei giunti (Figura 1.9a).



(a) Frattura in un pilastro

(b) Zona allagata del livello intermedio

**Figura 1.9:** Dettagli dei livelli

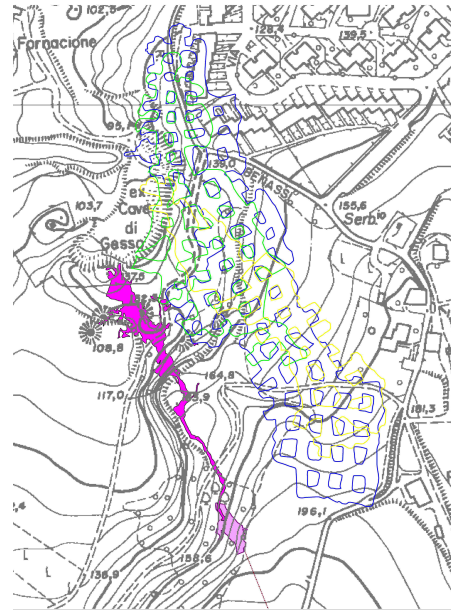
Il livello intermedio è compreso tra una quota di 80 m. s.l.m e 95 m. s.l.m. e risulta solo parzialmente interessato dalla presenza d'acqua (Figura 1.9b). Il livello inferiore invece, compreso tra una quota di 70 m. s.l.m e 80 m. s.l.m, è completamente allagato ed è inoltre situato ad una quota inferiore all'attiguo torrente Savena.

Inoltre tra le abitazioni in superficie e la volta del livello superiore è presente una calotta di circa 30 metri di spessore, di cui i primi 10-12 metri sono costituiti

principalmente da terreni argillosi, marnosi, sabbiosi e limosi con proprietà meccaniche scadenti, ad ulteriore conferma della condizione d'instabilità della miniera.

L'impossibilità di accedere al livello inferiore costantemente allagato pregiudica la possibilità di fornire un inquadramento complessivo preciso dei meccanismi di flusso delle acque del torrente Acquafredda, che scorrono liberamente e con continuità nel sottoraneo della miniera.

Gli unici tentativi di misurare la portata d'acqua all'interno dei livelli inferiori sono stati portati a termine in condizioni di magra: nel sistema entrano ed escono 1-2 litri/sec, ma il sistema carsico Acquafredda (evidenziato in viola in figura 1.10) è in grado di aumentare notevolmente la portata fino ad oltre 650 litri/sec.



**Figura 1.10:** Il sistema carsico Acquafredda

Le analisi su campioni d'acqua prelevati in più punti lungo il sistema carsico e nell'ex cava hanno evidenziato la pressochè completa saturazione di questi ultimi, con valori di 1400-1500 mg/litro di solfati, fatto salvo l'ingresso del sistema carsico dove i valori sono inferiori.

Questi campioni sono però stati prelevati in periodi di magra, con acque pressoché ferme, e si presume che in caso di piena fluiscano all'interno del sistema acque poco o per nulla saturate e ricche di anidride carbonica, fortemente aggressive nei confronti del gesso.

# Capitolo 2

## Degrado del gesso

Ogni materiale roccioso subisce nel tempo una sorta di invecchiamento, ovvero una riduzione delle proprietà meccaniche e fisico-chimiche.

Il weathering, in particolare, è il processo di degrado delle rocce tenere che porta alla trasformazione delle rocce in terreni.

L'invecchiamento è un fenomeno legato a diversi fattori, di origine fisica o chimica; il processo di invecchiamento del gesso situato all'interno della miniera abbandonata è governato dall'azione erosiva dell'aria umida e dell'acqua di falda che finisce nelle camere di scavo [7].

### 2.1 Cause dell'invecchiamento

Possono essere individuate due grandi categorie di fattori responsabili dell'invecchiamento delle rocce:

- *interni*, legati alle caratteristiche intrinseche del materiale (composizione chimica e mineralogica, porosità, grado di fessurazione, etc.);
- *esterni*, che determinano le condizioni del mezzo (temperatura, umidità, inquinamento, etc.).

Le conseguenze dell'invecchiamento possono essere osservate macroscopicamente, sotto forma di sfaldamento (formazione di una superficie rigida esterna, spesso qualche centimetro, che si distacca progressivamente dalla roccia) oppure di decoesione granulare, e microscopicamente, sotto forma di modifiche mineralogiche e strutturali.

#### 2.1.1 Fattori interni

Le rocce hanno un diverso comportamento nei confronti degli agenti d'alterazione, il quale dipende dalle caratteristiche intrinseche del materiale: ogni roccia può essere caratterizzata da un'*alterabilità specifica*, funzione:

- della composizione chimica e mineralogica dei suoi componenti;

- della struttura petrografica (tessitura, taglia, forma e disposizione dei componenti, superficie specifica), in generale, le rocce omogenee sono più stabili di quelle eterogenee;
- della porosità e della *tortuosità*, più la tortuosità è importante, meno facilmente i liquidi e i gas possono circolare all'interno della roccia.

### 2.1.2 Fattori esterni

I fattori esterni si dividono a loro volta in due categorie: i processi fisici e i processi chimici.

I processi fisici sono legati soprattutto a variazioni di temperatura e di umidità (intesa come umidità dell'ambiente oppure come tenore d'acqua nella roccia), mentre quelli chimici sono legati più che altro all'influenza di soluzioni che entrano in contatto con le rocce, provocando trasformazioni chimiche.

In questa sede analizzeremo prevalentemente i processi chimici legati alla dissoluzione. L'intensità di questi fenomeni è proporzionale alla temperatura e al pH dell'acqua; ulteriori fattori influenti sono anche la natura dei minerali e la composizione chimica dell'acqua.

L'alterazione delle rocce tenere è dovuta alla successione dei cicli di cristallizzazione e dissoluzione dei sali nelle fessure, che provocano una disgregazione meccanica granulare della roccia. Questo processo è direttamente responsabile di numerose tipologie di alterazioni superficiali, fra cui lo sfaldamento.

Il processo avviene per essiccazione della roccia: l'acqua migra verso l'esterno e i sali cristallizzano quando il limite di saturazione viene superato. Poiché il fronte d'essiccazione è situato in fondo, i sali cristallizzano all'interno della roccia: la crescita dei cristalli provoca nuove autotensioni. In occasione di una nuova umidificazione, si può assistere a fenomeni di dissoluzione e a volte di disgregazione per decoesione granulare [31].

## 2.2 Dati bibliografici sul gesso

Vengono ora riassunte le principali proprietà del minerale gesso, cristallografiche e fisico-chimiche [31].

### 2.2.1 Proprietà cristallografiche

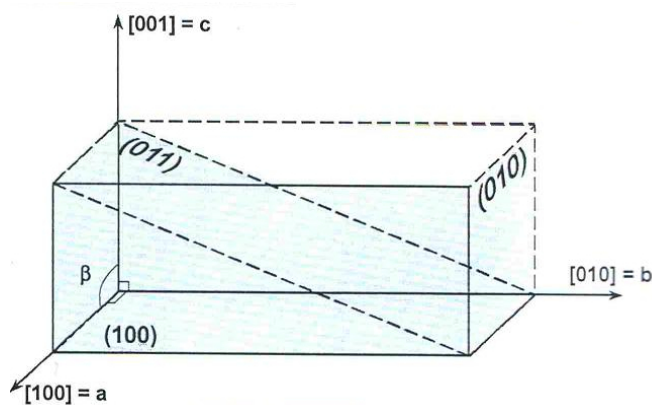
Il gesso è solfato di calcio bi-idrato ( $CaSO_4 \cdot 2H_2O$ ), appartenente alla famiglia delle rocce sedimentarie della serie evaporitica, e si forma per precipitazione diretta da acque sovrassature. Altre possibilità minori di formazione sono [37]:

- idratazione del minerale anidrite,

- sublimazione da fumarola,
- azione alterante di fluidi su solfuri metallici.

Il cristallo è costituito da doppi strati di 4  $CaSO$  paralleli al piano (010), collegati fra loro da molecole d'acqua.

Esso presenta un piano di sedimentazione (010) con frattura liscia, e altri due piani secondari (100) e (011) con fratture rispettivamente fibrose e concoidali (Figura 2.1a).



(a) Maglia elementare del reticolo cristallino



(b) Cristallo di gesso

**Figura 2.1:** Il minerale gesso

Il sistema  $CaSO_4 - 2H_2O$  prevede sei fasi solide diverse: il gesso ( $CaSO_4 \cdot 2H_2O$ ), due polimorfi di emidrato, due polimorfi  $CaSO_4$  solubili e l'anidrite ( $CaSO_4$ ). Il passaggio da anidrite a gesso prevede un aumento di volume al massimo del 100% e una modifica strutturale della roccia.

### 2.2.2 Proprietà fisico-chimiche

Il gesso si scioglie tra 50 e 100 volte più velocemente di un calcare: a temperatura ambiente, la solubilità del gesso varia fra lo 0.20% e lo 0.25%.

La solubilità in acqua pura a  $20^\circ C$  è di circa  $2.5 \text{ Kg/m}^3$  [39], mentre la costante dei prodotti di solubilità, ovvero la costante dell'equilibrio che si instaura tra un soluto solido e i suoi ioni in una soluzione satura,  $K_S = 4.2 \cdot 10^{-5}$  [7].

La velocità di dissoluzione del gesso è stata calcolata da Fabre e Dayre [18], ottenendo valori da  $2.7 \cdot 10^{-4} \text{ g/s}$  a  $8.5 \cdot 10^{-5} \text{ g/s}$ .

L'equazione di dissoluzione del gesso è [23]:

$$\frac{dm}{dt} = K \cdot A \cdot (C_S - C) \quad (2.1)$$

ove

- A, area di contatto;
- K, costante funzione della temperatura, della salinità e del flusso;
- m, massa di  $CaSO_4 \cdot 2H_2O$  disciolta;
- $C_S$ , concentrazione della soluzione satura;
- C, concentrazione ad un istante t.

La dissoluzione del gesso in un ambiente chiuso, in mancanza di movimenti d'acqua, è governata dal fenomeno della diffusione molecolare.

## 2.3 Modellazione del processo di dissoluzione del gesso

Al fine di modellare la dissoluzione del gesso in una soluzione acquosa è opportuno ricordare l'equazione fondamentale che descrive il trasporto advettivo-diffusivo di un soluto presente in un fluido che permea i vuoti di un mezzo poroso:

$$\theta \frac{\partial C}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x_i} \left( \theta D_{ij} \frac{\partial C}{\partial x_j} \right) - \frac{\partial}{\partial x_i} (q_i C) + q_S C_S \quad (2.2)$$

dove C è la concentrazione di una particella fluida in moto,  $\theta$  è la porosità effettiva (rapporto fra il volume dei vuoti che contengono acqua in movimento e il volume totale del mezzo poroso), q è il modulo della velocità di Darcy, e  $q_S$  e  $C_S$  sono le stesse grandezze riferite ad una sorgente di flusso [2].

L'equazione 2.3 è valida nel caso di una sostanza che non interagisce chimicamente con l'ambiente in cui si muove; l'effetto delle reazioni chimiche sul trasporto di un soluto viene incluso nell'equazione 2.3 mediante un termine sorgente per ciascuna specie chimica, ottenendo quindi:

$$\theta \frac{\partial C}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x_i} \left( \theta D_{ij} \frac{\partial C}{\partial x_j} \right) - \frac{\partial}{\partial x_i} (q_i C) + q_S C_S + \sum_{n=1}^N R_n \quad (2.3)$$

ove  $\sum_{n=1}^N R_n$  rappresenta la velocità di variazione della massa di una data specie dovuta ad N reazioni chimiche e C è la concentrazione di tale specie.

### 2.3.1 Termine advettivo

Nella modellazione utilizzata si può trascurare il termine advettivo dell'equazione di trasporto dell'equazione 2.3 ( $\frac{\partial}{\partial x_i} (q_i C)$ ), in quanto si può assumere che, a causa della bassa porosità del gesso, la velocità di filtrazione all'interno del mezzo poroso sia nulla [18].

### 2.3.2 Termine diffusivo-dispersivo

Il termine dispersivo ( $\frac{\partial}{\partial x_i} \left( \theta D_{ij} \frac{\partial C}{\partial x_j} \right)$ ) racchiude, nella matrice di coefficienti  $D_{ij}$ , i termini di diffusione molecolare e di dispersione idrodinamica: questi ultimi verranno trascurati, in accordo con l'ipotesi fatta precedentemente sulla trascurabilità del termine advettivo.

L'unico coefficiente che verrà utilizzato per descrivere questa componente sarà dunque il termine scalare  $D^*$ , coefficiente di diffusione molecolare, che rappresenta il flusso diffusivo della legge di Fick.

### 2.3.3 Interazioni soluto-solvente

Una soluzione è una miscela omogenea di almeno due componenti: il soluto e il solvente. Il soluto è il componente che si scioglie, cioè quello meno abbondante nella soluzione; il solvente è invece il mezzo in cui si scioglie il soluto, il più abbondante. Nel caso in esame il soluto è il solfato di calcio, mentre il solvente è l'acqua.

La solubilità misura la capacità di un soluto di sciogliersi in un solvente a determinate condizioni di temperatura e pressione, e varia al variare di molti fattori: dimensioni delle particelle (ioni o molecole), carica degli ioni, interazione soluto-soluto, interazione soluto-solvente, temperatura.

Nel nostro caso il solfato di calcio, che è un composto ionico, è molto solubile in acqua.

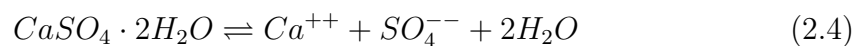
Il processo di dissoluzione del solfato di calcio ( $CaSO_4 \cdot 2H_2O$ ) in acqua è legato al fatto che le molecole d'acqua, essendo polari, hanno una parziale carica positiva sui due atomi di idrogeno e una parziale carica negativa sull'atomo di ossigeno: perciò ogni molecola d'acqua risulta essere un piccolo dipolo elettrico che attira le cariche negative all'estremità degli atomi  $H$  e le cariche positive all'estremità dell'atomo  $O$ .

Il solfato di calcio è un composto ionico: il solido è costituito da un enorme numero di ioni  $Ca^{++}$  e  $SO_4^{--}$  disposti in uno schema regolare. Quando il solfato di calcio si dissolve in acqua, le estremità delle molecole  $H_2O$  sono attratte dagli ioni sulla superficie dei cristalli, ove indeboliscono le attrazioni elettrostatiche tra gli ioni, fino a separarli dal solido portandoli in soluzione.

Lentamente gli ioni idratati, cioè circondati da molecole di acqua, si diffondono in tutta la soluzione ed il cristallo si disgrega [7].

### 2.3.4 Reazione di dissoluzione del gesso

Il gesso si dissolve rapidamente in acqua ovunque sia presente una circolazione attiva di acqua non satura. La sua solubilità è descritta dalla seguente reazione:



La velocità di dissoluzione del gesso è proporzionale alla differenza fra la concentrazione al limite di saturazione della soluzione e la concentrazione della soluzione ad un certo istante.

### 2.3.5 Termini reattivi

Per modellare la reazione di dissoluzione del gesso in una soluzione acquosa si è considerato il gesso ( $CaSO_4 \cdot 2H_2O$ ) come specie fissa, mentre l'acqua ( $H_2O$ ) e lo ione calcio ( $Ca^{++}$ ) come specie mobili.

Secondo l'equazione 2.4, per ogni mole di  $CaSO_4 \cdot 2H_2O$  che si scioglie, si producono una mole di  $Ca^{++}$ , una mole di  $SO_4^{--}$ , e due moli di  $H_2O$ . Tenendo conto anche dell'equazione 2.1, si possono adottare le seguenti equazioni, trascurando la produzione dei solfati [2]:

$$\frac{\partial[CaSO_4 \cdot 2H_2O]}{\partial t} = -K_0 [H_2O] ([Ca^{++}]_S - [Ca^{++}]) \quad (2.5)$$

$$\frac{\partial[Ca^{++}]}{\partial t} = +K_0 [H_2O] ([Ca^{++}]_S - [Ca^{++}]) \quad (2.6)$$

$$\frac{\partial[H_2O]}{\partial t} = +2 \cdot K_0 [H_2O] ([Ca^{++}]_S - [Ca^{++}]) \quad (2.7)$$

Le concentrazioni sono espresse in  $S \cdot L^{-3}$  e la costante  $K_0$  in  $L^3 \cdot S \cdot T^{-1}$ .

Le concentrazioni sono riferite ad un volume unitario. Il processo di dissoluzione si arresta in due casi: quando l'acqua ( $H_2O$ ) non sia più presente, oppure nel caso la concentrazione degli ioni  $Ca^{++}$  raggiunga il limite di saturazione, che dipende dal numero di moli di  $H_2O$  presenti nel volume unitario.

La trattazione finora presentata permette di comprendere i fenomeni cui saranno soggetti i provini di gesso soggetti a degradazione in sito ed in laboratorio nel prossimo capitolo.

---

<sup>1</sup>Con L, M, T e S si indicano le grandezze del S.I. corrispondenti rispettivamente a Lunghezza, Massa, Tempo e Quantità di Sostanza.



# Capitolo 3

## Prove sperimentali su provini di gesso

Le condizioni del sito consistono in un livello inferiore completamente allagato, un livello intermedio parzialmente allagato, soggetto a cicli di asciutto bagnato, e un livello superiore asciutto.

Esse hanno determinato una serie di prove sperimentali, che si reputa abbiano fornito la migliore stima dello stato del materiale gesso in sito nell'intero complesso, permettendo inoltre di ottenere dei valori di resistenza limite utilizzati per le analisi successive:

- prove su materiale non degradato;
- prove a bassa degradazione, in cui l'acqua, come agente degradante, agisce con bassa intensità,
- prove a elevata degradazione, con rilevante effetto degli agenti degradanti.

### 3.1 Materiale non degradato

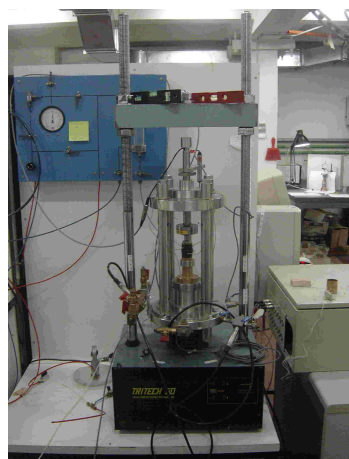
Per poter valutare le caratteristiche meccaniche del materiale gesso asciutto è stata preparata una serie di provini cilindrici in condizioni asciutte, con materiale intatto non degradato.

Ottenuti i campioni si è provveduto alla misura della massa con una bilancia elettronica, precisa al centesimo di grammo, e con un calibro centesimale.

#### 3.1.1 Monoassiali

Le prove di compressione monoassiali sono state effettuate a spostamento controllato, imponendo un abbassamento di 0,1 mm/min. Le misure dell'abbassamento del campione sono state eseguite mediante un trasduttore di spostamento e quelle del carico mediante una cella di carico [29].

Noti gli abbassamenti e i carichi è possibile realizzare un diagramma sforzo-deformazione.



(a) Apparato di prova



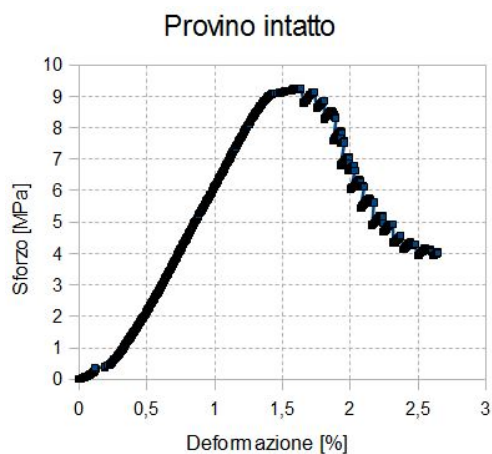
(b) Provino compresso

**Figura 3.1:** Prova monoassiale

(a) Provini



(b) Blocco



(c) Diagramma sforzo deformazione



(d) Cristallo raccolto in sito

**Figura 3.2:** Provini e Blocco

### 3.1.1.1 Primo carotaggio

La prima prova è stata effettuata su un provino ottenuto da un blocco di gesso crollato dalla volta, raccolto dal livello superiore della miniera, delle dimensioni di

circa 50x50x30 cm (Figura 3.2b) [19].

Questo blocco dunque non proviene da elementi di tipo strutturale e poiché è ignoto quando sia avvenuto il distacco dalla volta, può aver subito processi di degrado prima del prelievo dalla miniera.

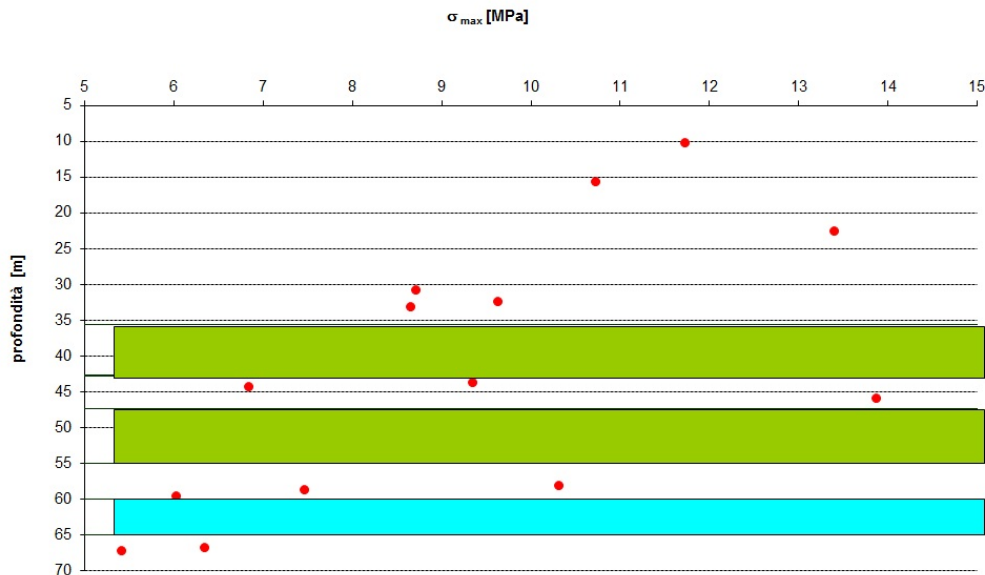
Il provino ha un diametro di 26 mm e un'altezza pari a circa 52 mm.

I risultati ottenuti dalla prova indicano (Figura 3.2c):

- una resistenza a compressione pari a  $\sigma_{cmax} = 9.34\text{MPa}$  ,
- un modulo di rigidezza tangente al 50% di  $\sigma_{cmax}$  :  $E_{t50} = 0.80\text{GPa}$
- e una resistenza a trazione  $\sigma_{tmax} = 1.41\text{MPa}$ .

### 3.1.1.2 Secondo carotaggio

Lo svolgimento di un'unica prova non permette di avere una conoscenza precisa del materiale in sito. Si è quindi svolta una seconda campagna sperimentale, che ha portato al campionamento di una serie di carote in sito a partire dal piano campagna, in prossimità delle abitazioni (vedi paragrafo 6.2.2), fino a 70 metri di profondità.

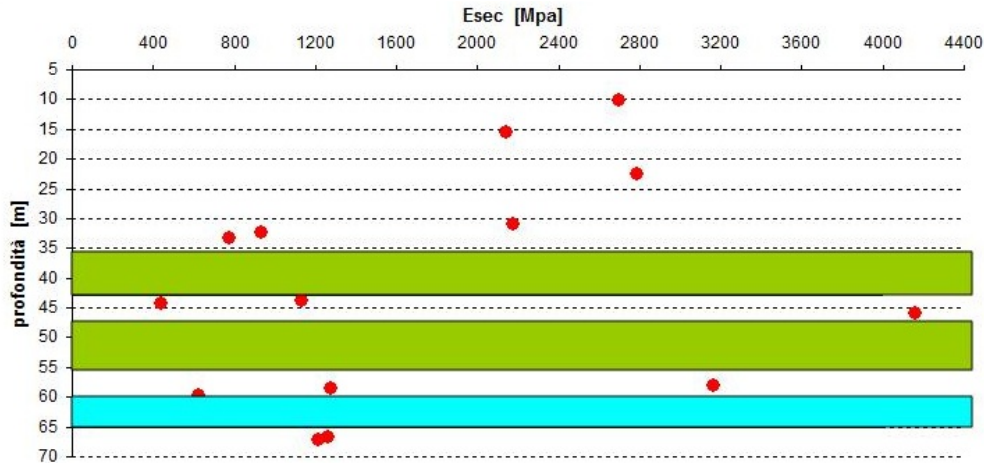


**Figura 3.3:** Andamento dello sforzo di compressione monoassiale a rottura al variare della profondità di prelevamento dei campioni di gesso

In totale sono state eseguite 14 prove monoassiali su provini ricavati da queste carote, di cui di seguito sono riportati i risultati, al variare della profondità, in termini di sforzo a rottura (Figura 3.3) e modulo elastico secante (Figura 3.4), dove

le fasce colorate rappresentano i livelli, riassunti in tabella 3.1.

Da esse è possibile vedere una generale diminuzione delle proprietà meccaniche con l'aumentare della profondità, indizio dell'avvenuta degradazione a causa dell'azione dell'acqua e degli agenti atmosferici.



**Figura 3.4:** Andamento del modulo di elasticità secante al variare della profondità di prelevamento dei campioni di gesso

### 3.1.1.3 Terzo carotaggio

La terza campagna sperimentale si è invece concentrata sull'individuazione delle caratteristiche meccaniche del materiale gesso intatto del nucleo dei pilastri del livello inferiore; esso è stato carotato a partire dal pavimento del livello intermedio (quota  $z=0$ ).

Fra le scelte possibili di carotaggio sono stati selezionate le colonne 4 e 5 per una questione di praticità: non avendo sopra di esse alcun pilastro le operazioni sono nettamente più semplici.

Dalle carote ottenute sono stati ricavati provini più piccoli, che sono stati sottoposti a prova di compressione monoassiale, ottenendo i risultati riassunti in tabella 3.2.

Come si può notare tutte le prove coinvolgono provini ottenuti ad una profondità superiore ai 5 metri, corrispondenti allo spessore dello strato fra il livello intermedio e quello superiore, quindi sono sicuramente prelevati dai pilastri. Essi mostrano valori di resistenza paragonabili a quelli del gesso intatto, ad indicare che il nucleo dei pilastri presenta una degradazione molto contenuta rispetto al suo esterno, a contatto con gli agenti degradanti.

**Tabella 3.1:** Risultati ottenuti da prove di compressione monoassiale nella seconda campagna sperimentale [3]

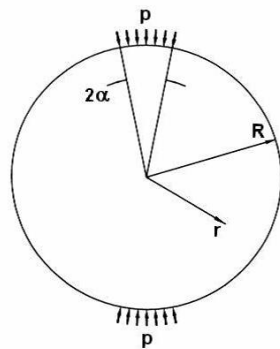
campione	prof.	prof.	materiale	$\gamma$ [ $kN/m^3$ ]	h [mm]	d [mm]	$\sigma_{max}$ [Mpa]	$s_{rott}$ [mm]	$E_s$ [MPa]
6a	15.60	g comp	strato superf	22.57	121.9	77.8	10.72	0.70	2141
9a	22.60	g comp	strato superf	22.23	133.1	77.6	13.40	0.70	2789
C0a	30.85		gesso compatto	21.90	123.0	76.8	8.71	0.56	2177
C1a	32.40	g frat	calot 1° liv	22.10	102.5	78.2	9.63	1.33	932
C1b	33.20	g frat	calot 1° liv	22.10	94.8	78.0	8.65	1.38	777
v 1° liv									
C2a	43.70	g frat	calot 2° liv	22.58	108.2	77.1	9.35	1.09	1130
C2c	44.35	g frat	calot 2° liv	22.25	98.1	77.2	6.84	1.95	440
C2b	46.00	g frat	calot 2° liv	22.54	129.8	77.5	13.87	0.48	4160
v 2° liv									
D3*	58.10	g frat	calot 3° liv	22.16	148.3	78.0	10.31	0.50	3163
D2	58.65	g frat	calot 3° liv	21.82	119.8	77.4	7.46	0.81	1280
D1	59.65	g frat	calot 3° liv	21.27	139.4	77.2	6.03	1.43	623
v 3° liv									
16*	66.80		fondo 3° livello	22.10	156.0	76.7	6.34	0.78	1262
16*	66.80		fondo 3° livello	22.10	156.0	76.7	6.34	0.78	1262
15b	67.30		fondo 3° livello	21.76	121.2	77.1	5.42	0.62	1214

**Tabella 3.2:** Parametri delle prove monoassiali dei provini del terzo carotaggio [9]

nome	pil	z [m]	h [mm]	d [mm]	massa [g]	$\sigma_{c,max}$ [Mpa]	$\epsilon_{rott}$	$E_{t50}$ [Mpa]
1D down	4	-7.50	108.60	81.47	1340.5	13.62	0.008	3200
1E down	4	-8.50	124.40	81.68	1530.7	16.00	0.005	7600
2A up	5	-5.07	139.70	83.76	1530.7	16.85	0.005	7800
2B down	5	-7.80	126.00	83.74	1577.6	13.92	0.006	6540
2C med	5	-9.70	114.33	83.80	1425.4	14.44	0.009	3860

### 3.1.2 Brasiliane

La prova brasiliana rappresenta una modalità di rilevamento indiretto dello sforzo massimo di trazione a cui un materiale può essere sottoposto. Pur essendo di semplice realizzazione questa tipologia di prova presenta degli svantaggi: in primo luogo si creano dei notevoli gradienti di sforzo in corrispondenza della zona di rottura, la percentuale del volume del campione in cui agisce lo sforzo massimo di trazione risulta essere molto limitato, nonostante l'ipotesi della prova lo veda come unica fonte della rottura del campione, senza essere influenzata dal valore degli altri due sforzi principali; infine per il calcolo dello sforzo di picco è necessario servirsi della teoria dell'elasticità lineare.



(a) Prova con carico distribuito



(b) Piastre di carico

**Figura 3.5:** Prova brasiliana

Nell'applicazione la prova brasiliana consiste nella compressione diametrale di provini circolari del materiale interessato, che presentino un rapporto fra le dimensioni del diametro e dell'altezza pari a 2. Questa prova induce sul provino degli sforzi di trazione normali al diametro caricato fino a raggiungere la rottura. La prova brasiliana può essere effettuata mediante l'utilizzo di piastre di carico piane, che tuttavia comportano la plasticizzazione locale per taglio della zona di contatto tra piastre e provino (supposta puntiforme), indebolendo l'ipotesi che la rottura avvenga a partire dalla zona centrale unicamente per sforzi di trazione.

Per questo motivo si predilige distribuire radialmente il carico applicato (Figura 3.5a), lungo una striscia del perimetro del disco mediante l'utilizzo di piastre di carico curve (Figura 3.5b), attraverso un'apparecchiatura per prove triassiali opportunamente modificata. Essa è costituita essenzialmente da due flange metalliche separate da quattro colonne in acciaio: la flangia inferiore è posizionata su un pistone connesso al motore contenuto nel basamento, mentre quella superiore rimane fissa; le due flange si configurano quindi come una pressa ad elevata precisione, fra cui è posizionata la cella di prova fissata ad una colonna. Sul lato posteriore è inoltre posizionata la servovalvola per il controllo del carico assiale. Il pistone che imprime la compressione ha un diametro di 10 cm e una corsa di 60 mm, mentre la capacità di carico assiale massima è di 2000 kN.

La soluzione elastica del problema di un carico applicato radialmente ad un disco è dovuta ad Hondros (1959), secondo cui la resistenza a trazione del provino coincide con lo sforzo orizzontale massimo al centro del disco, calcolato come:

$$\sigma_x = -\frac{P}{\pi \cdot R \cdot t} \quad (3.1)$$

dove P è il carico totale agente sul provino, di spessore t e raggio R.

#### 3.1.2.1 Primo carotaggio

Il provino, di diametro pari a 49.58 mm, altezza 25.14 mm e massa di 109.88 grammi, è stato ricavato dallo stesso blocco utilizzato per ricavare i campioni utilizzati per le prove monoassiali (paragrafo 3.1.1.1), ottenendo un  $\sigma_{t,max} = 1.05 \text{ MPa}$  [4].

#### 3.1.2.2 Secondo carotaggio

Nella seconda campagna sperimentale sono state eseguite 14 prove brasiliane, di cui si riportano i risultati al variare della profondità in figura 3.6 e in tabella 3.3, anche questa volta con lo scopo di determinare le proprietà del materiale in sito, e non solo di avere un valore di stima, e ottenendo una distribuzione con la profondità delle resistenze paragonabile a quella delle prove monoassiali.

#### 3.1.2.3 Terzo carotaggio

Come già nel precedente paragrafo 3.1.1.3 i carotaggi sono stati effettuati sui pilastri 4 e 5 del livello inferiore, ottenendo da 5 prove i risultati riassunti in tabella 3.4, anche questa volta ricavando valori paragonabili a quelli del gesso intatto.

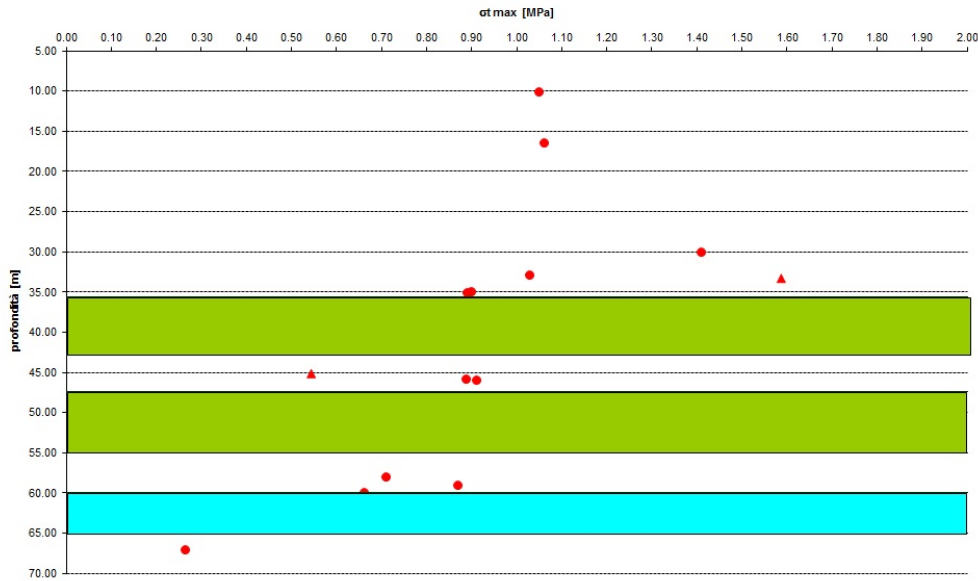
### 3.1.3 Triassiali

La prova triassiale prevede l'applicazione di un carico in direzione verticale applicato su un provino cilindrico, avente un rapporto *altezza su diametro* all'incirca pari a 2, in condizioni confinate. Il provino, interamente ricoperto da una membrana

**Tabella 3.3:** Risultati ottenuti da prove brasiliane nella seconda campagna sperimentale [10]

campione	prof.	materiale	$\gamma$ [ $kN/m^3$ ]	h [mm]	d [mm]	$F_{max}$ [kN]	$\sigma_{Tmax}$ [Mpa]
0	10.15	g comp strato superf	22.18	45.6	77.6	5.84	1.05
8a	16.50	g comp strato superf	22.16	45.8	77.6	5.92	1.06
C0h	30.10	gesso compatto	21.68	45.0	77.1	7.68	1.41
C1h	32.85	g frat calot 1° liv	21.90	31.6	76.7	3.92	1.03
C1g	33.30	g frat calot 1° liv	21.90	37.9	77.9	7.36	1.59
C1i	35.00	g frat calot 1° liv	21.62	46.5	77.9	5.12	0.90
12	35.15	g frat calot 1° liv	22.19	45.8	77.3	4.96	0.89
v 1° liv							
C2f	45.15	g frat calot 2° liv	22.06	40.1	76.9	2.64	0.54
C2g	45.80	g frat calot 2° liv	21.41	39.2	77.6	4.24	0.89
C2h	45.90	g frat calot 2° liv	21.56	36.7	77.4	4.07	0.91
v 2° liv							
Dg	58.00	calotta 3° livello	21.60	43.8	77.0	3.80	0.71
Di	59.00	calotta 3° livello	21.50	42.5	77.3	4.50	0.87
Dh	59.90	calotta 3° livello	20.90	44.0	77.1	3.50	0.66
v 3° liv							
17	67.00	fondo 3° livello	20.82	49.7	77.2	1.60	0.27





**Figura 3.6:** Andamento dello sforzo di resistenza a trazione indiretta al variare della profondità di prelevamento dei campioni di gesso

**Tabella 3.4:** Parametri delle prove brasiliane dei provini del terzo carotaggio [9]

nome	pil	z [m]	h [mm]	d [mm]	massa [g]	$\sigma_{t,max}$ [Mpa]	$s_{rott}$
1B topC	4	5.00	25.17	81.40	312.65	1.19	1.011
1E topC	4	8.40	35.50	81.83	415.80	1.03	0.279
1C top	4	9.60	42.33	81.50	504.27	1.25	0.384
2A top	5	5.00	32.70	81.83	398.38	1.57	0.337
2D topA	5	8.25	30.17	82.07	365.80	1.19	0.331

impermeabile, viene a trovarsi all'interno di una cella riempita di olio, il quale può essere successivamente portato in pressione grazie all'azione di pistoni idraulici; questa operazione serve a stabilire un confinamento radiale al provino durante l'applicazione del carico verticale.

A causa della complessità intrinseca nel caso in oggetto è stata eseguita un'unica prova triassiale multistage in controllo di spostamento sul materiale gesso intatto, o meglio non alterato, prelevato ad una profondità di 10 metri dal piano campagna. Il test è in grado di determinare più stati tensionali a rottura durante un'unica prova grazie alla possibilità di incrementare la pressione di confinamento ogni volta che si è prossimi alla condizione di rottura.

Con questa tecnica, a favore di sicurezza, è possibile ottenere un cerchio di Mohr nelle condizioni di rottura per ciascun livello di pressione di confinamento applicata.

I risultati della prova triassiale effettuata sul materiale gesso prelevato a circa 10 metri di profondità dal piano campagna sono di seguito riportati in termini di andamento degli sforzi principali-deformazione (Figura 3.7) oppure in termi-

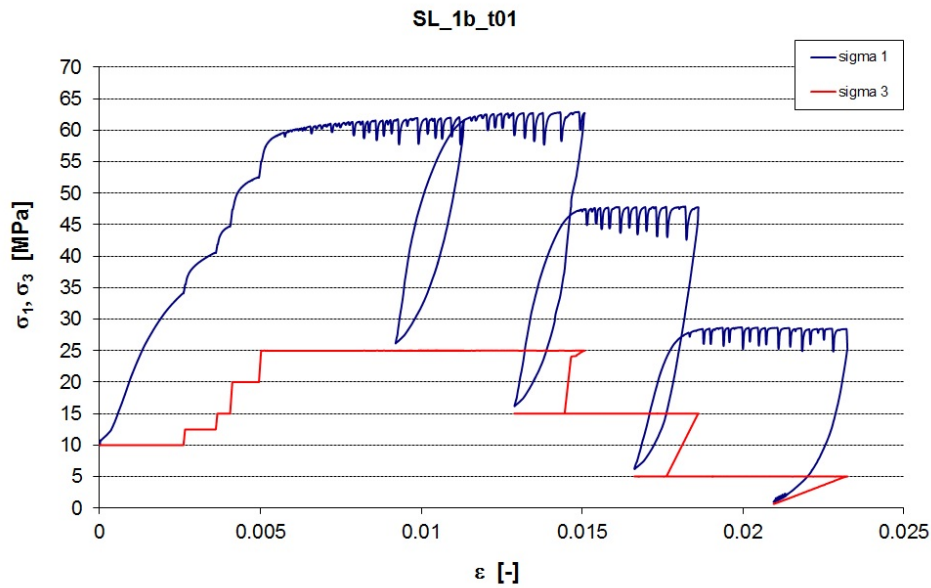


Figura 3.7: Sforzi principali in rapporto alle deformazioni della prova triassiale [28]

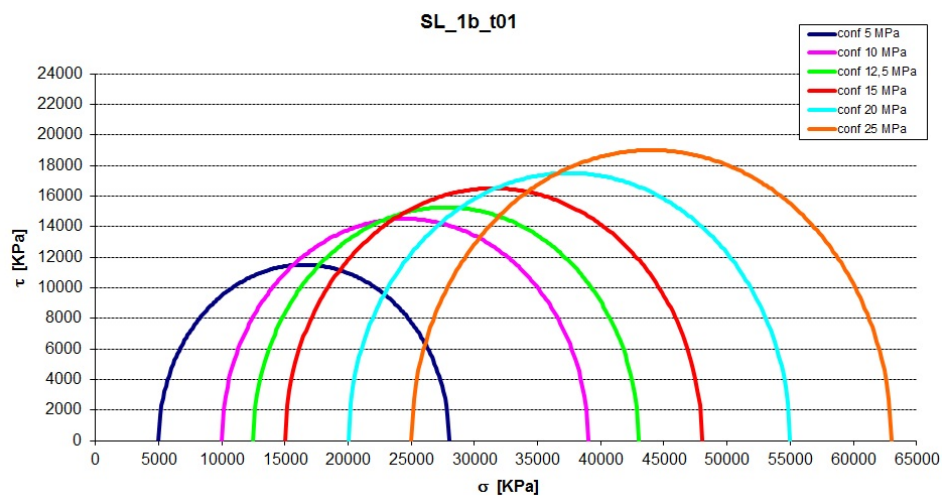


Figura 3.8: Cerchi di Mohr identificanti gli stati tensionali a rottura [28]

ni di stati tensionali a rottura attraverso i cerchi di Mohr nel piano  $\tau - \sigma$  (Figura 3.8).

## 3.2 Bassa degradazione

Il livello inferiore allagato presenta una condizione di bassa degradazione: solo in caso di eventi meteorici estremi il ricambio d'acqua è notevole, mentre durante il resto dell'anno è sostanzialmente modesto, se non trascurabile.

La modellazione di questa condizione è stata effettuata in laboratorio, mediante l'immersione dei provini in un contenitore riempito d'acqua, e in sito, tramite

immersione dei provini in alcune delle zone allagate.

### 3.2.1 Degradazione in laboratorio

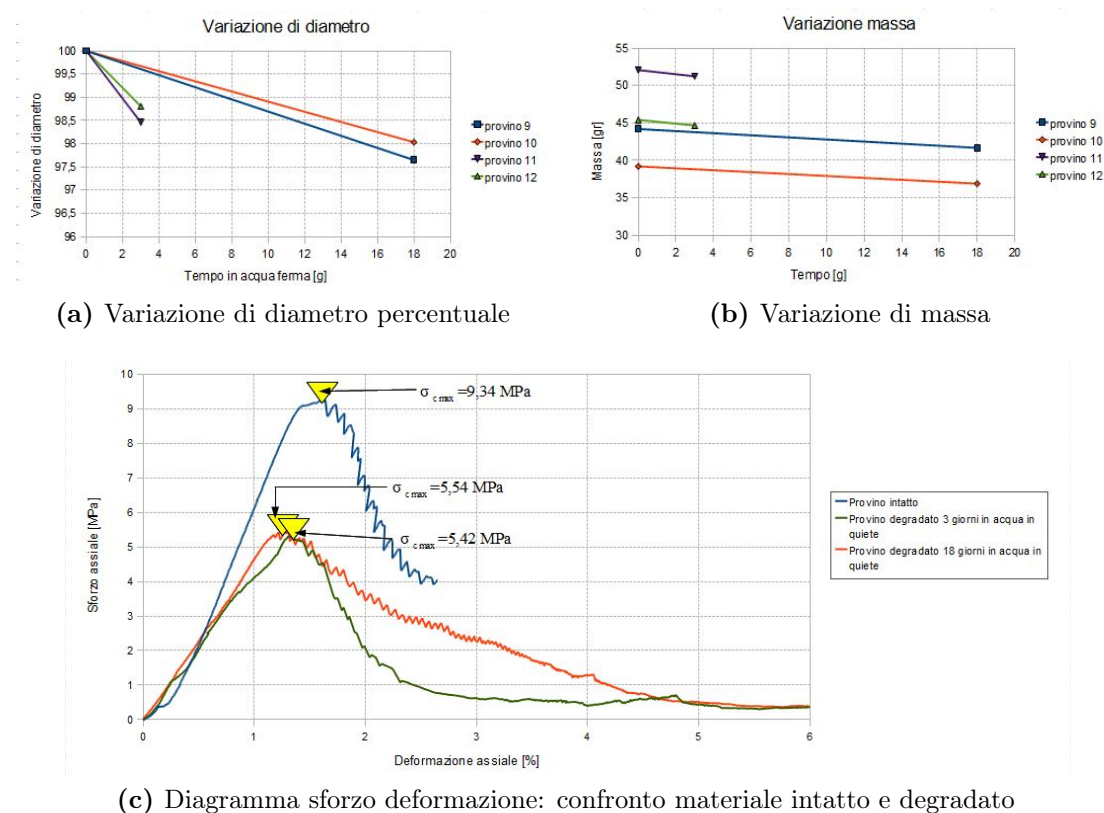
La degradazione in laboratorio ha previsto l'immersione dei provini in acqua, inizialmente non satura, in quiete e senza ricambio.

Si è utilizzato un contenitore di 4 litri e, per ogni campagna sperimentale, i provini sono stati immersi contemporaneamente, ma sono stati rimossi a tempi differenti per valutarne le caratteristiche a diversi tempi di degradazione.

Siccome l'acqua si satura con una concentrazione pari a  $2.5 \text{ g/l}$  (vedi paragrafo 2.2.2), data la massa complessiva dei provini l'acqua raggiunge la saturazione in breve tempo, e rimane satura non essendo previsto alcun ricambio; la velocità di degrado diminuirà con l'aumentare del grado di saturazione.

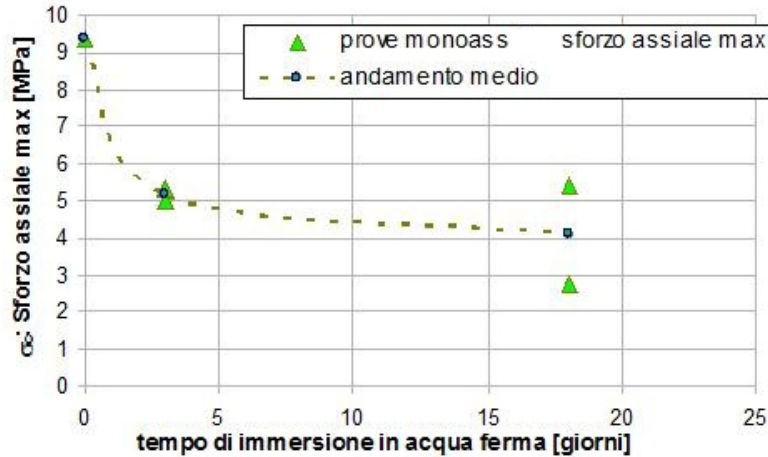
#### 3.2.1.1 Prima campagna

I provini, identici a quelli del paragrafo 3.1.1.1, sono stati degradati da un minimo di 3 ad un massimo di 18 giorni, con conseguenze marcate sia sul volume, e quindi sulla massa, che sulle caratteristiche meccaniche [19].



**Figura 3.9:** Prima campagna a bassa degradazione

La diminuzione di diametro (Figura 3.9a) e massa (Figura 3.9b) è tutto sommato contenuta, conseguente alla saturazione dell'acqua. Successivamente i campioni sono stati sottoposti ad una prova di compressione monoassiale, in figura 3.9c il confronto del diagramma sforzi deformazioni di un provino intatto, rispetto ad un provino degradato 3 giorni, ed un altro degradato 18 giorni.



**Figura 3.10:** Andamento dello sforzo massimo al variare del tempo di degradazione

È stato quindi graficato in figura 3.10 l'insieme delle prove effettuate su provini intatti e degradati, da cui è possibile osservare come già dopo 3 giorni la resistenza massima a compressione diminuisca quasi della metà, per azione dell'acqua non satura, per poi perdere ulteriormente solo il 10%, tendendo ad un asintoto, ancora una volta a causa della raggiunta saturazione.

### 3.2.1.2 Seconda campagna

Si sono utilizzati i provini ricavati nel [terzo carotaggio \(3.1.1.3\)](#), teoricamente in condizioni migliori di quelli del [primo carotaggio \(3.1.1.1\)](#) per valutare il degrado in tempi più ristretti, ottenendo da 4 prove i risultati riassunti in tabella 3.5 [9].

**Tabella 3.5:** Parametri delle prove monoassiali dei provini degradati del terzo carotaggio

nome	pil	z [mm]	h [mm]	d [mm]	Massa [g]	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	$\epsilon_{rott}$	$E_{t50}$ [MPa]
1E up	4	8.67	128.23	82.02	1605.8	12.82	0.004	5825
1D up	4	7.50	118.57	83.57	1465.2	14.22	0.004	6402
1A up	4	5.00	126.27	82.77	1557.5	10.21	0.005	4023
2B up	5	7.50	130.53	83.81	1621.4	12.64	0.003	5824

Nello stesso modo si è proceduto per quanto riguarda la diminuzione della resistenza a trazione, ricavata da prove brasiliane, a causa del degrado dovuto all'acqua sui provini del [terzo carotaggio \(3.1.2.3\)](#), ottenendo da 3 prove i risultati riassunti in tabella 3.6 [9].

**Tabella 3.6:** Parametri delle prove brasiliane dei provini degradati del terzo carotaggio

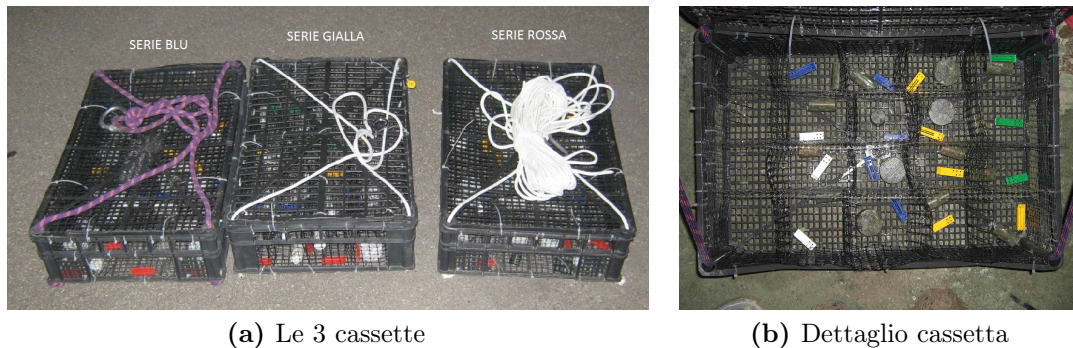
nome	pil	z [mm]	h [mm]	d [mm]	Massa [g]	$\sigma_{t,max}$ [MPa]	$s_{rott}$ [mm]
1B topB	4	7.20	26.00	81.47	311.40	1.15	0.276
2B top	5	7.50	34.67	81.87	356.11	0.59	4.057
2D topB	5	8.25	35.67	81.87	431.50	0.85	0.665

Confrontando la resistenza a compressione e trazione dei provini intatti (tabella 3.2 e tabella 3.4) con quella dei provini degradati (tabella 3.5 e tabella 3.6), ci si rende conto che nel caso di materiale intatto, proveniente dal nucleo dei pilastri, sono necessarie tempistiche superiori ai 3 giorni per giungere ad un degrado significativo.

### 3.2.2 Degradazione in sito

Si è quindi voluto valutare il livello di degrado cui è sottoposto il gesso in sito: all'uopo si sono realizzate tre cassette su misura per contenere i provini di gesso durante la fase di degradazione (Figura 3.11a) in 3 punti diversi della miniera, che si considerano rappresentativi dell'insieme.

L'utilizzo prevalente della plastica nella realizzazione delle cassette è dovuto alla necessità di evitare la presenza di materiale ferroso, che può reagire con il gesso e modificare il suo processo di degradazione.

**Figura 3.11:** Cassette contenitive

Ogni cassetta è inoltre stata contraddistinta da un colore (rosso, giallo, blu) così da conoscere, una volta calate nei 2 pozzi all'interno della miniera, la posizione esatta dei provini presenti all'interno di quella determinata cassetta:

- *serie rossa*: pozzo 1 a 2.50 metri di profondità,
- *serie gialla*: pozzo 1 a 5.10 metri di profondità,
- *serie blu*: pozzo 2 a 2.30 metri di profondità.

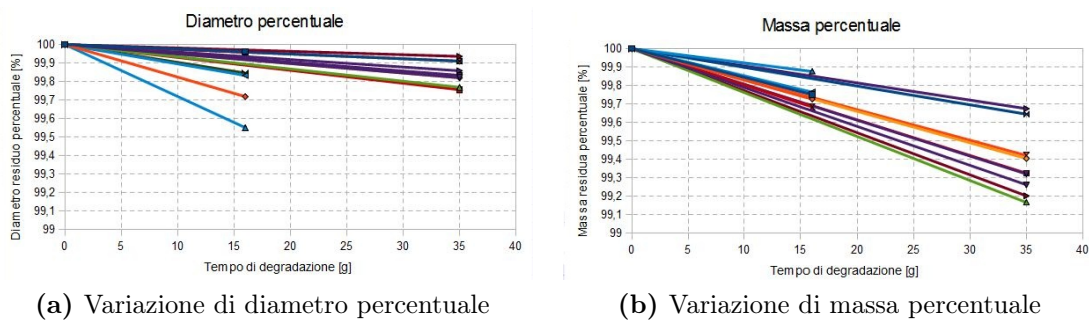
I provini di gesso, ottenuti dagli stessi campioni di quelli dei paragrafi 3.1.1.1 e 3.1.2.1, sono stati posizionati all'interno delle cassette e suddivisi in cinque serie:

ad ogni serie corrisponde una determinata durata temporale di degradazione a cui verranno sottoposti, per poi essere utilizzate in prove monoassiali e brasiliane, grazie alle quali si valuterà l'effetto sulle caratteristiche dei provini. Anche in questo caso, per facilitare il riconoscimento dei provini da estrarre dalle cassette dopo un certo periodo di tempo, è stato associato ad ogni serie un colore (rosso, bianco, blu, giallo, verde)(Figura 3.11b).

### 3.2.2.1 Monoassiali

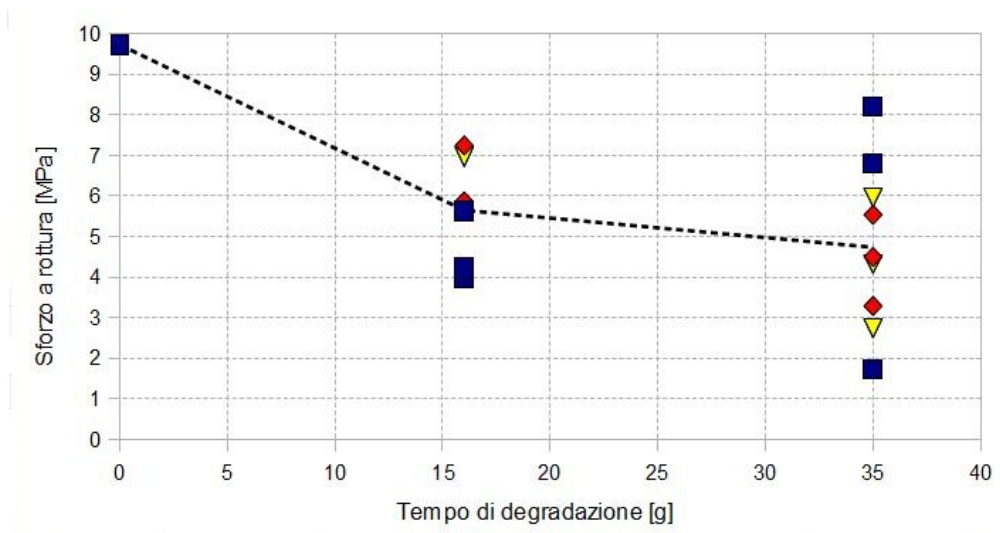
I provini sono stati raccolti dopo 16 e 35 giorni, con conseguenze differenti sia sul volume, e quindi sulla massa, che sulle caratteristiche meccaniche [19].

La diminuzione di diametro (Figura 3.12a) e massa (Figura 3.12b) è lineare e comunque contenuta, indizio dell'alto grado di saturazione dell'acqua in sito al momento della prova.



(a) Variazione di diametro percentuale

(b) Variazione di massa percentuale



(c) Andamento dello sforzo massimo al variare del tempo in sito

**Figura 3.12:** Degradazione in sito di provini snelli

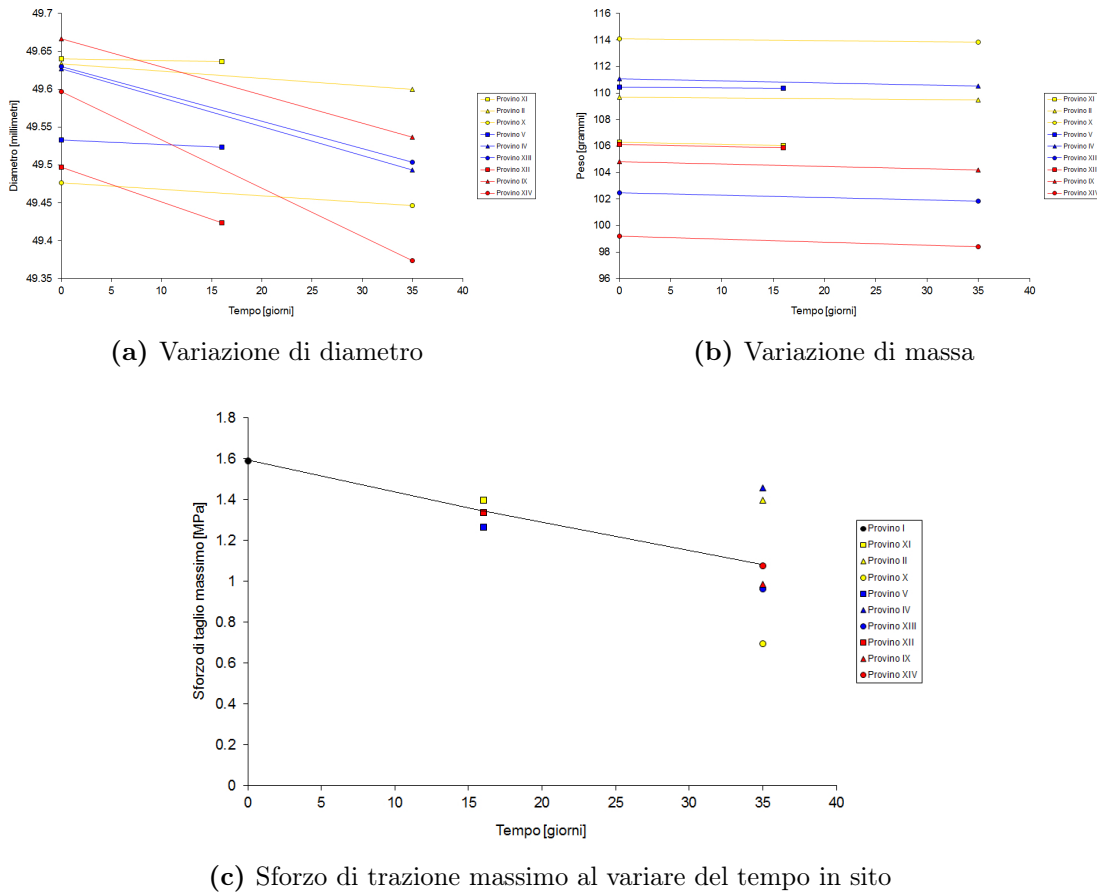
Al contrario, una volta sottoposti a prova di compressione monoassiale, i provini degradati mostrano (Figura 3.12c) una marcata riduzione della resistenza, indice di un'avvenuta dissoluzione di parte dei legami intergranulari.

L'aumentare della dispersione all'aumentare del tempo di degrado in sito indica chiaramente che il processo di dissoluzione-danno è localizzato, infatti la lunghezza caratteristica è maggiore al disgregarsi dei cluster minerali di cui è composto l'ammasso, visibili in figura 3.2d.

### 3.2.2.2 Brasiliane

Al fine di determinare la resistenza a trazione con prove brasiliane 3 provini sono stati raccolti dopo 16 giorni e 6 dopo 35 giorni [4].

Anche stavolta la diminuzione di diametro (Figura 3.13a) e massa (Figura 3.13b) è lineare e comunque contenuta, ulteriore conferma dell'alto grado di saturazione dell'acqua in sito al momento della prova.



**Figura 3.13:** Degradazione in sito di provini tozzi

Al contrario, una volta sottoposti a prova brasiliana, i provini degradati mostrano (Figura 3.13c) una riduzione della resistenza percentualmente inferiore rispetto a quella delle prove monoassiali, ma con una media più lineare; come nelle prove monoassiali la localizzazione porta ad avere risultati dispersi con l'aumentare del degrado.

### 3.3 Elevata degradazione

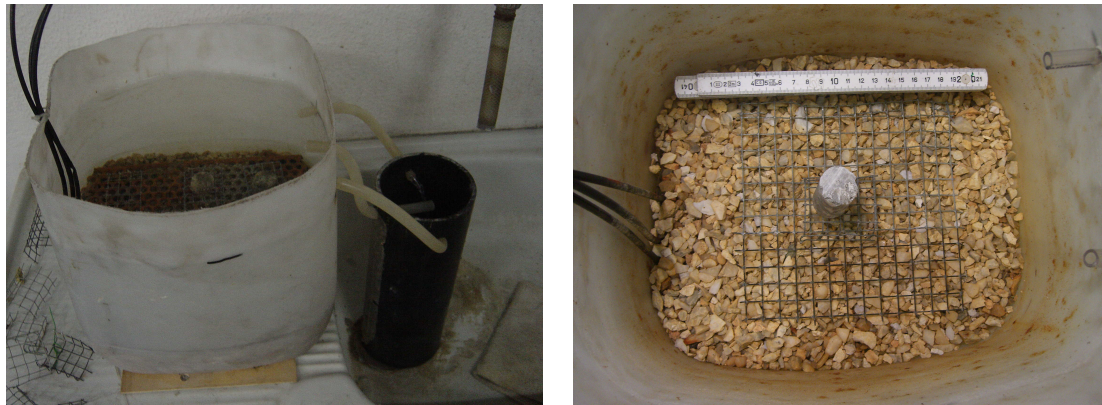
Durante precipitazioni intense l'acqua all'interno della miniera si desatura piuttosto rapidamente, avendo il sistema in piena una portata di circa  $650 \text{ l/s}$ , diventando quindi molto più aggressiva.

Per rappresentare questa condizione, in cui l'acqua non raggiunge mai la saturazione, sono state effettuate 2 tipi di prove in laboratorio:

- degrado in acqua corrente e successiva prova monoassiale,
- creep sotto flusso.

#### 3.3.1 Degrado in acqua corrente

I provini di gesso, ottenuti dagli stessi campioni di quelli del paragrafo 3.1.1.1, sono stati posizionati all'interno di un contenitore d'acqua con una capacità di circa 18 litri (Figura 3.14) [19].



(a) Circuito di flusso

(b) Dettaglio

**Figura 3.14:** Apparecchio per degrado in acqua corrente

Il flusso d'acqua prevede 3 tubi in ingresso e altrettanti in uscita, questi ultimi sfioratori e non di fondo; alla base è posto uno strato di ghiaia per evitare una dissoluzione meccanica dei provini causata dal flusso d'acqua.

Il flusso imposto è pari circa a  $0.5 \text{ l/min}$ , cui i campioni sono stati sottoposti per diversi periodi di tempo (3, 7, 15, 21 giorni).

Dalla figura 3.15a si può notare che la riduzione di diametro è lineare, e dopo 21 giorni raggiunge circa il 30%.

Anche la riduzione di massa è pressochè lineare, raggiungendo dopo 21 giorni un peso pari alla metà di quello iniziale (Figura 3.15b).

Successivamente al degrado i provini sono stati sottoposti a prova di compressione monoassiale per valutare la dipendenza della resistenza dal periodo d'immersione.



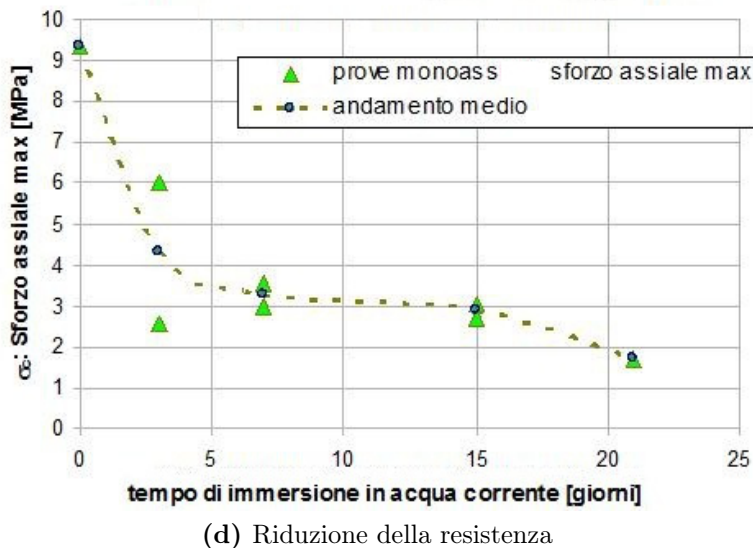
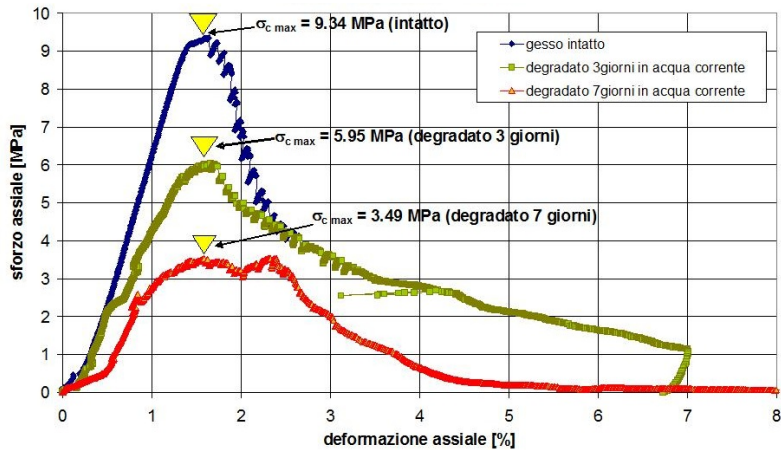
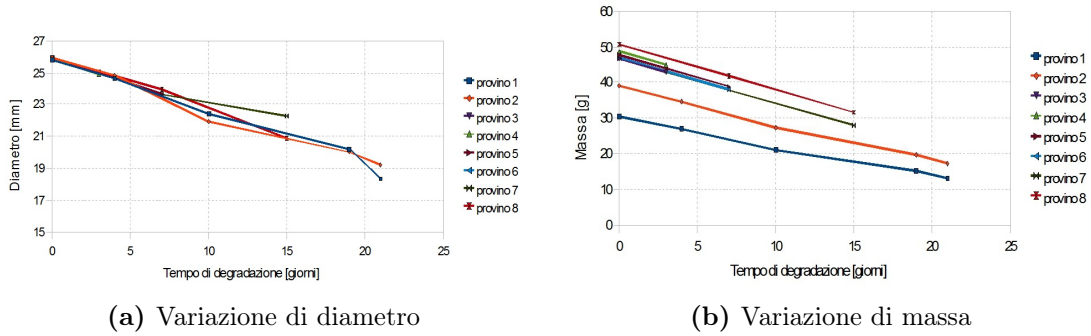


Figura 3.15: Degrado in acqua corrente

In figura 3.15c sono diagrammate le curve sforzo deformazione dei provini sottoposti a differenti periodi, al fine di evidenziare la riduzione della resistenza a compressione monoassiale, che è di circa il 50% in 3 giorni, del 65% in 7, fino ad arrivare al 18% della resistenza iniziale dopo 21 giorni (Figura 3.15d). Vi è

una differenza contenuta rispetto al degrado in acqua ferma per i primi 3 giorni (entrambi avvengono in acqua non satura), e sostanziale nei giorni successivi.

### 3.3.2 Creep sotto flusso

L'obiettivo delle prove di creep sotto flusso costante è di ricreare in un modello semplificato il processo di degrado di uno dei pilastri del livello intermedio della miniera, il terzo (L2P03), ritenuto il più sollecitato fra quelli solo parzialmente sommersi [4].

Per la realizzazione della prova di creep sotto flusso costante è stato messo in opera un sistema di tubi collegati ad un cilindro in plexiglass in cui si posiziona il provino di gesso: l'acqua, attraverso i tubi di afflusso, entra all'interno del cilindro e provoca una lenta degradazione del provino [7].

Il cilindro di plexiglass si riempie d'acqua per un volume di 1.2 litri, ed è fissato su un telaio di carico per prove edometriche che permette di ricreare le condizioni di carico presenti in sito; è presente inoltre un estensimetro per il rilevamento degli spostamenti.

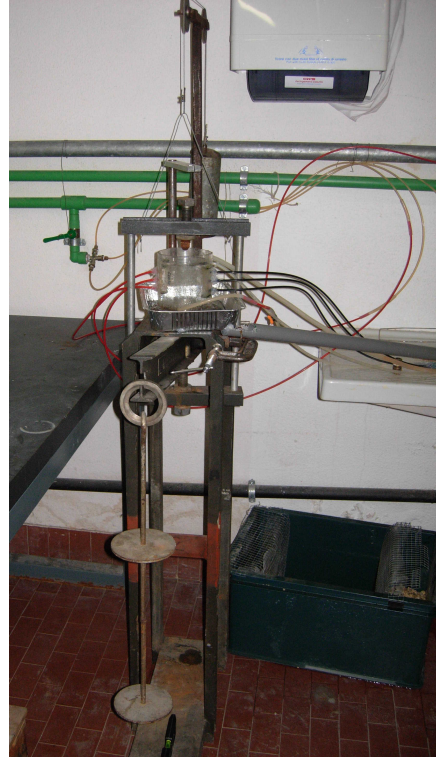


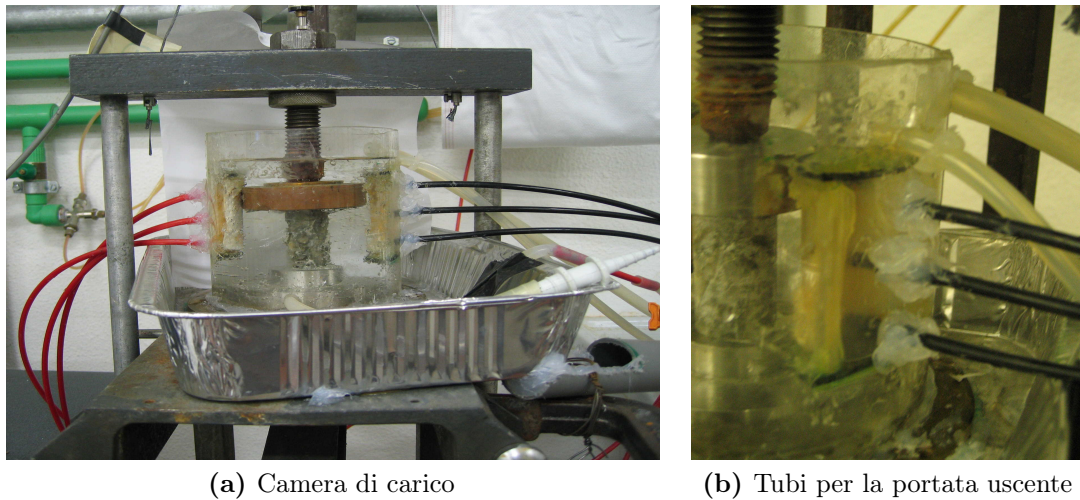
Figura 3.16: Strumentazione complessiva

Il carico da applicare al provino presenta alcune difficoltà di valutazione: si è deciso di sottoporre il provino di gesso ad uno stato di sforzo pari a quello cui è soggetto il pilastro.

Il carico dovuto al terreno sovrastante agente sulla sezione superiore si suppone dovuto ad un cilindro parzialmente costituito da uno strato superficiale costituito da sabbia, limo, argilla e marna ( $\gamma_d = 20kN/m^3$ ), e da un substrato roccioso costituito da banconi di gesso alternati a livelli marnosi ( $\gamma_d = 25kN/m^3$ ); il carico generato da questo cilindro è pari a 210 MN e comporta uno sforzo sulla sezione superiore del pilastro pari a  $\sigma = \frac{P}{\pi \cdot r^2} = 4.8 MPa$ .

Per non incorrere in possibili sottostime del carico, data la sua valutazione estremamente semplificata, si è deciso di sottoporre il provino ad uno sforzo di 6 MPa, sulla sezione superiore del provino di gesso, assunto un diametro di circa 25 millimetri, con un carico pari a 318 Kg.

Prima di permettere all'acqua di fluire, sono stati effettuati diversi cicli di carico e scarico, oltre ad una prova di creep a secco di breve durata, per permettere al



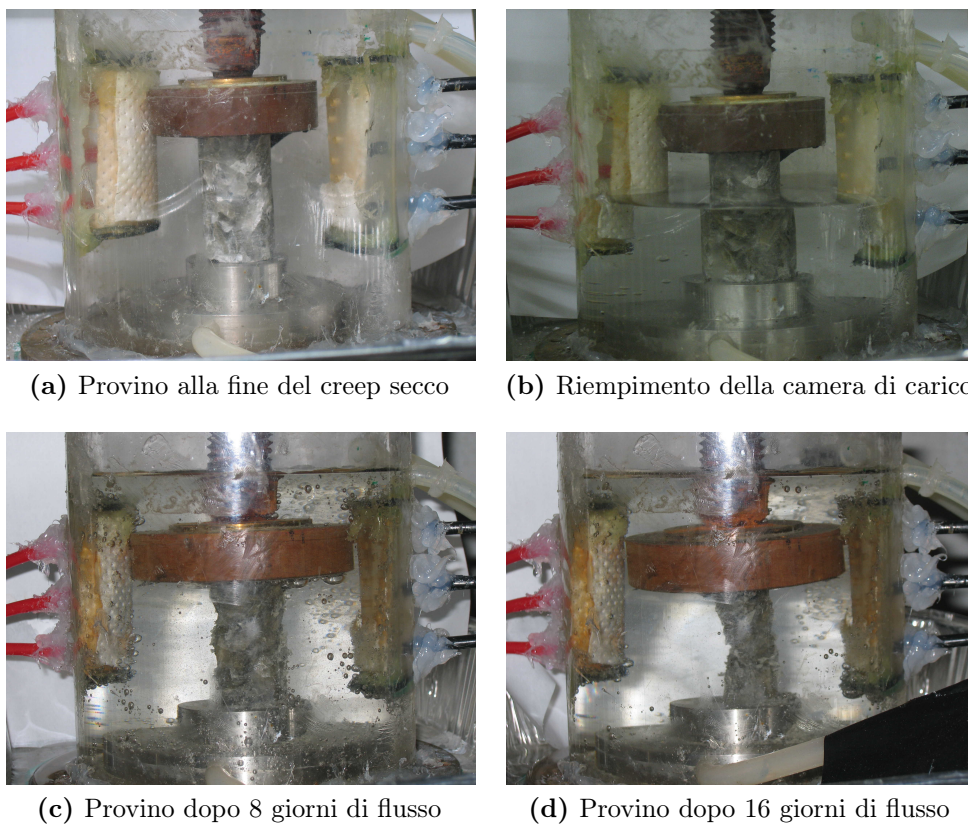
(a) Camera di carico

(b) Tubi per la portata uscente

**Figura 3.17:** Dettagli della strumentazione

provino di stabilizzarsi sotto il peso applicato; solo in seguito a ciò è iniziata la prova di creep sotto flusso.

### 3.3.2.1 Prima prova: immersione continua



(a) Provino alla fine del creep secco

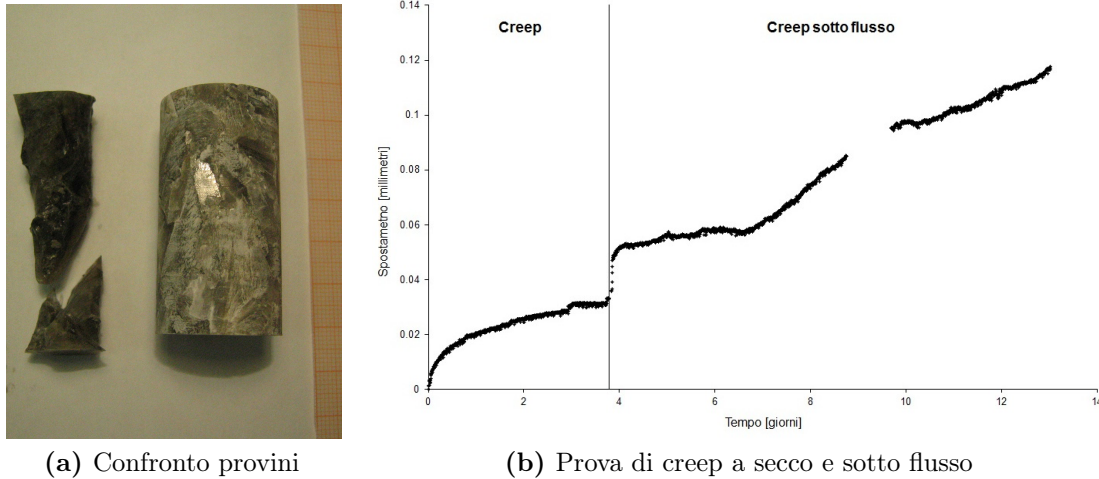
(b) Riempimento della camera di carico

(c) Provino dopo 8 giorni di flusso

(d) Provino dopo 16 giorni di flusso

**Figura 3.18:** Degrado sotto flusso del provino 49

La prima prova è stata eseguita sul provino di gesso numero 49, che presenta un peso iniziale di 54.12 grammi, un diametro iniziale di 25.87 millimetri e un'altezza iniziale di 45.79 millimetri.



**Figura 3.19:** Prova di creep sotto flusso del provino 49

In questo caso la prova di creep a secco è durata 4 giorni, dopo i quali si è passati alla prova sotto flusso, con una portata d'acqua pari a  $11.7 \text{ mL/sec}$  ( $0.7 \text{ l/min}$ ), di cui sono visibili gli effetti in figura 3.18.

La prova si è interrotta per la rottura del provino dopo 16 giorni e 14 ore dall'inizio della prova di creep a secco, prevalentemente a causa della riduzione della sezione conseguente al processo di dissoluzione del gesso in acqua (Figura 3.19a). In figura 3.19b è rappresentato l'andamento della prova fino alla rottura (si fa notare un gap dei dati al 9° giorno causato da un black out elettrico).

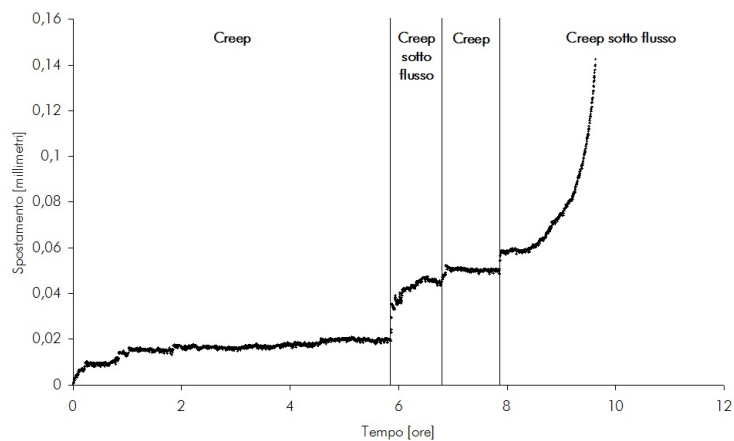
### 3.3.2.2 Seconda prova: ciclo di asciutto bagnato

La seconda prova è stata eseguita sul provino di gesso numero 41 che presenta un peso iniziale di 60.01 grammi, un diametro iniziale di 25.99 millimetri e un'altezza iniziale di 49.85 millimetri.

Anche in questo caso è stata eseguita una serie di carichi e scarichi ed una prova di creep a secco, con le stesse modalità a cui è stato sottoposto il provino precedente.

In seguito si è avviata la prova di creep sotto flusso, con imposizione di una portata d'acqua costante pari a  $15.26 \text{ mL/sec}$  (circa  $0.9 \text{ l/min}$ ); dopo 23 ore si è svuotata la camera, che è rimasta vuota per le successive 25 ore, portando il provino caricato ad una completa asciugatura.

Dopo ulteriori 25 ore la prova è ripresa con una portata d'acqua pari a  $10.96 \text{ mL/sec}$  (circa  $0.7 \text{ l/min}$ ).



**Figura 3.20:** Prova di creep sotto flusso del provino 41

La prova si è fermata dopo 9 giorni e 15 ore dall'inizio della prova di creep, ancora prevalentemente a causa della riduzione della sezione del provino conseguente al processo di dissoluzione; in figura 3.20 è rappresentato l'andamento della prova fino alla rottura.

La differenza di tempo necessario per raggiungere la rottura nelle due prove sperimentali sembrerebbe proprio dovuta alla presenza, nella seconda prova, di un ciclo di asciutto bagnato che influisce negativamente sulla stabilità del provino; inoltre contribuisce all'aumento dei cedimenti in maniera significativa, diminuendo quindi il tempo necessario al provino per raggiungere la deformazione a rottura.

I risultati confermano la maggiore aggressività di un'acqua non satura rispetto ad una soluzione satura; inoltre dimostrano la pericolosità di un flusso erosivo. Il provino sottoposto ad un ciclo di asciutto-bagnato si è dimostrato infine ancora più vulnerabile di quello sottoposto ad un flusso continuo.



# Capitolo 4

## Modellazione matematica del degrado

I pilastri di gesso della miniera sono soggetti a weathering (capitolo 2), con conseguente diminuzione del carico sostenibile e eventuale collasso.

Si è quindi reputato opportuno seguire un ulteriore approccio, basato sulla modellazione matematica della degradazione di un pilastro per dare una valutazione quantitativa dell'ordine di grandezza del tempo di collasso, a seconda dello sforzo applicato: grazie ai valori in batch con tempistiche contenute, è possibile fare previsioni su tempi molto più lunghi (decenni).

Anche stavolta si è scelto il terzo (L2P03) pilastro del livello intermedio della miniera, ritenuto il più sollecitato fra quelli solo parzialmente sommersi.

### 4.1 Descrizione del modello

Il modello, inizialmente sviluppato e validato per la miniera abbandonata di Santa Brigida, composta principalmente da anidrite, è stato qui utilizzato su una miniera di gesso.

La modellazione del degrado è realizzata attraverso i seguenti parametri:

- la velocità di progressione del fronte di degrado,
- la velocità di degradazione della resistenza a compressione nel tempo,

ipotizzando che il pilastro sia intatto e non fessurato, la velocità di degradazione uniforme, i pori capillari completamente saturi d'acqua (non satura); inoltre assumendo che la resistenza del materiale bagnato diminuisca d'improvviso dal valore iniziale di quello asciutto a un'opportuna percentuale ( $\beta$ ) di quest'ultimo [11].

#### 4.1.1 Diffusione umida

Considerando l'acqua come principale agente di degrado, verrà utilizzata la teoria dello *Sharp Front* per rappresentare il suo movimento all'interno del pilastro: si

assume che durante l'assorbimento capillare la concentrazione d'acqua sia uniforme e costante all'interno della regione umida, mentre l'avanzamento del fronte umido sia rappresentato come un cambiamento a gradino del contenuto d'acqua; inoltre si impone una pressione capillare ( $p_f$ ) costante al fronte di avanzamento ( $x = x_f$ ) al tempo  $t$ .

Si ipotizza che la parte bagnata abbia un contenuto d'acqua costante e uniforme ( $\theta_w$ ), prossimo al valore saturo. La velocità di avanzamento del fronte umido ( $\alpha$ ) è ottenuta applicando la legge di Darcy alla regione bagnata, di cui una faccia è a contatto con l'acqua libera, a pressione  $p_0$  ( $x = x_0$ ).

Nel modello *Sharp Front* il volume cumulato di liquido assorbito per unità d'area di flusso è:

$$i = \left( 2 \frac{k}{\gamma_w} \theta_w p_f \right)^{0.5} t^{0.5} \quad (4.1)$$

ove  $k$  è il coefficiente di conducibilità idraulica del materiale e  $\gamma_w$  il peso specifico dell'acqua, oppure

$$i = \theta_w (x_0 - x_f) \quad (4.2)$$

ottenendo quindi:

$$x_f = x_0 - \alpha t^{0.5} \quad (4.3)$$

$$\alpha = \frac{\left( 2 \frac{k}{\gamma_w} \theta_w p_f \right)^{0.5}}{\theta_w} \quad (4.4)$$

### 4.1.2 Analisi assialsimmetrica

In un pilastro tozzo, come il nostro, la capacità portante sarà data da [11]:

$$Q = \pi \sigma_0 \cdot \max(R_0 - \alpha t^{0.5}, 0)^2 + \int_{\max(R_0 - \alpha t^{0.5}, 0)}^{R_t} \sigma(t, r) 2\pi r dr \quad (4.5)$$

ove  $R_0$  è il raggio iniziale del pilastro, mentre  $R_t$  è il raggio al tempo  $t$ , e viene definito:

$$\hat{x} = \frac{\alpha^2 t}{R_0^2} \quad (4.6)$$

## 4.2 Realizzazione del modello

Per procedere alla determinazione dei parametri del modello si sono utilizzati i valori sperimentali ottenuti dalle prove monoassiali nei paragrafi 3.1, 3.2 e 3.3, in cui varia il livello di degrado cui sono sottoposti i provini.

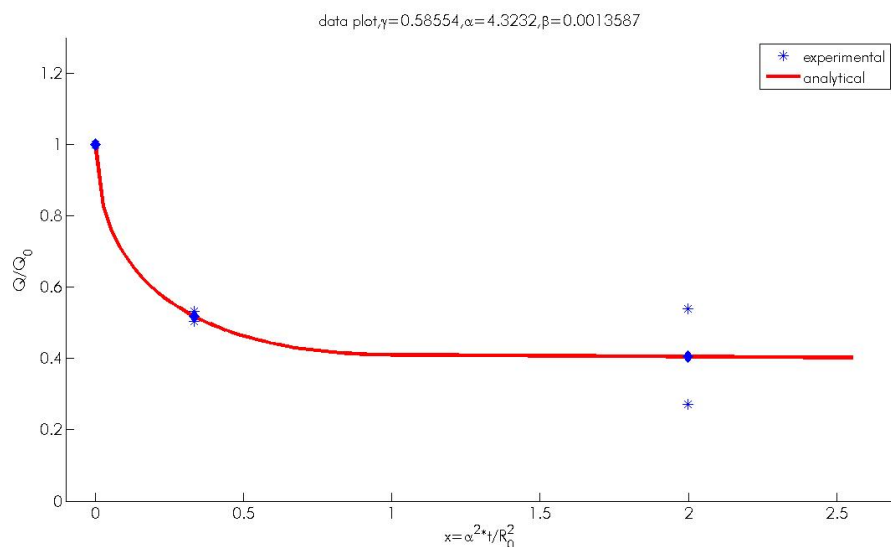
Viene quindi effettuato il fitting dei dati sperimentali, ottenendo una curva che permette di determinare il variare del carico limite con il tempo di degrado, ovviamente entrambi adimensionalizzati; a sua volta esso permette di conoscere i parametri  $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $\gamma$ , ove  $\gamma$  rappresenta la diminuzione istantanea di sezione resistente



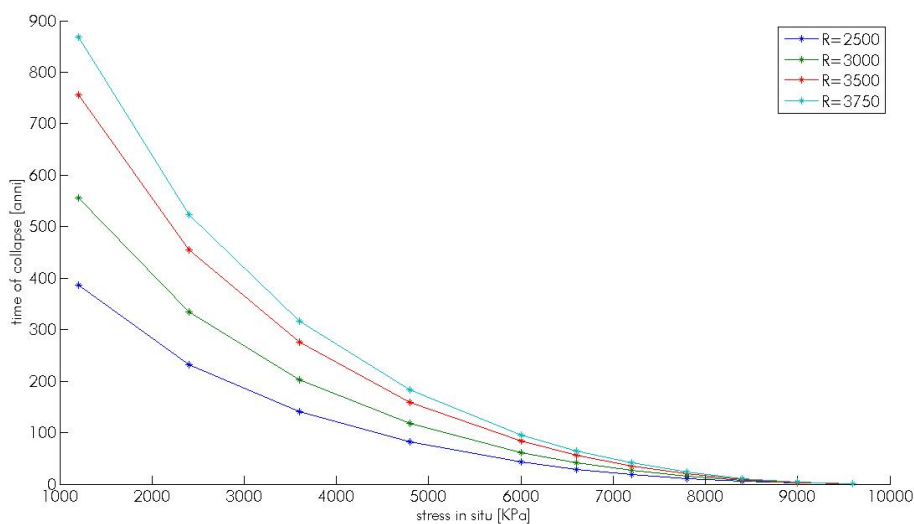
non appena l'acqua arriva a contatto con la colonna [4].

Una volta ottenuti questi valori, è possibile valutare l'effetto del degrado nel tempo (decenni) sulla resistenza del pilastro preso in considerazione. Si può quindi determinare una tempistica approssimata dell'avvenimento di collasso, in corrispondenza del raggiungimento della resistenza limite di 4.8 MPa.

Negli abaci sono rappresentate anche curve di collasso per pilastri di raggio inferiore, le quali, come ci si aspetta, mostrano che, al decrescere del raggio, il tempo di collasso, a parità di carico e degrado considerati, è minore.



(a) Approssimazione dei risultati sperimentali mediante una curva



(b) Abaco del tempo di collasso in funzione dello sforzo

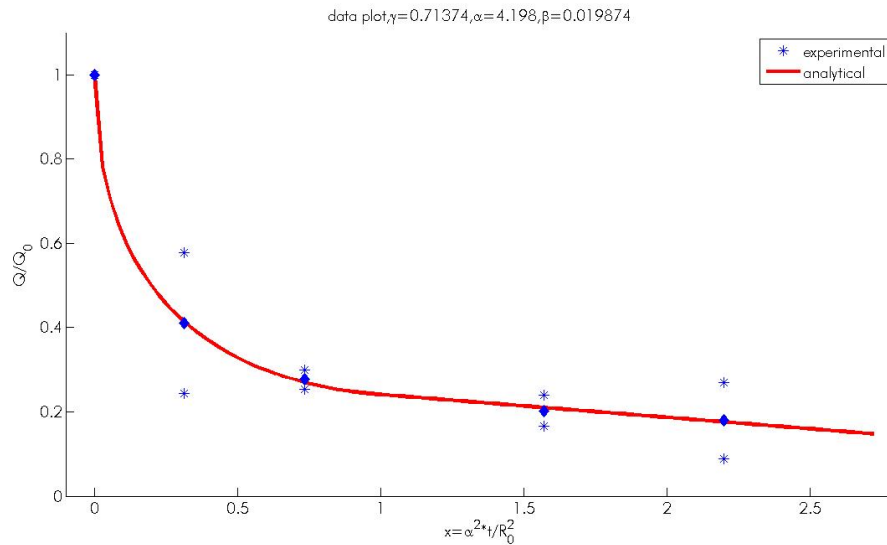
**Figura 4.1:** Modellazione della degradazione in acqua in quiete

### 4.2.1 Prima serie: Degradazione in acqua in quiete

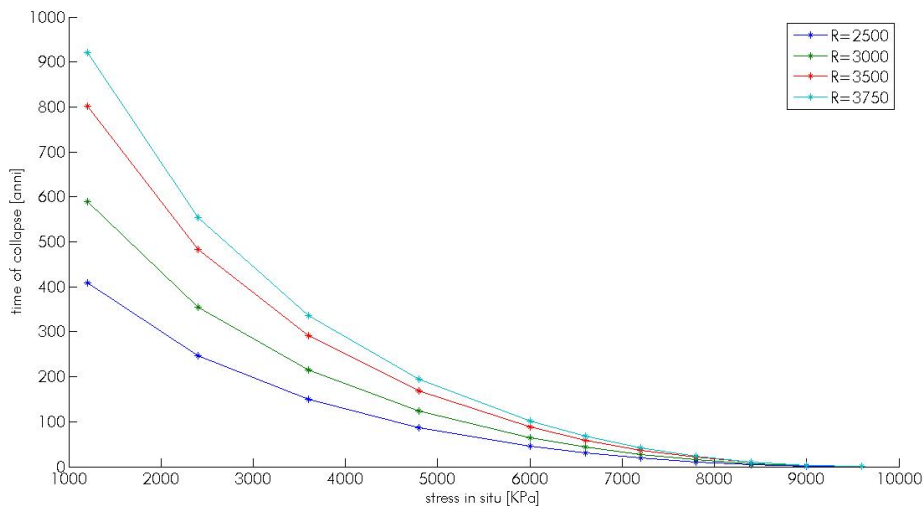
Dai dati del paragrafo 3.2.1.1 si ricava la curva e i parametri illustrati in figura 4.1a; essi vogliono rappresentare la condizione per la quale, a periodi di piena con acqua poco satura, seguono periodi di magra in cui la soluzione raggiunge la saturazione.

Viene quindi calcolato l'abaco di collasso illustrato in figura 4.1b.

### 4.2.2 Seconda serie: Degradazione in acqua corrente



(a) Approssimazione dei risultati sperimentali mediante una curva



(b) Abaco del tempo di collasso in funzione dello sforzo

**Figura 4.2:** Modellazione della degradazione in acqua corrente

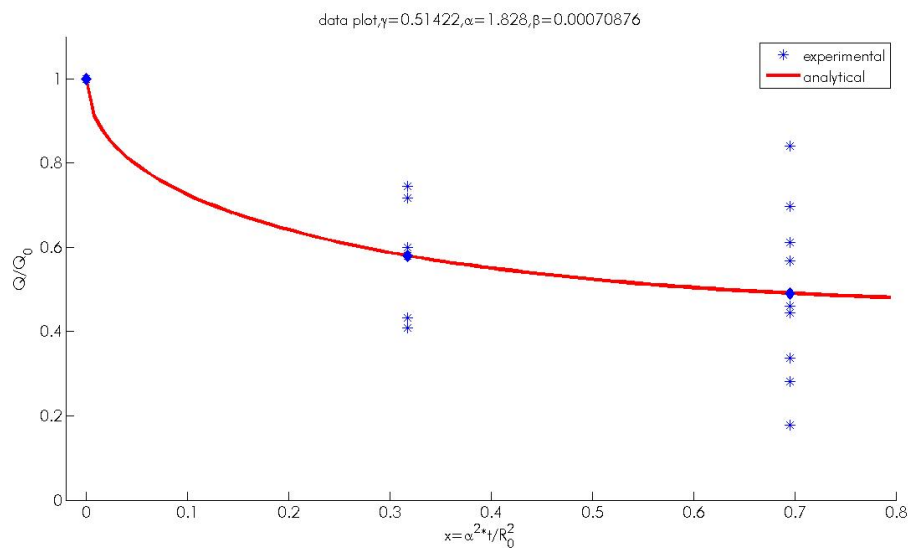
Dai dati del paragrafo 3.3.1 si ricava la curva e i parametri illustrati in figura 4.2a, indicativi nel caso di periodi di piena continuati.

Viene quindi calcolato l'abaco di collasso illustrato in figura 4.2b.

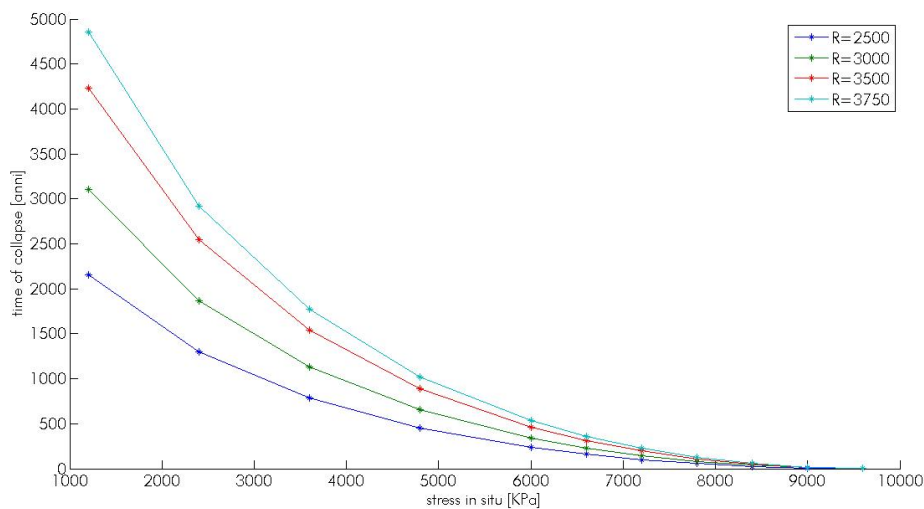
### 4.2.3 Terza serie: Degradazione in acqua in sito

Dai dati del paragrafo 3.2.2.1 si ricava la curva e i parametri illustrati in figura 4.3a, che risentono dell'assenza di eventi di piena durante il deposito in sito (tarda primavera).

Viene quindi calcolato l'abaco di collasso illustrato in figura 4.3b.



(a) Approssimazione dei risultati sperimentali mediante una curva



(b) Abaco del tempo di collasso in funzione dello sforzo

**Figura 4.3:** Modellazione della degradazione in acqua in sito

### 4.3 Analisi dei risultati ottenuti

Le due prove in laboratorio consentono di stimare una tempistica di avvenimento dell'evento di collasso nell'intorno dei 100 anni, ottenendo con la prima serie un valore molto simile alla seconda poiché anch'essa si svolge per larga parte in acqua non satura.

Il degrado in sito è invece avvenuto senza che nel frattempo si siano registrati eventi di piena, quindi in acqua ad alto grado di saturazione. Di conseguenza il raggio dei provini sottoposti a degradazione in sito diminuisce in maniera trascurabile dopo 16 e 35 giorni; essendo il raggio un parametro rilevante nel modello, questo porta ad una possibile sovrastima dei tempi di collasso. La terza serie sviluppa infatti una tempistica di circa 530 annii.

I risultati del modello mostrano come il degrado riduca, per tempi considerevoli, la resistenza limite del gesso nei vari casi di degradazione; tuttavia si evidenzia una notevole differenza fra il weathering in sito e quello in batch, a causa della notevole differenza nel grado di saturazione delle acque utilizzate.

# Capitolo 5

## Determinazione dei valori di resistenza

I dati sperimentali raccolti permettono di conoscere i valori di sforzo massimo resistente a trazione ed a compressione del gesso alle varie profondità, oltre che nei suoi vari stadi di degradazione.

In particolare la prova triassiale, effettuata su un provino intatto, consente di determinare nel dettaglio i valori di resistenza del gesso non degradato. A partire da questi si determineranno poi quelli del materiale degradato.

Obiettivo di questo capitolo è illustrare la procedura che si è seguita.

### 5.1 Criteri di rottura utilizzati

I criteri di rottura di Hoek e Brown, Hoek e Brown generalizzato e Mohr Coulomb sono stati utilizzati poichè ritenuti i più idonei a rappresentare la situazione dei materiali del complesso roccioso trattato in questo elaborato.

Essendo questi criteri largamente utilizzati si è trovata un'ampia letteratura specialistica a supporto di questa scelta ( [5] [12] [28] [36] [38] ).

#### 5.1.1 Hoek-Brown

Al fine di determinare la resistenza di ammassi rocciosi fratturati Hoek e Brown (1980) sviluppano un metodo empirico in cui la resistenza al taglio è rappresentata da un involuppo di Mohr-Coulomb curvo [38].

Questo criterio di rottura deriva dalla teoria della frattura di Griffith (1968) ed è stato introdotto con lo scopo di fornire dati di input per le analisi richieste dalla progettazione di scavi sotterranei in roccia di alta qualità.

Tale criterio prende inizialmente in considerazione le proprietà della roccia intatta, introducendo successivamente dei fattori induttivi con lo scopo di ridurre

tali proprietà in funzione delle caratteristiche dei giunti all'interno dell'ammasso roccioso. La formulazione originale del criterio di rottura di Hoek-Brown è definita in termini di sforzi principali dalla seguente equazione:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \cdot \left( m \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^{0.5} \quad (5.1)$$

dove  $\sigma'_1$  e  $\sigma'_3$  sono gli sforzi effettivi principali alla rottura rispettivamente maggiore e minore,  $\sigma_{ci}$  è la resistenza a compressione monoassiale per il materiale (roccia) intatto mentre  $m$  e  $s$  sono delle costanti del materiale, in particolare  $s = 1$  per il caso di roccia intatta.

### 5.1.2 Hoek-Brown generalizzato

Già nel 1994 Hoek afferma che la coesione determinata con la tangente all'involuppo va considerata come un limite superiore, che fornisce una valutazione ottimistica; introduce quindi il criterio di Hoek-Brown generalizzato, nel quale la forma dell'involuppo può essere modificata grazie ad una serie di coefficienti.

Inoltre si riconobbe che il Rock Mass Rating (RMR) di Bieniawski non era più adeguato come mezzo per relazionare un criterio di rottura alle osservazioni in situ; si introdusse quindi il Geological Strength Index (GSI), utilizzato per stimare la riduzione della resistenza degli ammassi rocciosi dovuta, fra le altre cause, alla presenza di fratture, alle proprietà della roccia intatta e ai gradi di libertà dei blocchi.

La formulazione generalizzata del criterio di rottura di Hoek-Brown è definita in termini di sforzi principali dalla seguente equazione:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \cdot \left( m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (5.2)$$

dove  $m_b$  è un valore ridotto di  $m_i$  (il cui valore dipende dal tipo di roccia costituente il materiale intatto [vedi 38, p. 95]), ottenuto da:

$$m_b = m_i \cdot e^{\left( \frac{GSI-100}{28-14 \cdot D} \right)} \quad (5.3)$$

mentre  $s$  e  $a$  sono delle costanti dell'ammasso roccioso, date da:

$$s = e^{\left( \frac{GSI-100}{9-3 \cdot D} \right)} \quad (5.4)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \cdot \left( e^{-\frac{GSI}{15}} - e^{-\frac{20}{3}} \right) \quad (5.5)$$

L'ulteriore parametro  $D$  presente all'interno delle equazioni 5.2 e 5.3 dipende dal grado di disturbo al quale l'ammasso roccioso è stato sottoposto durante l'escavazione e dal fenomeno di rilassamento della roccia; varia da 0 per l'ammasso roccioso indisturbato a 1 per quello altamente disturbato, secondo le indicazioni riportate nella figura 5.1.

La resistenza a compressione monoassiale dell'ammasso roccioso, ottenuta considerando  $\sigma'_3 = 0$  nell'equazione 5.2 è:






Appearance of rock mass	Description of rock mass	Suggested value of $D$
	Excellent quality controlled blasting or excavation by Tunnel Boring Machine results in minimal disturbance to the confined rock mass surrounding a tunnel.	$D = 0$
	Mechanical or hand excavation in poor quality rock masses (no blasting) results in minimal disturbance to the surrounding rock mass. Where squeezing problems result in significant floor heave, disturbance can be severe unless a temporary invert, as shown in the photograph, is placed.	$D = 0$ $D = 0.5$ No invert
	Very poor quality blasting in a hard rock tunnel results in severe local damage, extending 2 or 3 m, in the surrounding rock mass.	$D = 0.8$
	Small scale blasting in civil engineering slopes results in modest rock mass damage, particularly if controlled blasting is used as shown on the left hand side of the photograph. However, stress relief results in some disturbance.	$D = 0.7$ Good blasting $D = 1.0$ Poor blasting
	Very large open pit mine slopes suffer significant disturbance due to heavy production blasting and also due to stress relief from overburden removal. In some softer rocks excavation can be carried out by ripping and dozing and the degree of damage to the slopes is less.	$D = 1.0$ Production blasting $D = 0.7$ Mechanical excavation

Figura 5.1: Linee guida per la stima del fattore di disturbo  $D$  [22]

$$\sigma_c = \sigma_{ci} \cdot s^a \quad (5.6)$$

mentre la resistenza a trazione è:

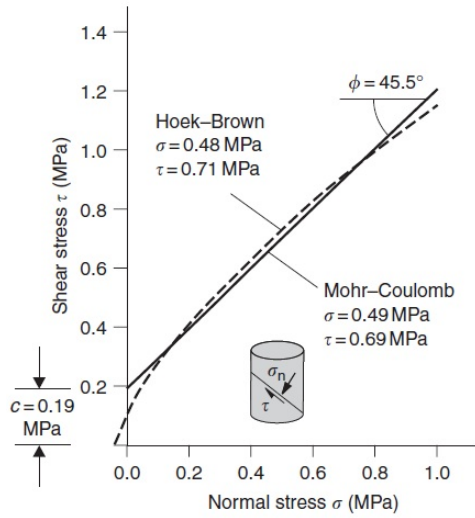
$$\sigma_t = -\frac{s \cdot \sigma_{ci}}{m_b} \quad (5.7)$$

ottenuta imponendo entrambi gli sforzi principali efficaci pari alla resistenza a trazione stessa, ovvero la condizione di trazione biassiale, la quale risulta essere uguale alla trazione monoassiale nel caso si prendano in considerazione materiali fragili.

Infine il modulo di deformazione elastica (rigidezza) dell'ammasso roccioso risulta:

$$E_m = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \cdot \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} \cdot 10^{(GSI-10)/40} [GPa] \quad (5.8)$$

### 5.1.3 Mohr-Coulomb



**Figura 5.2:** Involuppo di rottura

L'analisi di stabilità del complesso minerario richiede la determinazione della resistenza a taglio espressa dal criterio di rottura di Mohr-Coulomb: è quindi necessario determinare angolo d'attrito ( $\phi'$ ) e coesione ( $c'$ ) equivalenti fra questo criterio e quello di Hoek-Brown generalizzato.

Questo risultato è ottenuto interpolando linearmente la curva generata risolvendo l'equazione 5.2 nell'intervallo  $\sigma_t < \sigma_3 < \sigma_{3,max}$ , come mostrato in figura 5.2, ottenendo le seguenti equazioni per la determinazione dell'angolo d'attrito ( $\phi'$ ) e della coesione ( $c'$ ):

$$\phi' = \sin^{-1} \left[ \frac{6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}} \right] \quad (5.9)$$

$$c' = \frac{\sigma_{ci} \cdot [(1+2a)s + (1-a)m_b\sigma'_{3n}] \cdot (s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a) \cdot \sqrt{1 + \frac{6am_b(s+m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a)}}} \quad (5.10)$$

dove  $\sigma_{3n} = \sigma_{3,max}/\sigma_{ci}$ .

Naturalmente la resistenza al taglio  $\tau$  si determina sostituendo questi valori dell'angolo d'attrito ( $\phi'$ ) e della coesione ( $c'$ ) all'interno dell'equazione:

$$\tau = c' + \sigma \cdot \tan\phi' \quad (5.11)$$

oppure in termini di sforzi principali:

$$\sigma'_1 = \frac{2c' \cos\phi'}{1 - \sin\phi'} + \frac{1 + \sin\phi'}{1 - \sin\phi'} \sigma'_3 \quad (5.12)$$



Il fenomeno della rottura ha inizio lungo la parete dell'area scavata quando lo sforzo indotto supera la resistenza a compressione  $\sigma_c$  in un determinata area, propagandosi poi nel campo degli sforzi biassiali partendo da tale area fino ad una eventuale stabilizzazione quando la resistenza locale, definita dall'equazione 5.2, risulta essere nuovamente superiore agli sforzi indotti  $\sigma'_1$  e  $\sigma'_3$ .

Il modello numerico utilizzato è in grado di riprodurre questo processo di propagazione della rottura, anche se inizialmente concepito per problematiche di stabilità di scavi in roccia.

Tuttavia, ci sono situazioni nel quale è utile considerare il comportamento complessivo dell'ammasso roccioso piuttosto che il processo di propagazione della frattura descritto precedentemente. Quando si deve considerare la resistenza di un pilastro, per esempio, è utile avere un'indicazione della resistenza complessiva del pilastro piuttosto che una conoscenza di dettaglio della propagazione della frattura al suo interno.

Tutto ciò conduce al concetto di una resistenza globale del materiale che costituisce il pilastro, stimata da Hoek e Brown con la seguente espressione:

$$\sigma'_{cm} = \frac{2c' \cos\phi'}{1 - \sin\phi'} = \sigma_{ci} \frac{(m_b + 4s - a(m_b - 8s))(\frac{m_b}{4} + s)^{a-1}}{2(1+a)(2+a)} \quad (5.13)$$

in cui la seconda uguaglianza è valida nel caso  $\sigma_t < \sigma'_3 < \sigma_{ci}/4$ .

La determinazione di un appropriato valore di  $\sigma'_{3max}$  dipende dalla natura del problema geotecnico e si differenzia fra tunnel o opere sotterranee e pendii.

Gli autori Hoek, Carranza-Torres e Corkum [22], per le applicazioni riguardanti tunnel profondi e superficiali, suggeriscono ad esempio la seguente relazione:

$$\frac{\sigma'_{3max}}{\sigma'_{cm}} = 0.47 \left( \frac{\sigma'_{cm}}{\gamma H} \right)^{-0.94} \quad (5.14)$$

dove  $\gamma$  è il peso specifico dell'ammasso roccioso e  $H$  è la profondità del tunnel al di sotto del piano campagna.

Nel caso in cui gli sforzi orizzontali risultino essere maggiori di quelli verticali ( $K_0 > 1$ ), gli stessi sforzi orizzontali dovranno sostituire il prodotto  $\gamma H$  nell'equazione 5.14.

#### 5.1.4 Strain-softening

Il modello strain softening utilizzato dal software Midas GTS è un modello elasto-plastico con legge di scorrimento associata; il criterio di rottura è una funzione dello stato di sforzo e della deformazione plastica equivalente [14].

Si ritiene che questo modello possa ben rappresentare la condizione di degrado dei pilastri minerari: a seguito della dissoluzione del gesso e degli sforzi agenti, il materiale perde resistenza all'esterno, mentre il nucleo mantiene quella del materiale intatto.

La funzione di snervamento, coincidente nel caso di legge associata con il potenziale plastico, può essere espressa in funzione di sforzo di taglio e resistenza al taglio come esposto dall'equazione 5.15:

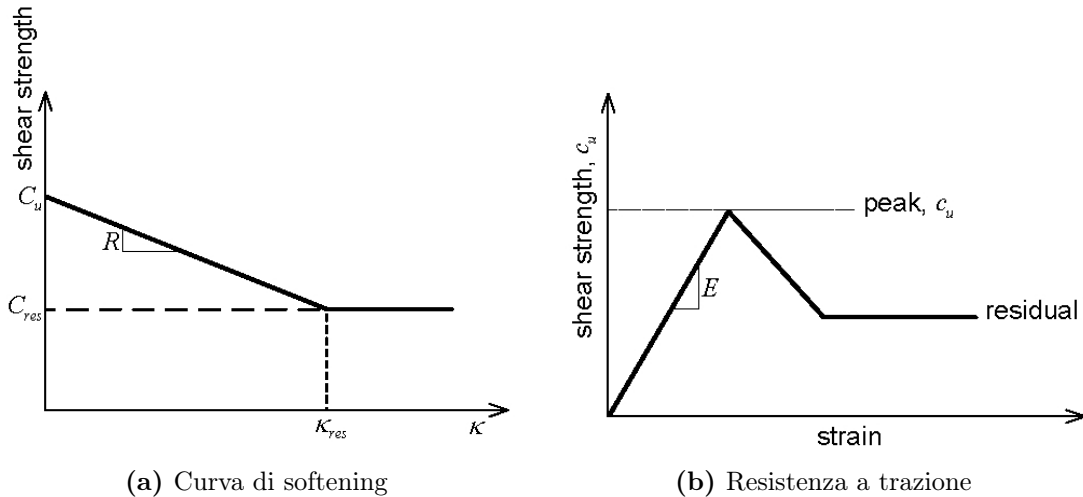
$$f(\sigma, \kappa) = g(\sigma, \kappa) = \sqrt{3J_2(\sigma)} - \sqrt{3}C_u(\kappa) \quad (5.15)$$

in cui la resistenza al taglio varia con la deformazione plastica equivalente, secondo l'equazione 5.16:

$$C_u = \begin{cases} C_u, & \text{se } \kappa = 0 \\ C_u - R\kappa, & \text{se } 0 < \kappa < \kappa_{res} \\ C_{res}, & \text{se } \kappa > \kappa_{res} \end{cases} \quad (5.16)$$

definiti come:

- $J_2$  è l'invariante secondo della componente deviatorica degli sforzi,
- $C_u$  è la resistenza al taglio di picco,
- $C_{res}$  è la resistenza al taglio residua,
- $\kappa = f(\epsilon^p)$  è la deformazione plastica equivalente,
- $\kappa_{res}$  è la deformazione plastica equivalente all'intersezione fra la curva di softening e quella residua (Figura 5.3a),
- $R$  è l'inclinazione della curva di softening, che ne esprime la velocità.



**Figura 5.3:** Modello strain softening

Il modello consiste quindi in una parte elastica lineare, una di softening e una finale perfettamente plastica (Figura 5.3b).

## 5.2 Determinazione dei parametri dei criteri utilizzati

La determinazione dei parametri caratterizzanti l'involuppo di rottura alla Hoek-Brown richiede una serie di prove triassiali in grado di fornire a rottura gli stati tensionali, ovvero i valori degli sforzi principali, del materiale gesso del sito, di cui si è trattato nel paragrafo 3.1.3.

I risultati delle prove monoassiali e brasiliane, mostrate all'interno del capitolo 3, indicano però che caratteristiche del materiale gesso variano significativamente in funzione del degrado cui è soggetto.

La presenza dei tre livelli minerari ha comportato infatti uno stato di alterazione e danneggiamento del materiale gesso dovuti sia dal procedimento meccanico con il quale è stata scavata la miniera, sia dalla presenza di aria umida in grado di alterare le proprietà di resistenza del materiale ed infine, a partire dalla profondità di 55 metri dal piano campagna, dalla presenza dell'acqua, conseguenza dell'allagamento del livello minerario più profondo della ex cava Prete Santo.

Di conseguenza i parametri del criterio di Hoek-Brown ricavabili dalla prova triassiale effettuata sul materiale intatto (non alterato) non potranno identificare il comportamento del materiale gesso presente alle profondità in cui insistono i livelli minerari.

Gli autori Prisco, Castellanza e Frigerio [28] suggeriscono quindi il seguente percorso metodologico:

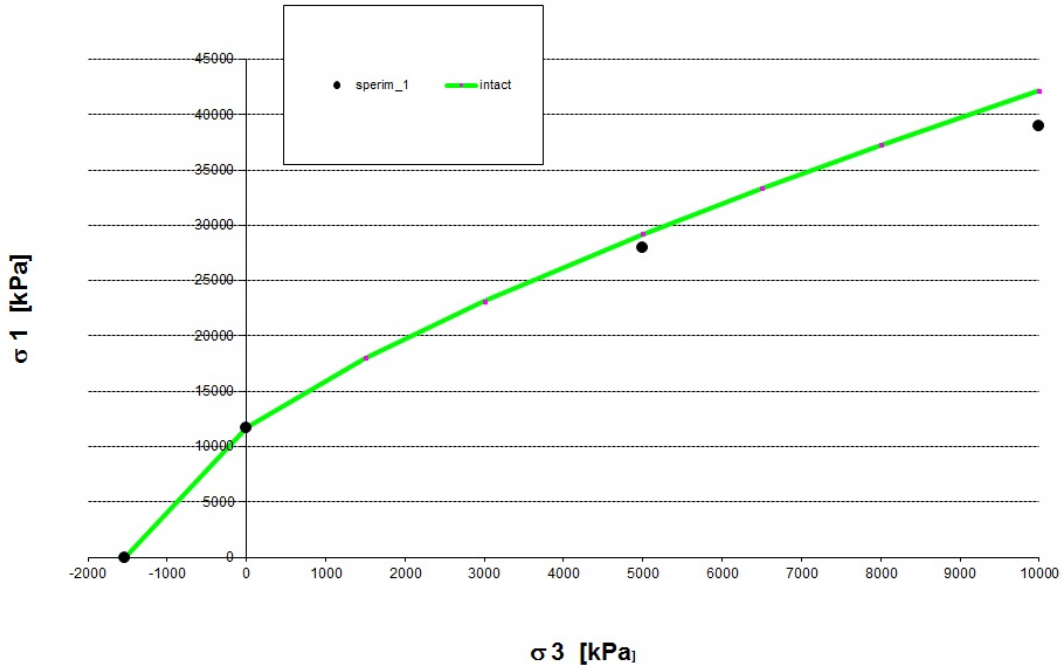
1. determinazione dei parametri dell'involuppo di rottura Hoek-Brown generalizzato identificante gli stati tensionali ammissibili per il materiale gesso intatto attraverso l'equazione 5.2;
2. suddivisione della profondità in cui insistono i livelli minerari (dal piano campagna fino a -70 metri) in intervalli omogenei in cui è possibile identificare un valore medio di resistenza a compressione monoassiale;
3. ricerca di curve omotetiche identificanti i parametri del materiale gesso per ogni intervallo definito nel punto 2 attraverso un'operazione di interpolazione ottimale del valore medio di resistenza a compressione monoassiale;
4. validazione dei parametri ricavati nel punto 3 attraverso la comparazione dei valori di resistenza a trazione e modulo elastico ricavati dalle equazioni 5.7 e 5.8 con i valori ricavati sperimentalmente;
5. determinazione dei parametri dell'involuppo di rottura alla Mohr-Coulomb attraverso sovrapposizione grafica in un intervallo di sforzo principale minore ricavato dall'equazione 5.14.

### 5.2.1 Hoek-Brown

Vengono riportati i valori degli stati tensionali a rottura dei grafici in figura 3.7 e 3.8 nel piano degli sforzi principali (maggiore e minore)  $\sigma'_1$  e  $\sigma'_3$  (Figura 5.4): è

quindi possibile determinare la curva definita dall'equazione 5.2 che meglio interpola i dati sperimentali, e di conseguenza individuare i parametri del criterio di rottura di Hoek-Brown, elencati in tabella 5.1.

L'operazione di interpolazione viene effettuata prendendo in considerazione un valore limite di sforzo principale minore  $\sigma'_3 = 10 \text{ MPa}$ .



**Figura 5.4:** Involuppo di rottura Hoek-Brown per il materiale gesso intatto

**Tabella 5.1:** Parametri dell'involuppo di rottura Hoek-Brown per il gesso intatto

$\sigma_{ti}$ [kPa]	$\sigma_{ci}$ [kPa]	$\sigma'_{cm}$ [kPa]	$\sigma'_{3max}$ [kPa]	$E_m$ [GPa]	$m_b$	GSI	s	a	D
-1532	11722	10830	791	1.93	7.65	100	1	0.5	0

Successivamente si è cercato di semplificare il più possibile la suddivisione del punto 2 (Figura 5.5) ipotizzando quattro differenti intervalli:

- *terreno superficiale e profondo*, da piano campagna a -10 metri di profondità, e da -70 metri di profondità, prevalentemente limoso-argilloso con presenza di ciottoli;
- *livello superiore*, da -10 a -30 metri di profondità, gesso *intatto* non alterato poiché posto superiormente al primo livello minerario;
- *livello intermedio*, da -30 a -55 metri di profondità, gesso moderatamente alterato a causa della presenza di aria umida all'interno delle cavità costituite dal primo e del secondo livello minerario (valore medio di resistenza a compressione monoassiale pari a 8.5 MPa);

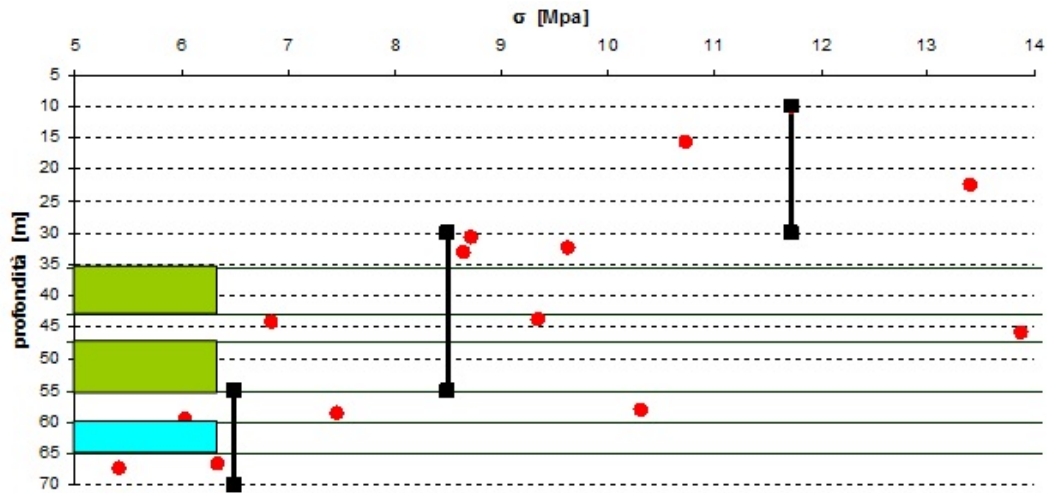


Figura 5.5: Suddivisione dei livelli

- *livello inferiore*, da -55 a -70 metri di profondità, gesso significativamente alterato a causa dell'allagamento del livello minerario più profondo (valore medio di resistenza a compressione monoassiale pari a 6.5 MPa).

Si decide quindi di valutare per tutti i livelli un disturbo dovuto allo scavo nullo, e di svolgere il punto 3 mediante l'ottimizzazione del parametro GSI, che sarà effettuata nel seguente modo: il valore di GSI verrà ridotto fino a che l'involuppo di Mohr-Coulomb sarà tangente al cerchio di Mohr facente riferimento al valore medio di resistenza a compressione monoassiale, come visibile in figura 5.9.

Si ottengono quindi i risultati elencati in figura 5.6 e in tabella 5.2 per il gesso intermedio, e in figura 5.7 e in tabella 5.3 per il gesso inferiore.

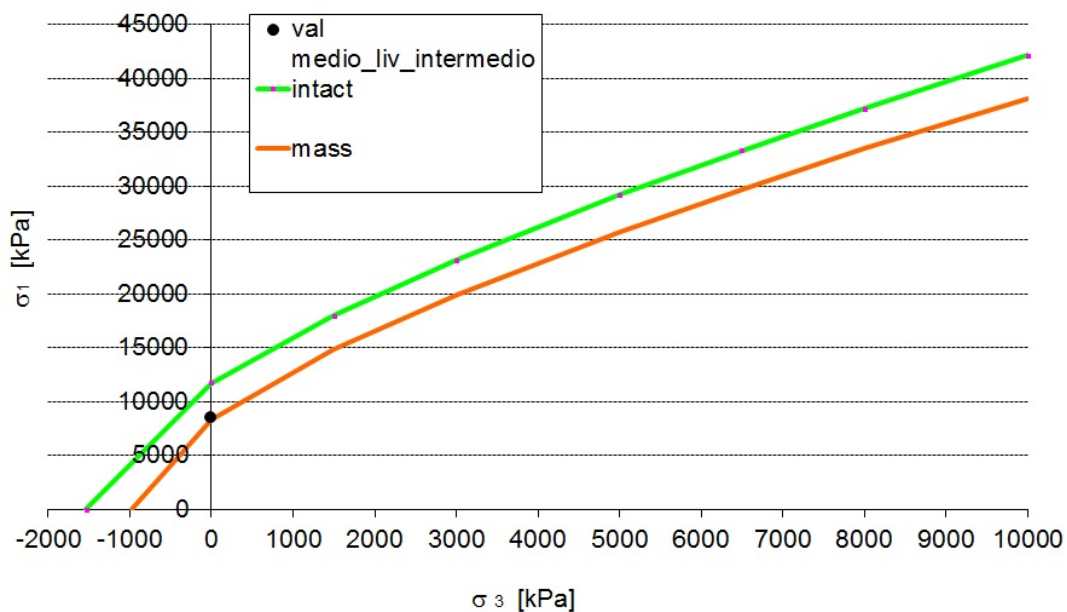
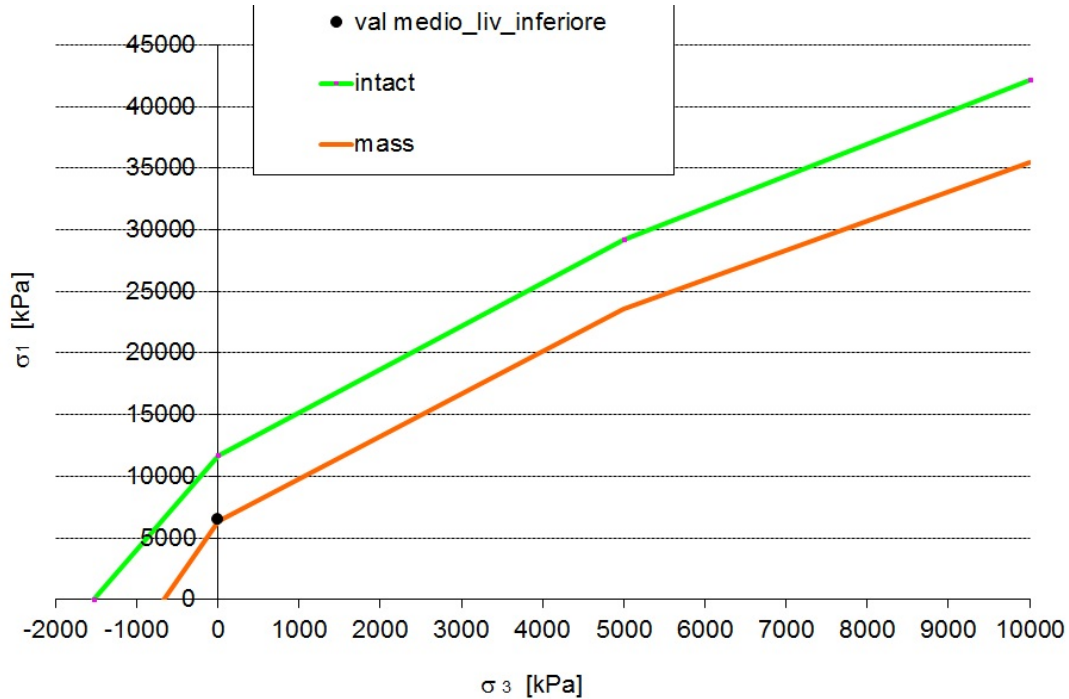


Figura 5.6: Inviluppo di rottura Hoek-Brown per il materiale gesso intermedio

**Tabella 5.2:** Parametri dell'involuppo di rottura Hoek-Brown per il gesso intermedio

$\sigma_{ti}[kPa]$	$\sigma_{ci}[kPa]$	$\sigma'_{cm}[kPa]$	$\sigma'_{3max}[kPa]$	$E_m[GPa]$	$m_b$	GSI	s	a	D
-975	8399	7840	776	1.363	6.174	94	0.51	0.5	0

**Figura 5.7:** Involuppo di rottura Hoek-Brown per il materiale gesso inferiore

È possibile effettuare una rapida validazione dei parametri Hoek-Brown ridotti per i livelli intermedio ed inferiore determinati dalla ricerca delle curve omotetiche attraverso il confronto dei valori di resistenza a trazione e modulo elastico ricavati dalle equazioni 5.7 e 5.8, rappresentati in blu, con i valori ricavati sperimentalmente, i punti rossi, in figura 5.8 [28].

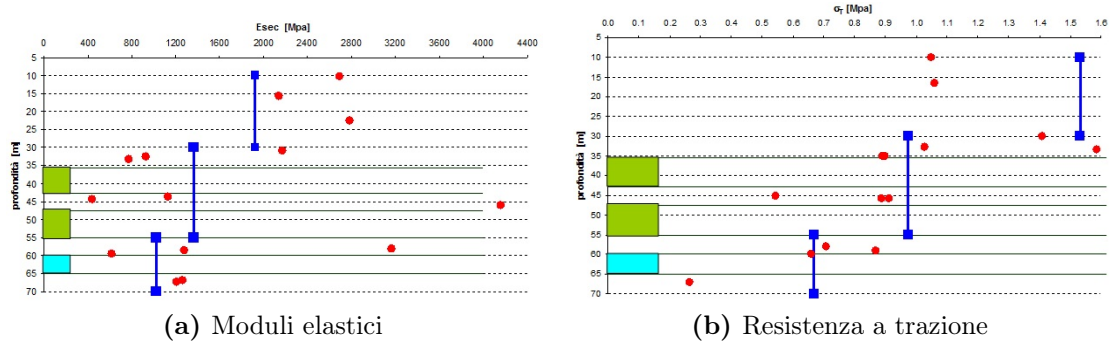
**Tabella 5.3:** Parametri dell'involuppo di rottura Hoek-Brown per il gesso inferiore

$\sigma_{ti}[kPa]$	$\sigma_{ci}[kPa]$	$\sigma'_{cm}[kPa]$	$\sigma'_{3max}[kPa]$	$E_m[GPa]$	$m_b$	GSI	s	a	D
-669	6360	6128	765	1.022	5.165	89	0.29	0.5	0

### 5.2.2 Mohr-Coulomb

La determinazione dei parametri equivalenti dell'involuppo di rottura di Mohr-Coulomb avviene attraverso una sovrapposizione grafica in un intervallo di sforzo principale minore ricavato dall'equazione 5.14.

Per il gesso intatto sono mostrati in figura 5.9a alcuni dei cerchi di Mohr di figura



**Figura 5.8:** Valori forniti dai parametri di H-B a confronto con i risultati sperimentali

3.8 assieme agli involucri tangenti di Hoek-Brown e Mohr-Coulomb.

A favore di sicurezza per il gesso intatto si è preso il valore cautelativo del campione 0 della seconda campagna sperimentale di carotaggio (Tabella 3.3) per la resistenza massima a trazione.

Per il gesso con caratteristiche intermedie sono mostrati in figura 5.9b: i cerchi di Mohr facenti riferimento ai meno resistenti fra i campioni analizzati nelle prove monoassiali e brasiliane nelle tabelle 3.1 e 3.3, assieme agli involucri tangenti di Hoek-Brown e Mohr-Coulomb.

Parimenti in figura 5.9c per il gesso G3.

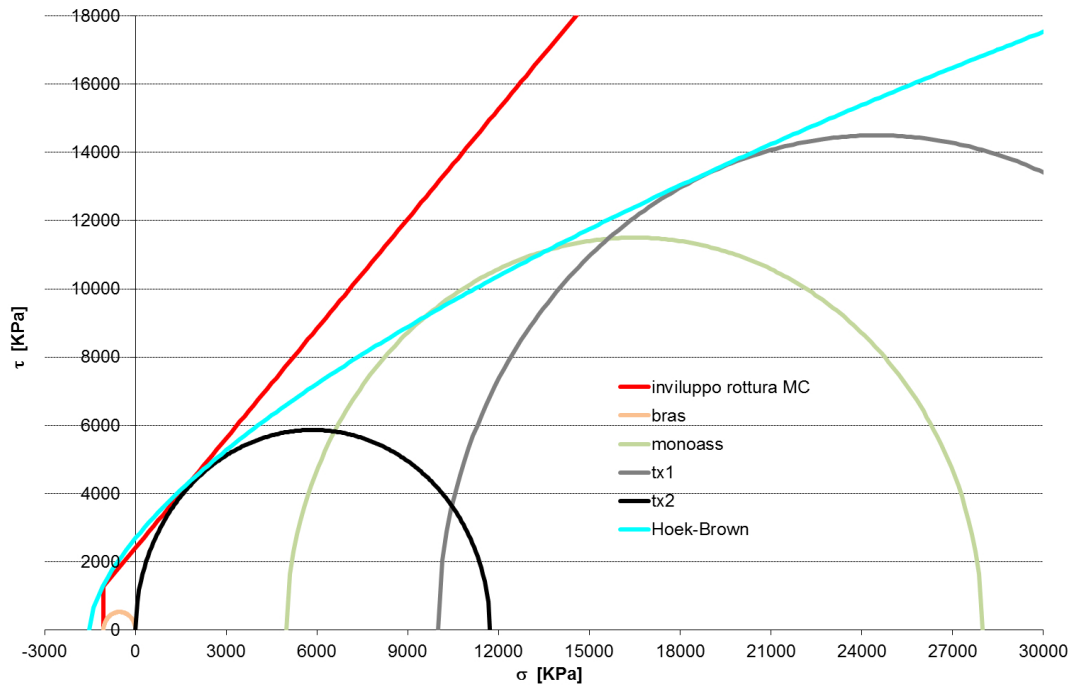
Con il metodo grafico sono stati quindi ottenuti i parametri riassunti nella tabella 5.4.

**Tabella 5.4:** Parametri equivalenti del criterio di rottura di Mohr-Coulomb

materiale	livello	c' [kPa]	φ' [°]	cut-off [kPa]
G1	superiore	2400	47	1051
G2	intermedio	1700	47	975
G3	inferiore	1250	47	669

Utilizzando invece le equazioni 5.9 e 5.10 sono stati ricavati i parametri riassunti in tabella 5.5, che sono stati scelti come definitivi, poichè si ritiene che un angolo d'attrito più basso e una legge di scorrimento non associata (con  $\psi = 4^\circ$  cautelativamente [38]) rappresentino con maggiore accuratezza la situazione di degrado cui è soggetto il complesso minerario.

I valori G7, G8 e G9 sono stati calcolati a partire dalle prove di creep sotto flusso, e sono da considerarsi valori prudenziali di degrado futuro.



(a) Involuppi di rottura per il materiale intatto

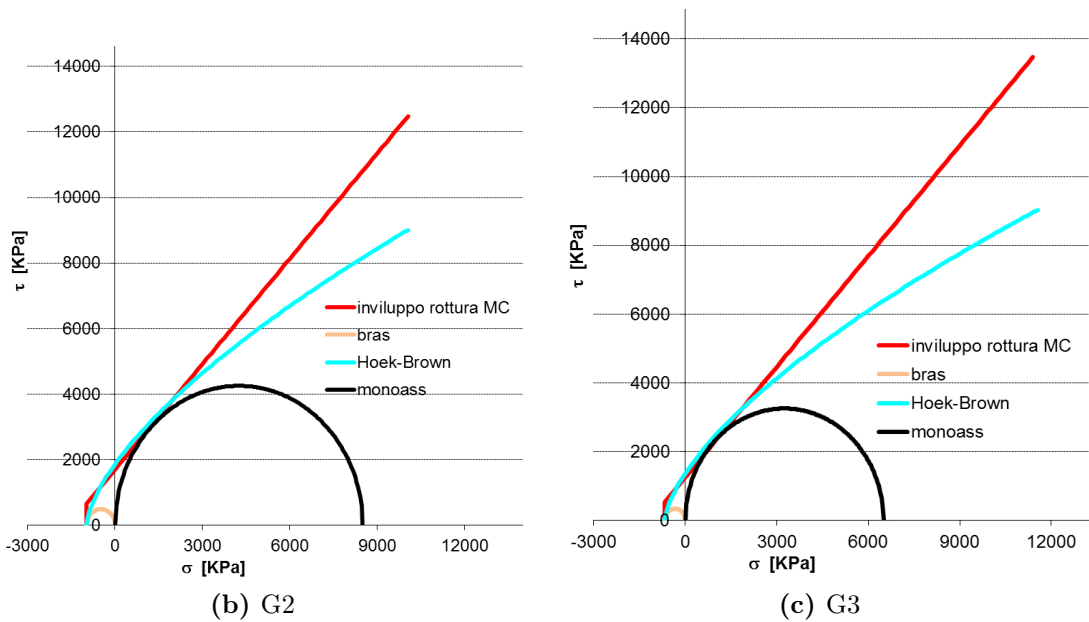


Figura 5.9: Involuppi di rottura e cerchi di Mohr per i 3 materiali

### 5.2.3 Strain-softening

Partendo dai parametri di tabella 5.5 si sono ricavati per via grafica i parametri equivalenti di  $C_u$  del criterio strain softening (Figura 5.10), che non tiene conto del cut-off, mentre si sono mantenuti i valori di rigidezza elastica ricavati al paragrafo 5.2.2.

Si sono inoltre calcolati, secondo la teoria del paragrafo 5.1.4, due materiali



**Tabella 5.5:** Parametri equivalenti del criterio di rottura di Mohr-Coulomb definitivi

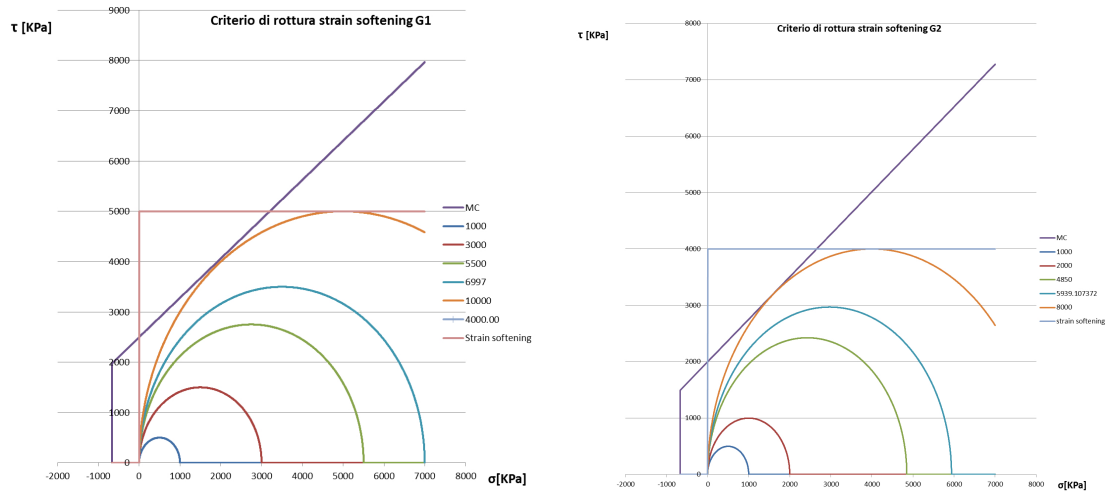
materiale	livello	$c'$ [kPa]	$\phi'$ [°]	$\psi$ [°]	cut-off [kPa]	E [Gpa]	$\nu$
G1	superiore	2500	38	4	1050	1930000	0.3
G2	intermedio	2000	37	4	1000	1440000	0.3
G3	inferiore	1600	36	4	670	1150000	0.3
G7	inf II	1200	34	4	670	1000000	0.3
G8	inf III	800	32	4	670	800000	0.3
G9	inf IV	400	30	4	670	600000	0.3

(G10 e G11) che rappresentino quello dei pilastri degradati in sito, il cui nucleo è però ancora costituito di materiale intatto. Nel paragrafo 7.2.4.1 saranno validati i valori scelti.

I parametri sono riassunti nella tabella 5.6.

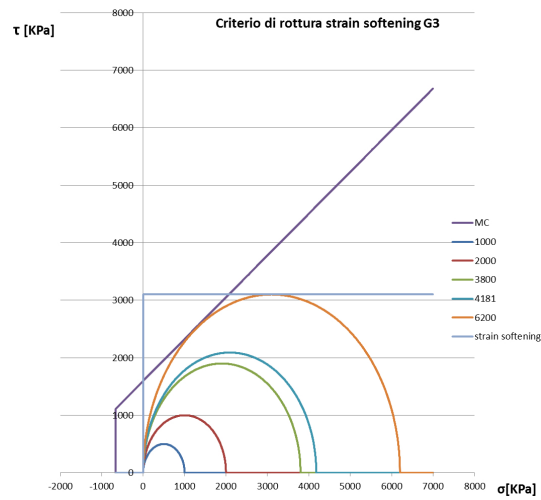
**Tabella 5.6:** Parametri equivalenti del criterio di rottura strain softening definitivi

materiale	livello	$C_u$ [kPa]	$C_{res}$ [kPa]	R [kPa]	E [Gpa]	$\nu$
G1	superiore	5000	5000	1	1930000	0.3
G2	intermedio	4000	4000	1	1440000	0.3
G3	inferiore	3100	3100	1	1150000	0.3
G10	degradato	5000	3100	20000	1440000	0.3
G11	degradato	5000	3100	10000	1440000	0.3



(a) Involupi di rottura per il materiale intatto

(b) Intermedio



(c) Inferiore

**Figura 5.10:** Involupi di rottura con strain softening e cerchi di Mohr per i 3 materiali

# Capitolo 6

## Modello tridimensionale

La complessità, l'ampiezza e la pericolosità del problema richiedono un approccio che vada oltre la semplice determinazione dei parametri di resistenza, e che permetta di conoscere nel dettaglio, o con un'approssimazione ingegneristicamente accettabile, la situazione tenso-deformativa del sito.

Il percorso concettuale seguito si compone dei seguenti passaggi:

- realizzazione del modello tridimensionale;
- individuazione del fattore di sicurezza per i pilastri con un'analisi elastica (tensioni ammissibili);
- individuazione delle zone plasticizzate con un'analisi elasto-plastica;
- analisi degli interventi di stabilizzazione.

### 6.1 Costruzione del modello

I dati topografici dei livelli minerari e del profilo topografici sono stati forniti dallo Studio Spada e Orlandi [34] e dalla *Carta Tecnica Regionale dell'Emilia-Romagna* [16].

Grazie ad essi è stato possibile ottenere un disegno tridimensionale computerizzato del sito, realizzato mediante i programmi Autodesk Autocad e Midas GTS.

I punti su cui ci si è maggiormente focalizzati dal punto di vista del disegno sono:

- i livelli minerari,
- il profilo topografico,
- i pilastri.

I paragrafi seguenti andranno a focalizzarsi sulla descrizione del lavoro effettuato.

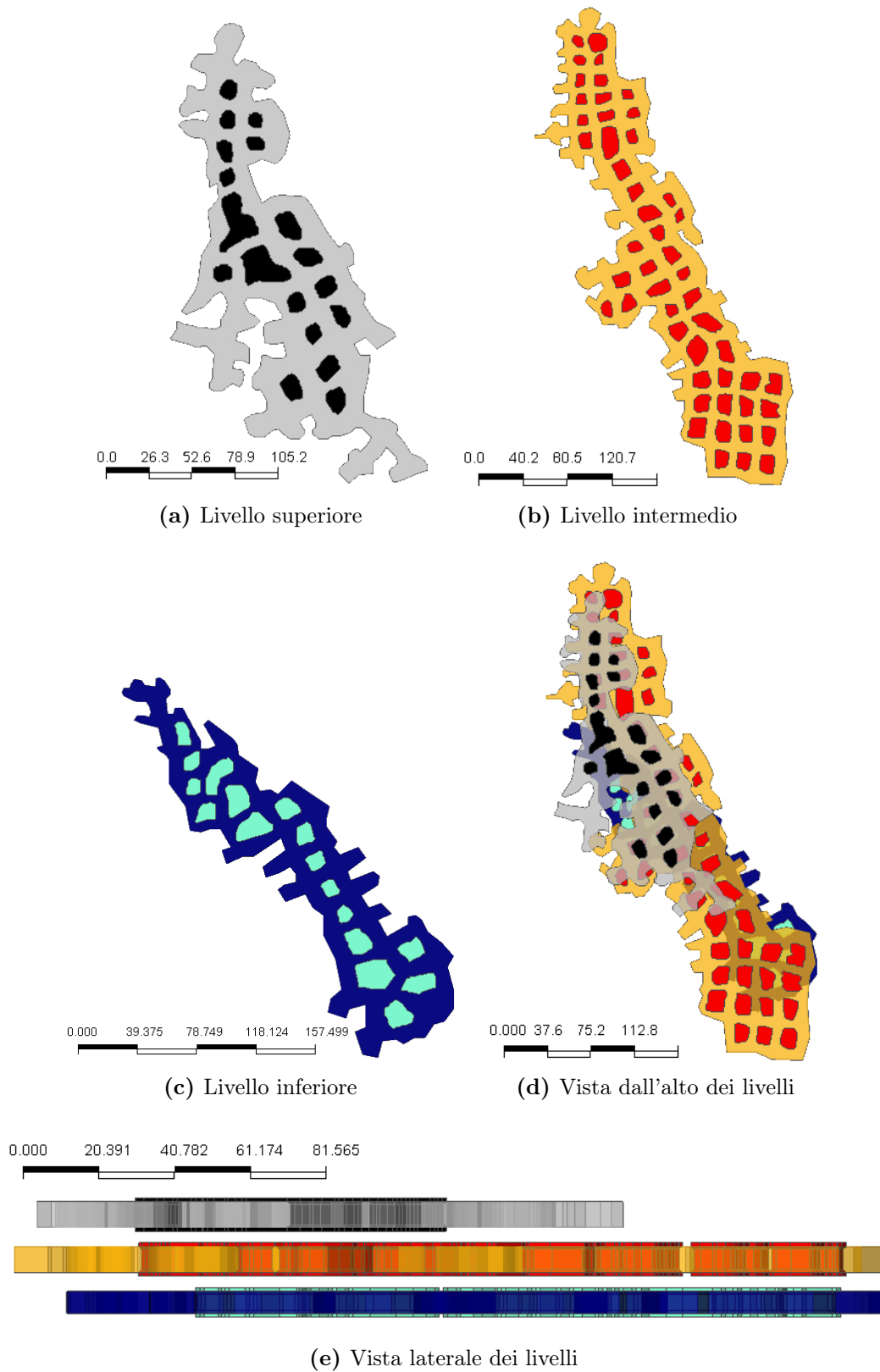


Figura 6.1: Livelli minerari

### 6.1.1 I livelli minerari

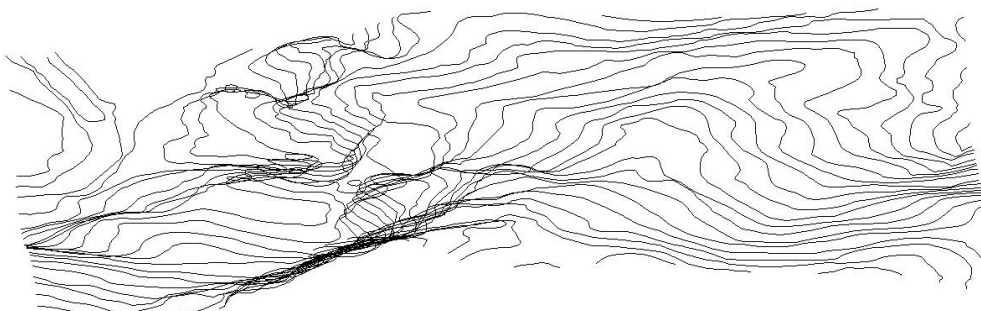
La miniera in oggetto si compone di 3 livelli, come già evidenziato nel paragrafo 1.2:

- *primo livello o superiore*, con una quota di base media pari a 94 metri s.l.m. e un'altezza media della cavità pari a 7 metri (Figura 6.1a);
- *secondo livello o intermedio*, con una quota di base media pari a 82 metri s.l.m. e un'altezza media della cavità pari a 7 metri (Figura 6.1b);
- *terzo livello o inferiore*, con una quota di base media pari a 71 metri s.l.m. e un'altezza media della cavità pari a 6 metri (Figura 6.1c).

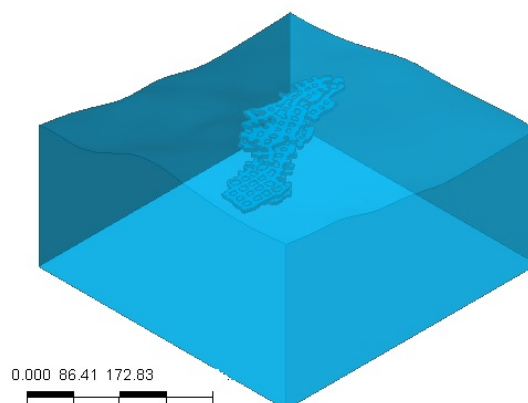
### 6.1.2 Profilo topografico

Una volta ottenuta la rappresentazione della superficie topografica del sito dalla *Carta Tecnica Regionale dell'Emilia-Romagna* [16] tramite isoipse in un file Autocad dwg bidimensionale (Figura 6.2a) è stato possibile importarla attraverso la funzione di Midas GTS *Terrain Geometry Maker*.

Questa funzione ha permesso di sviluppare un modello della superficie cosiddetto 2D e mezzo, con una frequenza di campionamento pari a 25 punti per pixel quadrato.



(a) Isoipse



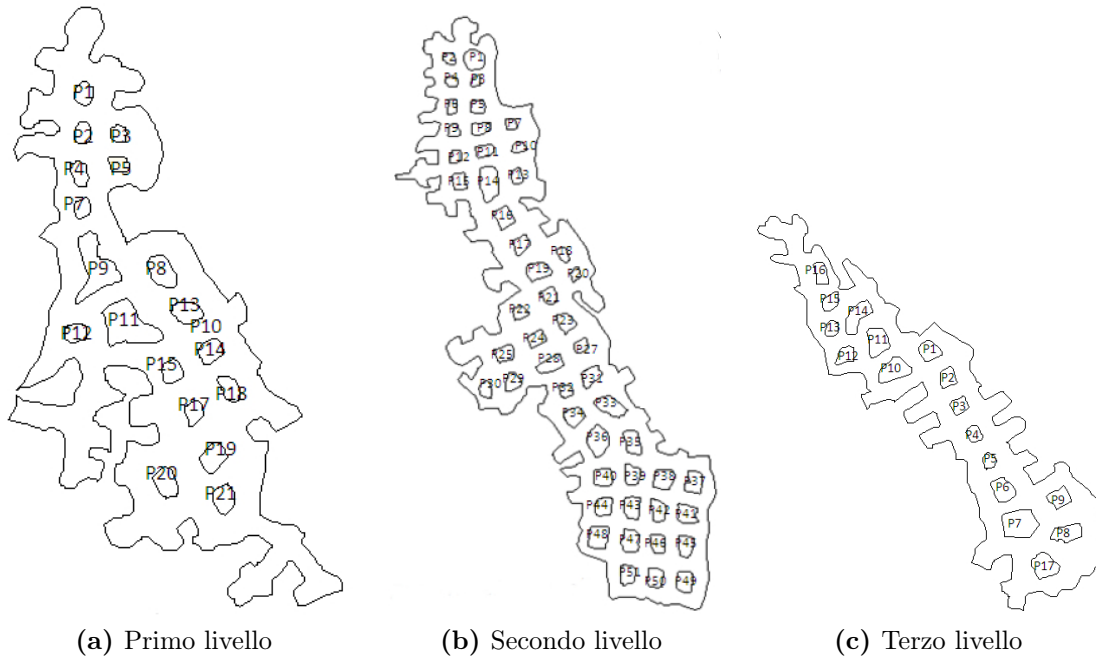
(b) Modello tridimensionale

**Figura 6.2:** Profilo topografico

A partire da questa superficie si è estruso il volume d'interesse fino ad una profondità di 400 metri dal piano campagna, ottenendo quindi una forma quasi-cubica (in figura 6.2b sono visibili in trasparenza anche i livelli minerari)[3].

### 6.1.3 I pilastri

In figura 6.3 è rappresentata la numerazione dei pilastri effettuata da Spada e Orlandi [34] in fase di mappatura, e che verrà utilizzata nel prosieguo della trattazione.



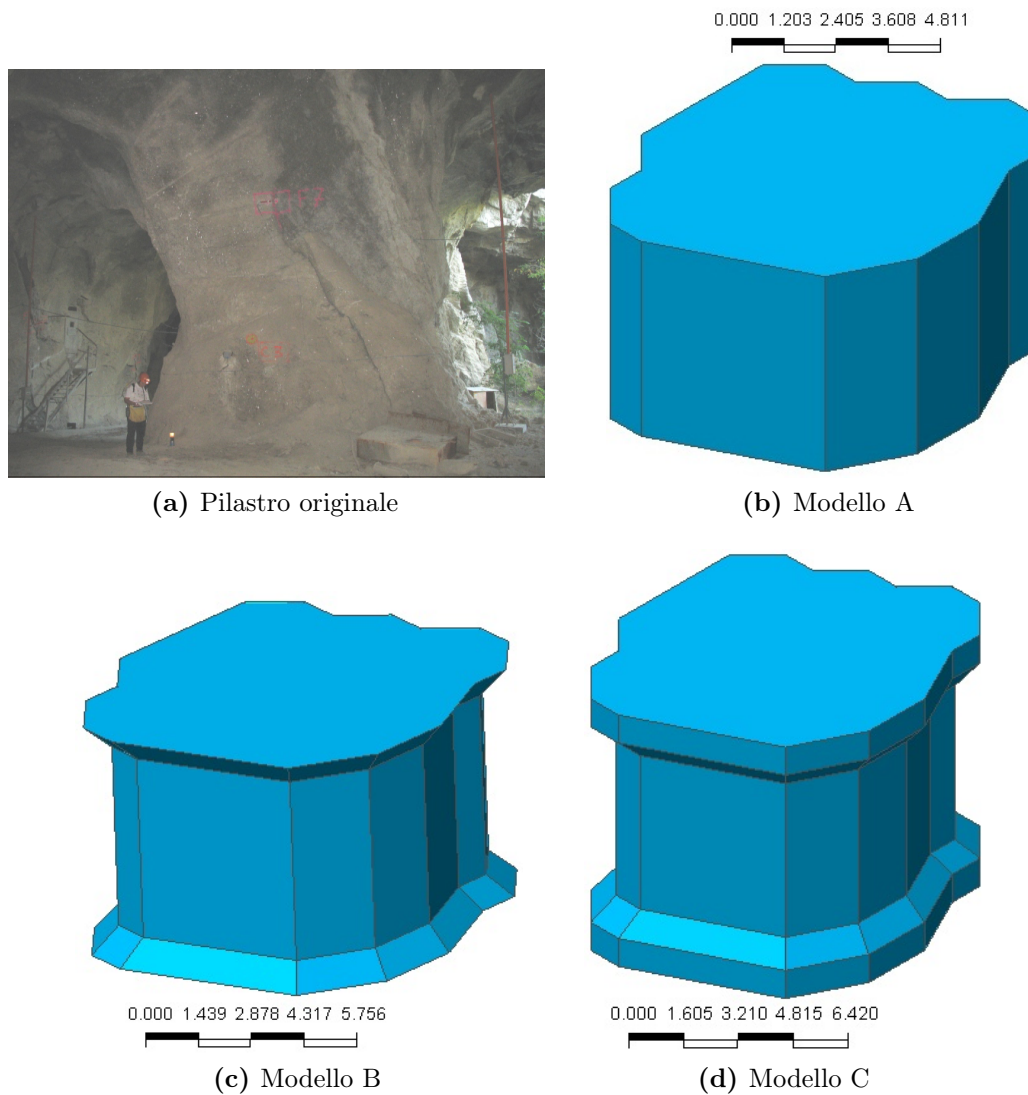
**Figura 6.3:** Numerazione dei pilastri

Al fine di rappresentare il volume dei pilastri sono stati realizzati 3 differenti modelli:

- modello A, da estrusione della sezione centrale, semplicemente appoggiato inferiormente e superiormente (Figura 6.4b);
- modello B, ovvero il modello A con raccordi per ottimizzare la distribuzione degli sforzi (Figura 6.4c);
- modello C, con capitelli d'incastro, al fine di rappresentare la condizione di doppio incastro dei pilastri in sito (Figura 6.4d).

### 6.1.4 Metodo degli elementi finiti

L'approccio che si è deciso di seguire per conoscere la situazione tenso-deformativa del sito è quello del metodo degli elementi finiti, di cui si vogliono riassumere alcuni aspetti, senza alcuna pretesa di una descrizione completa.



**Figura 6.4:** Pilastro 7 del primo livello [3]

Gli elementi essenziali del metodo sono i seguenti [15]:

- descrive il modo di deformarsi del continuo in esame tramite un modello per gli spostamenti di un numero finito di parametri (o gradi di libertà);
- suddivide il continuo in tante parti chiamate Elementi Finiti, opportunamente assemblate.

Si considerano sempre valide le ipotesi di piccoli spostamenti e deformazioni, e di assenza di effetti dinamici.

Il metodo viene suddiviso in varie fasi distinte:

1. *idealizzazione*, i solidi da analizzare devono essere opportunamente semplificati;
2. *discretizzazione*, o suddivisione del continuo in Elementi Finiti, costruendo la mesh (reticolo), maggiormente fitta dove interessa conoscere con dettaglio maggiore le deformazioni;

3. *modellazione*, ovvero nella scelta del modello per il campo di spostamenti su ciascun elemento finito, riducendo in questa maniera il modo di deformarsi che il sistema avrebbe rispetto alle possibilità aprioristiche nel rispetto della congruenza; si descrive quindi il campo di spostamenti all'interno dell'elemento  $i$ -esimo  $s_i$  in funzione delle componenti di spostamento degli  $n$  nodi raccolti nel vettore di spostamento  $U_i^L$  (equazione 6.1,  $\mathbf{N}$  matrice delle funzioni di forma), ottenendo inoltre le deformazioni elastiche ( $\epsilon_i^e$ , equazione 6.2) e gli sforzi ( $\sigma_i$ , equazione 6.3) sull'elemento  $i$ -esimo;

$$\mathbf{s}_i(\mathbf{x}^L) = \mathbf{N}_i(\mathbf{x}^L) \cdot \mathbf{U}_i^L \quad (6.1)$$

$$\epsilon_i^e(\mathbf{x}^L) = \mathbf{C}\mathbf{N}_i(\mathbf{x}^L)\mathbf{U}_i^L = \mathbf{B}_i(\mathbf{x}^L)\mathbf{U}_i^L \quad (6.2)$$

$$\sigma_i(\mathbf{x}^L) = \mathbf{d}_i (\epsilon_i^e(\mathbf{x}^L) - \epsilon_i^p(\mathbf{x}^L)) = \mathbf{d}_i\mathbf{B}_i(\mathbf{x}^L)\mathbf{U}_i^L - \mathbf{d}_i\epsilon_i^p(\mathbf{x}^L) \quad (6.3)$$

ove  $\mathbf{C}$  è l'operatore contenente le relazioni di congruenza lineare,  $\mathbf{d}_i$  matrice di rigidità del materiale e  $\epsilon_i^p$  deformazioni anelastiche.

4. *trasformazione di coordinate*, nei casi in cui il sistema di riferimento locale, introdotto per la descrizione dei modelli di spostamento, sforzi e deformazioni all'interno dell'EF, sia diverso da quello globale;
5. *assemblaggio*, al fine di ricostruire l'unità del continuo a partire dal comportamento dei singoli EF descritto in base al modello cinematico, individuando i gradi di libertà spostamenti nodali comuni agli elementi finiti mutuamente connessi;
6. *scrittura del principio degli spostamenti virtuali in forma discreta*, imponendo un equilibrio staticamente ammissibile (equazione 6.4);

$$\int_V \sigma_{ij}^* \hat{\epsilon}_{ji} dV = \int_V F_j^* \hat{s}_j dV + \int_{S_f} f_j^* \hat{s}_j dS + \int_{S_u} (\sigma_{ij}^* n_i) s_{0j} dS \quad (6.4)$$

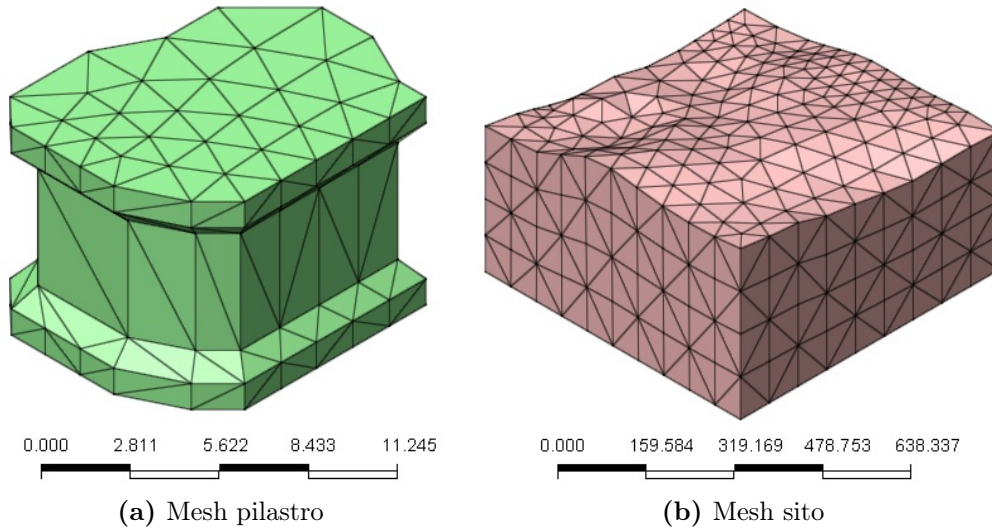
con  $F_j$  forze di volume applicate al sistema,  $f_j$  forze di superficie applicate e  $n_i$  vettore normale.

7. *soluzione del sistema lineare o non lineare*, in base al legame costitutivo scelto, imponendo i vincoli esterni;
8. *ricostruzione dell'intera soluzione*, calcolando spostamenti, deformazioni e sforzi all'interno di ogni singolo EF.

Pare evidente come la dimensione degli EF influenzi direttamente il risultato, e in particolare la sua precisione; contemporaneamente il costo computazione cresce progressivamente con l'incremento del numero di elementi.

Il primo modello prevede elementi di lato medio di 5 metri per i pilastri e di 80 m per il sito circostante, ovviamente il sistema affina automaticamente la mesh in prossimità dei pilastri e degli spigoli, come visibile in figura 6.5 [3]: il box rosa rappresenta il sito, composto e discretizzato come composto da un unico materiale.





**Figura 6.5:** Primo modello di mesh

## 6.2 Aggiornamento del modello

Il modello precedente ha due difetti intrinseci:

- non considera la stratigrafia del sito;
- utilizza elementi finiti di dimensioni notevoli.

A tal fine si è sviluppato un nuovo modello, che cerca di raggiungere un'accuratezza maggiore.

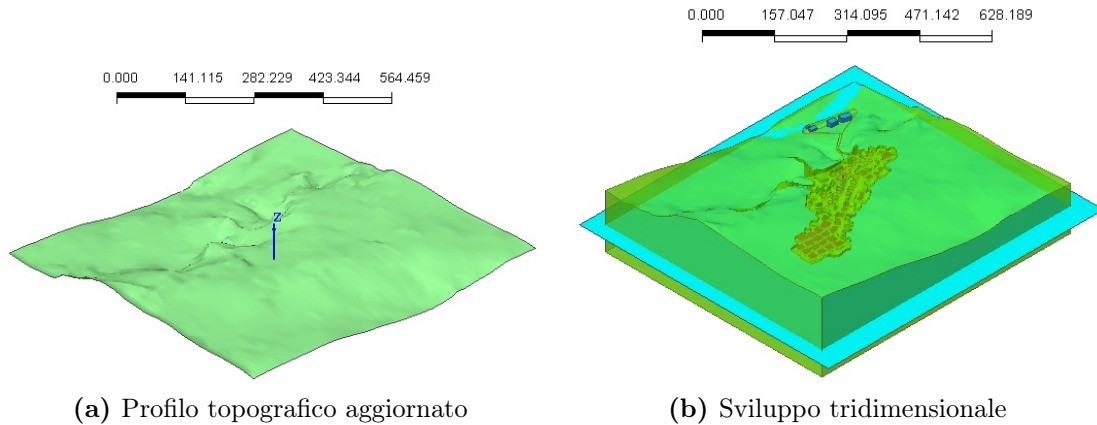
Per questo si è proceduto secondo il seguente percorso concettuale:

1. si è ricostruito il profilo topografico con un dettaglio maggiore;
2. si sono individuati il sito di carotaggio e le abitazioni;
3. si è ridotta la dimensione degli elementi finiti;
4. si è ricostruito il profilo stratigrafico.

### 6.2.1 Ricostruzione del profilo topografico

Le isoipse del paragrafo 6.1.2 sono state questa volta campionate con una frequenza pari a 10'000 punti per pixel quadrato, permettendo la ricostruzione del profilo visibile in figura 6.6a.

Il modello è inoltre riuscito a considerare la presenza del torrente Savena, oltre ad indicare in azzurro il livello idrico alla quota di quest'ultimo (Figura 6.6b).



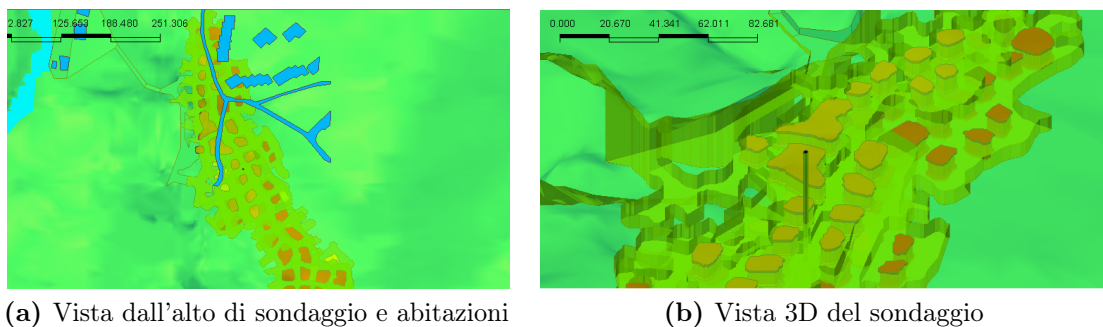
(a) Profilo topografico aggiornato

(b) Sviluppo tridimensionale

**Figura 6.6:** Aggiornamento del profilo topografico

### 6.2.2 Individuazione dei siti di carotaggio e delle abitazioni

Il passo successivo è stato georeferenziare il modello, collegandolo ai dati topografici del sondaggio del paragrafo 3.1.1.2 e a quelli relativi al posizionamento spaziale delle abitazioni circostanti e sovrastanti il sito; punto ovviamente fondamentale al fine di conoscere con precisione sia la situazione di rischio attuale, sia l'efficacia degli interventi, per ogni singola unità abitativa.



(a) Vista dall'alto di sondaggio e abitazioni

(b) Vista 3D del sondaggio

**Figura 6.7:** Individuazione del sondaggio (cilindro nero)

### 6.2.3 Infittimento della mesh

Una volta ricostruiti i volumi sia dei pilastri, con il modello C di figura 6.4d, che del complesso minerario, è stato possibile procedere alla discretizzazione, che come è possibile vedere in figura 6.8 è stata realizzata in modo composto:

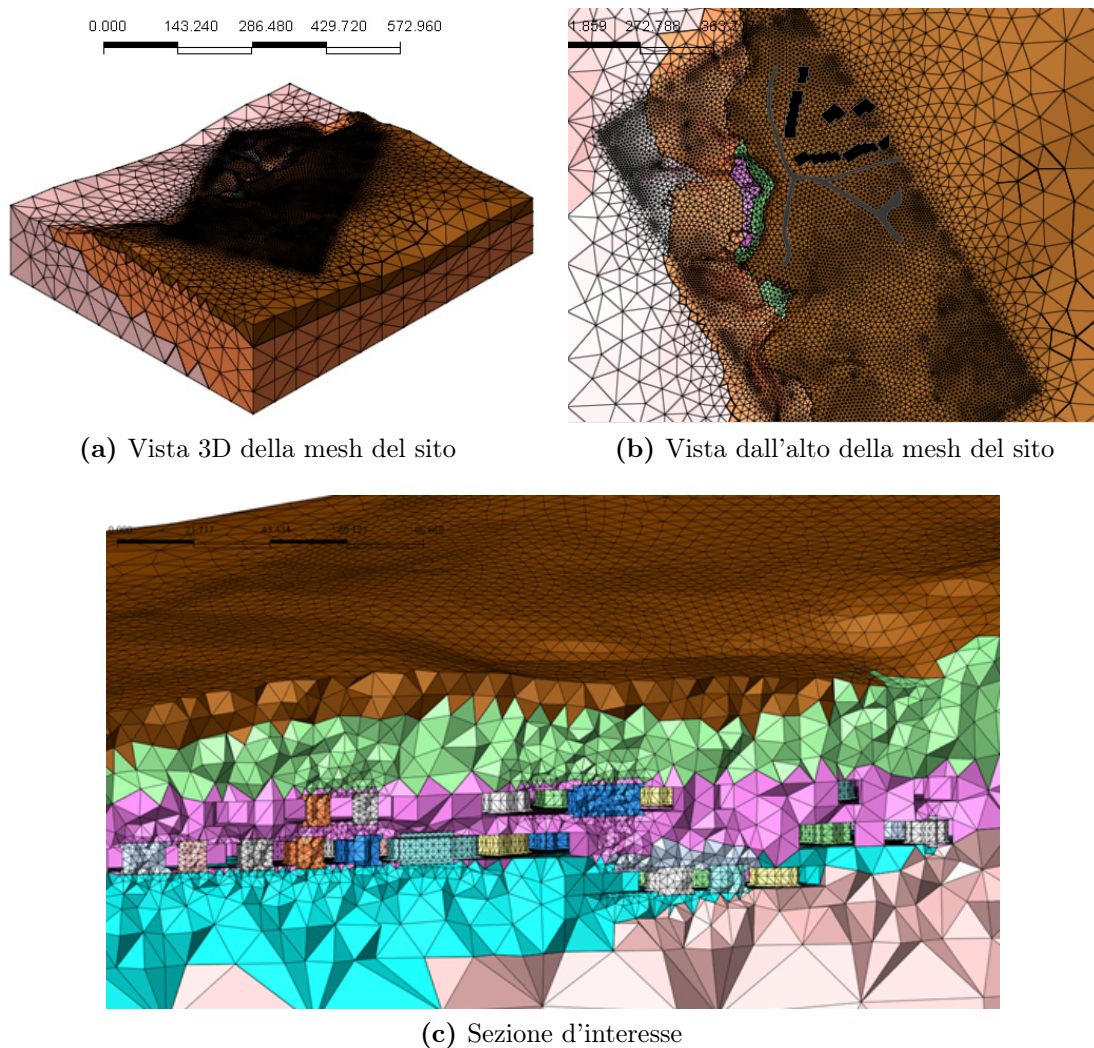
- i pilastri hanno una dimensione media degli elementi pari a 2 metri;
- i livelli minerari e il volume ad essa più prossimo con una dimensione media degli elementi pari a 5 metri;
- la zona più esterna con una dimensione media degli elementi pari a 50 metri.

Nelle zone di confluenza di diverse discretizzazioni, oltre che negli spigoli, il software ha provveduto automaticamente a degradare la dimensione degli elementi finiti, al fine di ottenere dei raccordi congruenti.

Si fa notare come la discretizzazione sia riuscita a ben rappresentare anche gli ingressi del sistema minerario, operazione particolarmente ostica computazionalmente a causa del cospicuo numero di facce che il solido andava ad avere.

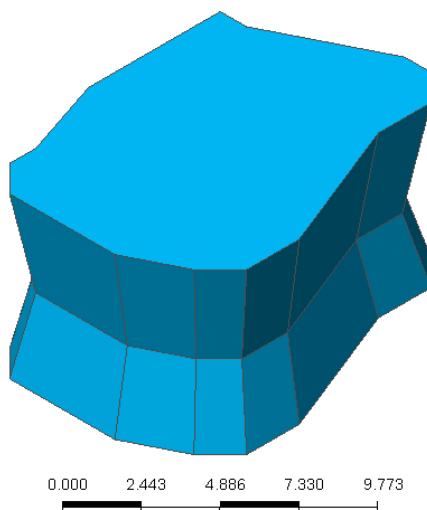
#### 6.2.4 Ricostruzione dei profili stratigrafici

Grazie alla georeferenziazione del sondaggio è stato possibile conoscere con precisione il posizionamento e la profondità dei diversi strati del materiale terreno e dei diversi strati di gesso, ciascuno soggetto a differente grado di degradazione.



**Figura 6.8:** Secondo modello di mesh

Come è possibile osservare in figura 6.8 a ogni colore corrisponde un materiale differente.



**Figura 6.9:** Modello D

### 6.2.5 Ulteriore aggiornamento del modello

Come già si può vedere in figura 6.4a, la sezione del pilastro reale è variabile, e raggiunge il suo minimo in mezzeria.

Per questo si è deciso di sviluppare un ulteriore modello del pilastro, in figura 6.9 è visibile il tredicesimo del secondo livello, che tenga conto di questa condizione.

Questa ulteriore modellazione sarà riservata ad un modesto numero di pilastri, cui saranno riservate analisi di dettaglio, definite al paragrafo 8.3.1.

# Capitolo 7

## Analisi tridimensionale

La realizzazione della discretizzazione permette di passare all'analisi FEM vera e propria, oggetto di questo elaborato.

Come già per la discretizzazione si è utilizzato il software Midas GTS, un software molto efficiente per l'analisi di mesh tridimensionali di grandi dimensioni, seppure con alcune semplificazioni nell'applicazione dei modelli costitutivi, di cui si tratterà nel prosieguo della trattazione.

Viene fatto notare che il programma considera convenzionalmente positivi gli sforzi di trazione, anzichè quelli usuali di compressione.

### 7.1 Analisi preliminari

Inizialmente si è proceduto per semplicità con un'analisi elastica-lineare alle tensioni ammissibili, per poi passare ad una più concettualmente corretta analisi elasto-plastica: sia il materiale gesso che il terreno sono soggetti a deformazioni irreversibili, che devono essere tenute in considerazione.

#### 7.1.1 Analisi elastica lineare

La prima analisi che viene effettuata è, come detto, quella elastica lineare, che considera le sole deformazioni reversibili, con lo scopo d'avere una prima stima dello stato tensionale agente sui pilastri, utilizzando il primo modello discretizzato (Figura 6.5), e considerando un unico materiale gesso con le seguenti caratteristiche:

- $E = 1.7 \text{ GPa}$ , rigidezza elastica o modulo di Young (intermedia fra G1 e G2)(tabella 5.5);
- $\nu = 0.3$ , coefficiente di Poisson;
- $\gamma_d = 23 \text{ KN/m}^3$ , peso specifico medio (tabella 3.1);

vengono imposte come condizioni al contorno quelle di scorrimento puramente verticale dei nodi delle facce laterali, e d'incastro su quelli della faccia inferiore, ed

inoltre non è applicato alcun carico in sommità.

Già in figura 7.1a è possibile osservare una corretta, seppur approssimata, distribuzione degli sforzi verticali, i cui valori aumentano con la profondità, come ci si aspetta, e come è indicato dalla scala cromatica [3].

Nelle immagini successive, figure 7.1b, 7.1c e 7.1d, si mostrano gli sforzi per ciascuno dei livelli minerari.

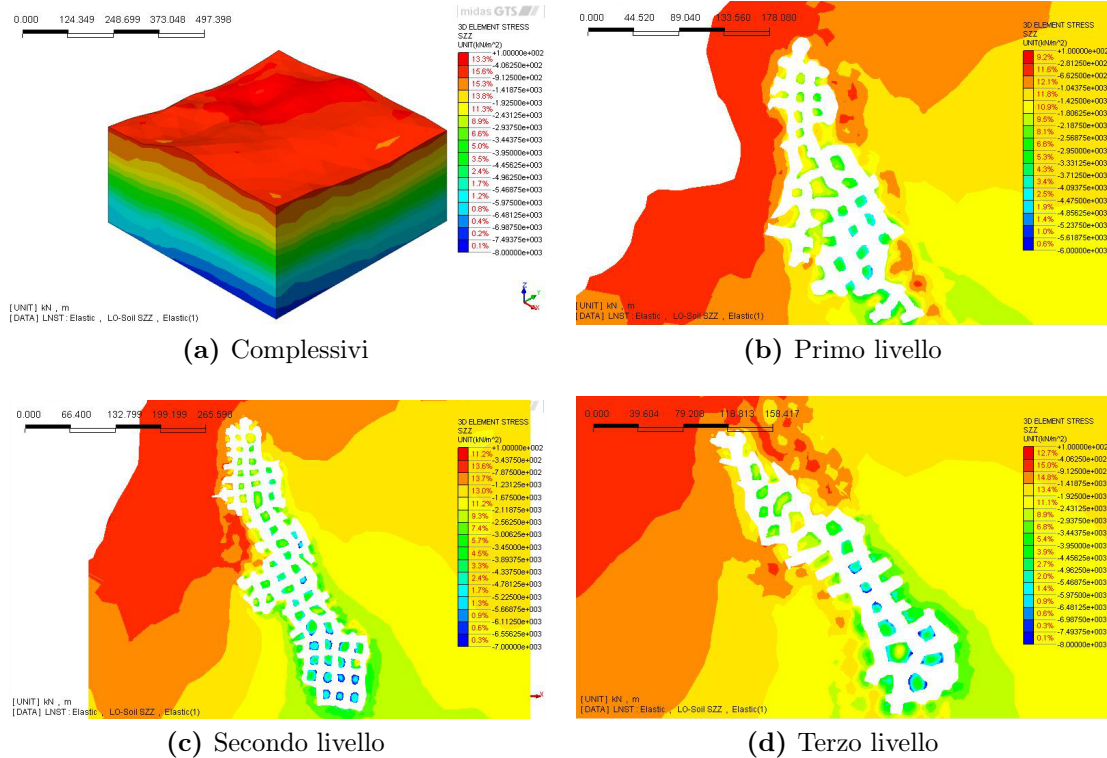


Figura 7.1: Sforzi verticali in campo elastico

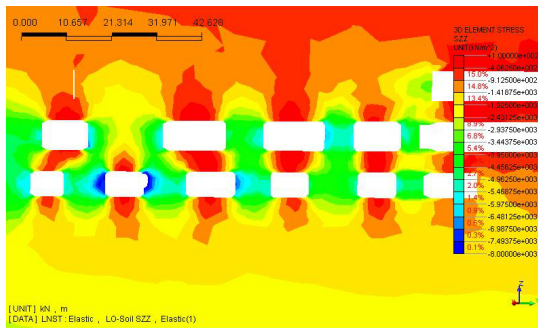
### 7.1.1.1 Determinazione del fattore di sicurezza

La conoscenza, seppur approssimata, dello stato di sforzo all'interno del complesso, e in particolare sui pilastri dei 3 livelli, ci consente di determinare una stima iniziale del fattore di sicurezza sui pilastri.

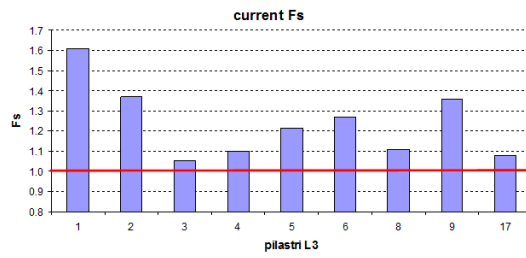
A tutto rigore, andrebbe considerato come fattore di sicurezza del sito il minimo fra quelli dei pilastri (Figura 7.2b), calcolato per ciascuno di essi come:

$$FS = \frac{\sigma_{limite}}{\sigma_{esercizio}} \quad (7.1)$$

Il raggiungimento di FS uguale all'unità indica che le forze sollecitanti tendono a uguagliare quelle resistenti, quindi un'ulteriore piccola perturbazione può portare ad instabilità e di conseguenza al collasso del pilastro.



(a) Sforzi verticali nei pilastri del terzo livello

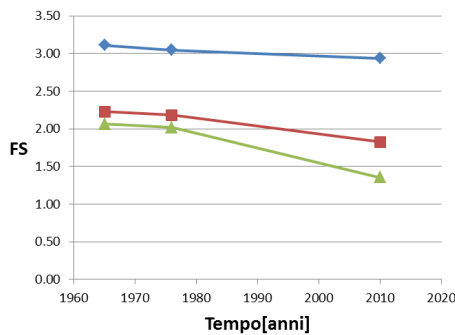


(b) FS nei pilastri del terzo livello

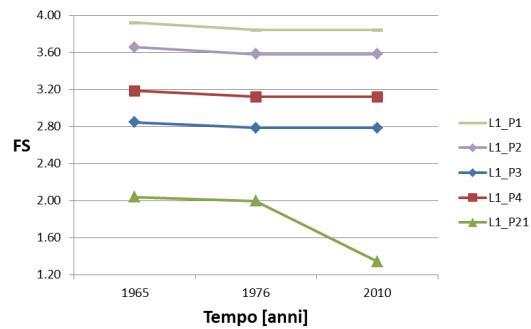
**Figura 7.2:** Fattore di sicurezza

Inizialmente l'analisi è stata sviluppata con il **modello A (6.1.3)**, e successivamente con il **modello B (6.1.3)**, più accurato grazie alla presenza dei volumi di raccordo, cui fanno riferimento i dati mostrati.

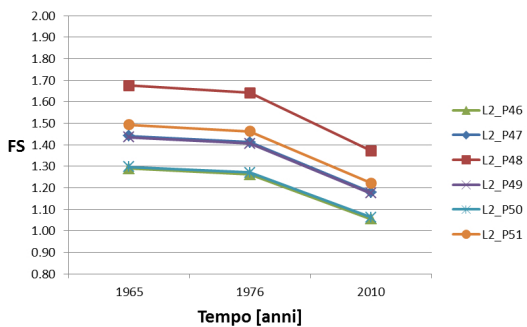
In particolare nei dati risulta evidente la criticità dei pilastri del terzo livello, degradati con completa immersione in acqua.



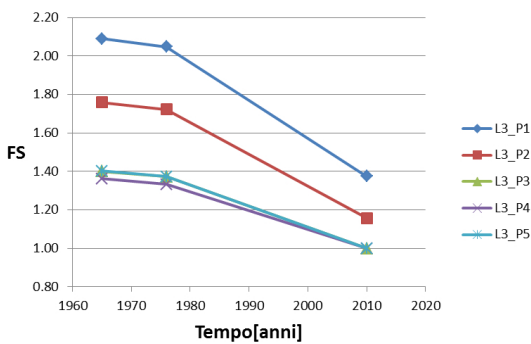
(a) FS nei vari livelli



(b) FS primo livello



(c) FS secondo livello



(d) FS terzo livello

**Figura 7.3:** Variazione del fattore di sicurezza nel tempo

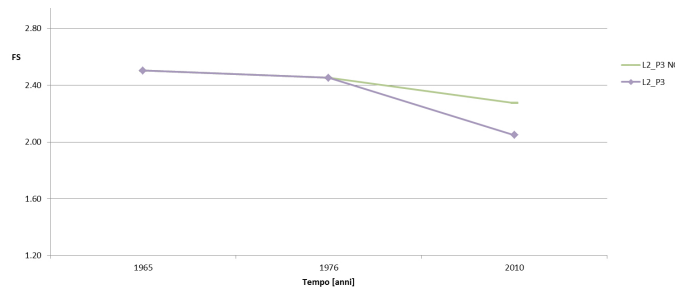
Grazie alla possibilità del software di assegnare alle mesh di ogni singolo pilastro un materiale differente rispetto a quello del sito circostante, si è riusciti a sviluppare

un'analisi di degrado temporale.

Nel 1965 è stato stimato per tutti i pilastri un materiale paragonabile a quello intatto G1 (vedi tabella 5.5), degradato a G2 già nel 1976 per alcuni pilastri del primo e secondo livello, e per tutti quelli del terzo, che allo stato odierno presentano cospicui segni di degradazione (G3)(Figura 7.3) [3].

### 7.1.1.2 Confronto con il modello matematico

Si è quindi voluto fare un paragone del fattore di sicurezza per il terzo pilastro del livello intermedio, con carico limite calcolato tramite il modello del paragrafo 4.2.1, e contemporaneamente con l'analisi appena esposta. Il degrado in acqua in quiete è stato scelto perchè idealmente rappresenta il caso in cui sono considerati sia periodi di piena che di magra.



**Figura 7.4:** Rigidezza e resistenza di L3 P04 con differenti modelli

In figura 7.4 è possibile vedere come il modello matematico sia meno cautelativo rispetto al modello analitico, in cui il degrado è ottenuto tramite passaggio da materiale G1 a materiale G2.

## 7.1.2 Analisi elasto-plastica

La seconda analisi effettuata è di tipo elasto-plastico, con criterio di rottura di Hoek-Brown generalizzato, i cui parametri sono stati determinati nel paragrafo 5.2.1, e con lo stesso modello e gli stessi vincoli del paragrafo 7.1.1.

Obiettivo di questa analisi è determinare le più rilevanti zone di plasticizzazione al procedere del degrado, con la stessa tempistica e tramite la medesima modifica del materiale dei pilastri del paragrafo 7.1.1.1. Si è visto che le deformazioni plastiche si concentrano nel terzo livello e nel secondo (Figura 7.5).

Si ritiene quindi opportuno andare a valutare lo svilupparsi delle deformazioni plastiche migliorando l'accuratezza del modello, argomento che verrà sviluppato nel paragrafo 7.3.



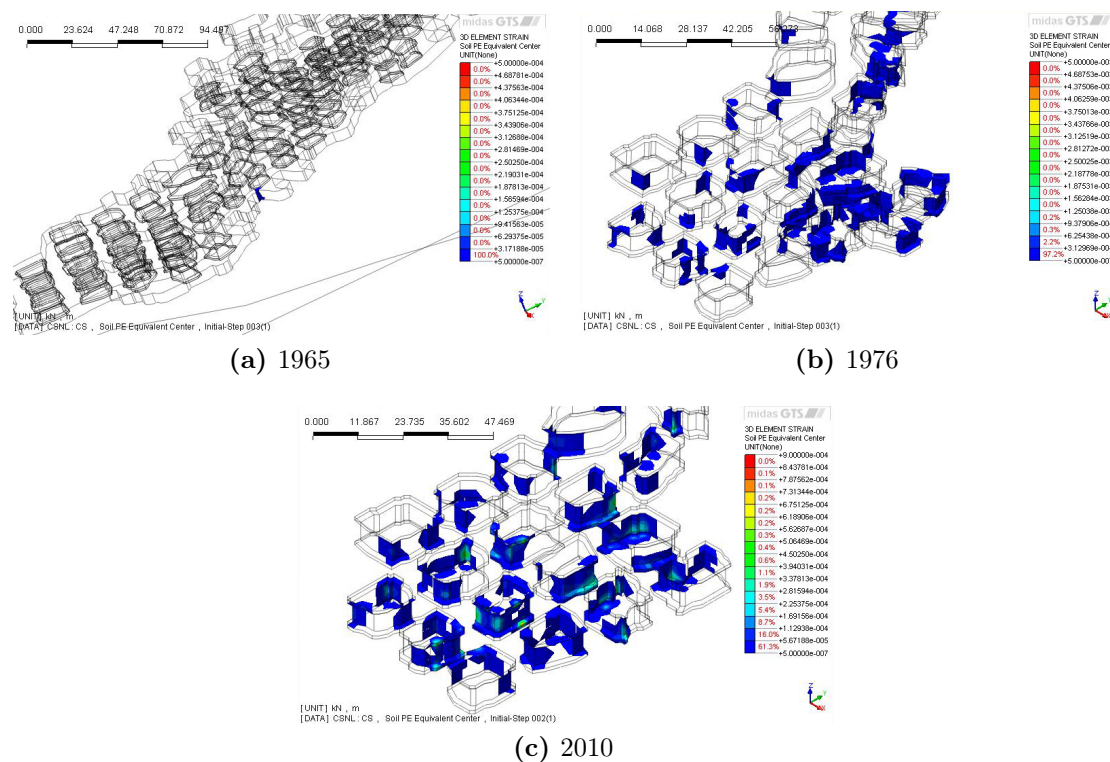


Figura 7.5: Plasticizzazioni nel secondo livello con il procedere del degrado

## 7.2 Analisi sul singolo pilastro

Prima di introdurre il nuovo **modello C (6.1.3)** di pilastro nel modello completo si è deciso di valutare come il fattore di forma, la modalità di applicazione del carico, la degradazione e i vincoli applicati influenzino la risposta del modello di pilastro.

### 7.2.1 Fattore di forma

Si vuole innanzitutto valutare come le forme dei differenti modelli, da A a D, influiscano sulla rigidezza e sulla resistenza di alcuni pilastri significativi.

#### 7.2.1.1 Modellazione prova a carico controllato

Nel primo caso si è deciso di modellare una prova a carico controllato sul quarto pilastro del terzo livello, con il pilastro completamente costituito da un singolo materiale, G3 (criterio di Mohr-Coulomb), confrontando il **modello A (6.1.3)** e il **modello B (6.1.3)**.

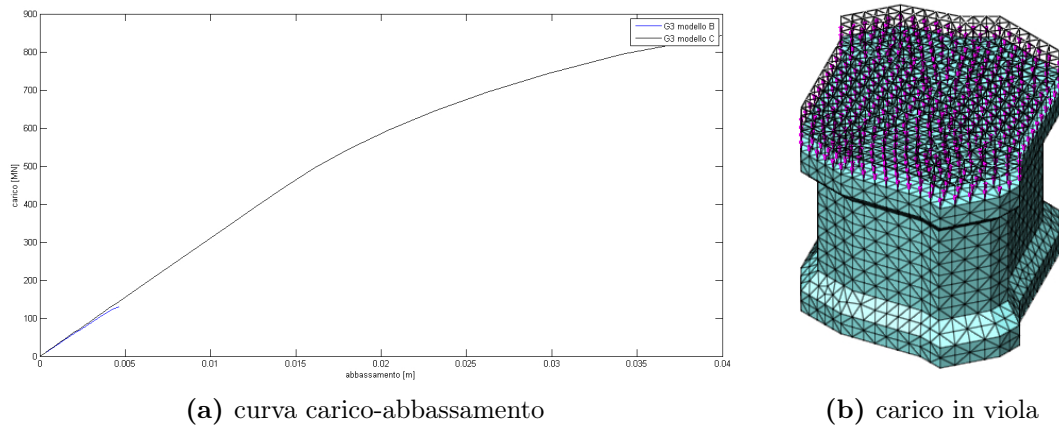
Il carico dovuto al materiale sovrastante agente sulla sezione superiore si suppone dovuto ad un cilindro parzialmente costituito da uno strato superficiale costituito da sabbia, limo, argilla e marna ( $\gamma_d = 20kN/m^3$ ), e da un substrato roccioso di gesso: il carico generato da questo cilindro è pari a 808 MN; per una migliore

comprensione dei fenomeni le prove sono proseguite anche con carichi maggiori.

Ogni prova è stata eseguita con i seguenti accorgimenti e condizioni al contorno:

- discretizzazione a 0.5 metri con elementi tetraedrici,
- carico verticale verso il basso imposto alla faccia superiore del pilastro, applicato come visibile in figura 7.6b,
- vincolo d'incastro sulla fila di nodi inferiori,
- nessun altro vincolo sui rimanenti nodi e sulle rimanenti facce.

### 7.2.1.2 Risultati ottenuti



**Figura 7.6:** Effetto del fattore di forma

In figura 7.6a si nota come il **modello C** abbia rigidità e resistenza a compressione maggiori del **modello B**, che verrà d'ora in poi accantonato, in quanto gli sforzi si distribuiscono in modo errato sui pilastri, anticipando la rottura.

### 7.2.1.3 Modellazione prova a spostamenti controllati

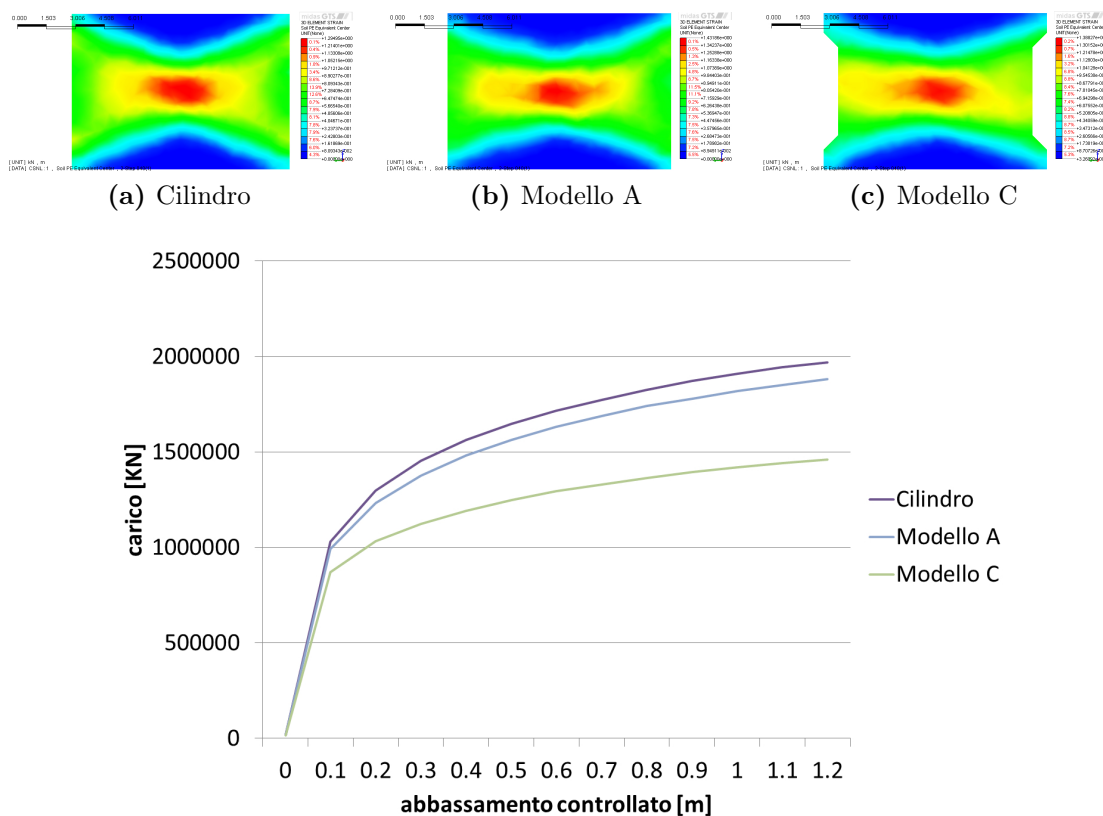
Nel secondo caso si è deciso di modellare una prova a spostamenti controllati ancora sul quarto pilastro del terzo livello, considerando per ogni prova il pilastro completamente costituito da un singolo materiale, G3 (criterio di Mohr-Coulomb), confrontando il **modello A** (6.1.3) e il **modello C** (6.1.3) con un cilindro di pari area e altezza.

Ogni prova è stata eseguita con i seguenti accorgimenti e condizioni al contorno:

- discretizzazione a 0.5 metri con elementi tetraedrici,
- spostamento verticale verso il basso imposto alla fila di nodi superiori,

- vincolo d'incastro sulla fila di nodi inferiori,
- nessun altro vincolo sui rimanenti nodi e sulle rimanenti facce.

### 7.2.1.4 Risultati ottenuti



(d) Rigidezza e resistenza di L3 P04 con diversi modelli

**Figura 7.7:** Deformazioni plastiche con un abbassamento imposto pari a 4 metri, rigidezza e resistenza di L3 P04 con diversi modelli

Come visibile in figura 7.7d, e in accordo con la teoria, un pilastro irregolare ha rigidezza e resistenza inferiori rispetto ad uno regolare; inoltre la riduzione della sezione diminuisce la rigidezza e la resistenza del pilastro.

Sono inoltre visibili in figura 7.7 le deformazioni plastiche che si sviluppano all'interno dei modelli di pilastri per un abbassamento imposto pari a 1.2 metri: in accordo con la teoria, esse si concentrano nel nucleo, espandendosi con la caratteristica forma a farfalla.

### 7.2.1.5 Ulteriore modellazione prova a spostamenti controllati

Nel terzo caso si è deciso di modellare una prova a spostamenti controllati sul tredicesimo pilastro del secondo livello, considerando per ogni prova il pilastro completamente costituito da un singolo materiale, G3 (criterio di Mohr-Coulomb),

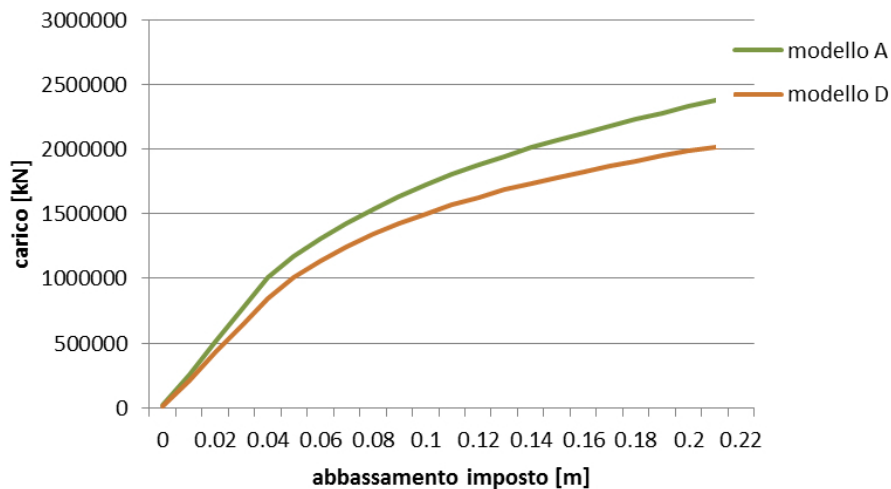
confrontando il [modello A \(6.1.3\)](#) e il [modello D \(6.2.5\)](#).

Il carico dovuto al materiale sovrastante agente sulla sezione superiore si suppone dovuto ad un cilindro parzialmente costituito da terreno e da un substrato di gesso: il carico generato da questo cilindro è pari a 496 MN; per una migliore comprensione dei fenomeni le prove sono proseguite anche con valori maggiori.

Ogni prova è stata eseguita con i seguenti accorgimenti e condizioni al contorno:

- discretizzazione a 0.5 metri con elementi tetraedrici,
- spostamento verticale verso il basso imposto alla fila di nodi superiori,
- vincolo d'incastro sulla fila di nodi inferiori,
- vincolo di movimento esclusivamente verticale sulla fila di nodi superiori,
- nessun altro vincolo sui rimanenti nodi e sulle rimanenti facce.

#### 7.2.1.6 Risultati ottenuti



**Figura 7.8:** Rigidezza e resistenza di L3 P04 con differenti modelli

Come visibile in [figura 7.8](#) la nuova sezione ha rigidezza e resistenza minori, e si ritiene rappresenti una più accurata modellazione dei pilastri che verranno sottoposti a interventi di confinamento ([paragrafo 8.3.1](#)).

## 7.2.2 Effetti della degradazione

Si è quindi deciso di andare a valutare come la riduzione di caratteristiche meccaniche dovuta alla degradazione abbia influito sulla rigidezza e resistenza del pilastro 4 del terzo livello, considerando sia la degradazione pregressa, che un'ipotesi di degradazione futura.

### 7.2.2.1 Modellazione prova a spostamenti controllati

In questo caso si è deciso di modellare una prova a spostamenti controllati sul quarto pilastro del terzo livello, considerando per ogni prova il pilastro completamente costituito di un singolo materiale (criterio di Mohr-Coulomb), rispettivamente G1, G2 e G3, al fine di valutare la decrescita del carico limite nel tempo.

Ogni prova è stata eseguita con i seguenti accorgimenti e condizioni al contorno:

- modello C del pilastro 4 del livello 3,
- discretizzazione a 0.5 metri con elementi tetraedrici,
- spostamento verticale verso il basso imposto alla fila di nodi superiori,
- vincolo d'incastro sulla fila di nodi inferiori,
- vincolo di movimento esclusivamente verticale sulla fila di nodi superiori,
- nessun altro vincolo sui rimanenti nodi e sulle rimanenti facce.

### 7.2.2.2 Risultati ottenuti

Come si può vedere dalla figura 7.9, e come ci si aspettava, al procedere del degrado le caratteristiche meccaniche del pilastro si riducono, con tutti i rischi conseguenti dell'aver un pilastro più debole.

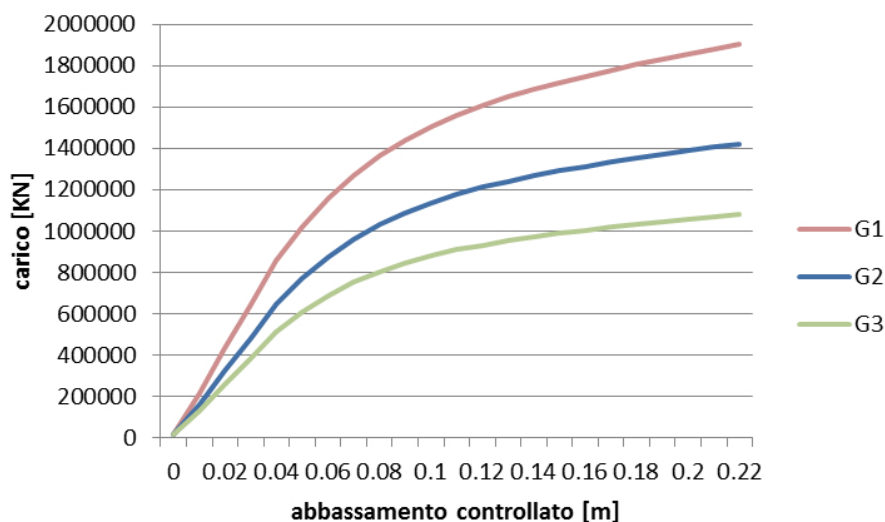


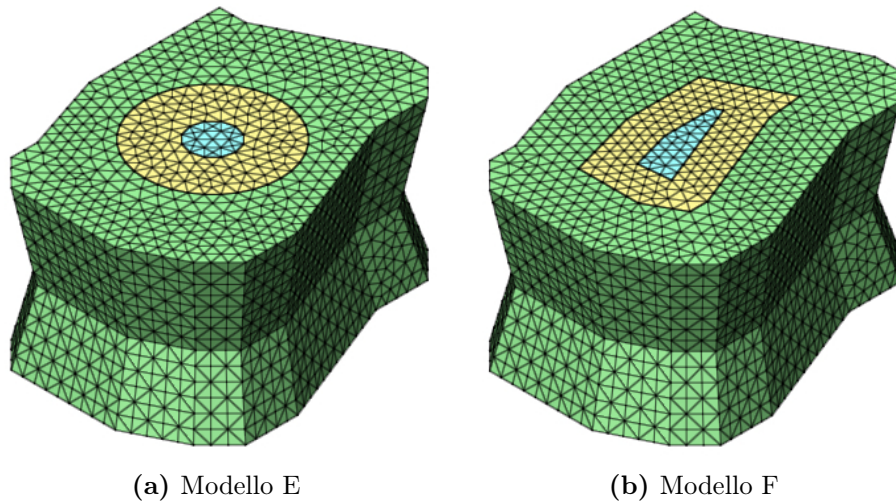
Figura 7.9: Rigidezza e resistenza di L3 P04 al variare del materiale

Questo risultato pare però eccessivamente conservativo: infatti sia con le prove sperimentali del paragrafo 3.1.1.3, sia con la modellazione del capitolo 4, si è visto che la situazione potrebbe essere differente.

### 7.2.3 Modellazione del nucleo intatto

Si è quindi deciso di effettuare le stesse prove del paragrafo 7.2.2.1 (ma [modello D \(6.2.5\)](#)) con gli stessi materiali (criterio di Mohr-Coulomb) sul pilastro 13 del secondo livello; per quest'ultimo è molto più probabile avere pilastri a differenti gradi di degradazione, con un nucleo a rigidezza e resistenza maggiore del materiale direttamente a contatto con gli agenti degradanti.

Sono stati ricreati due differenti modelli:



**Figura 7.10:** Modelli a nucleo intatto

- *modello E*, con nucleo circolare di raggio 1 metro di materiale G1, un cilindro cavo (differenza fra raggio interno e esterno pari a 1 metro) di materiale G2, e il rimanente di materiale G3 (Figura 7.10a);
- *modello F*, con nucleo irregolare di area  $4.0 \text{ m}^2$ , un poligono cavo di area  $23.5 \text{ m}^2$  di materiale G2, e il rimanente di materiale G3 (Figura 7.10b).

#### 7.2.3.1 Confronto fra i modelli di nucleo

Si è quindi deciso di valutare l'effetto dei due differenti modelli con prove a spostamenti controllati identiche a quella del [paragrafo precedente \(7.2.1.5\)](#) (C.C. comprese), ottenendo i risultati mostrati in figura 7.11, che mostrano un carico limite maggiore per il [modello E \(7.2.3\)](#), risultato che verrà discusso più approfonditamente nel paragrafo 7.2.4.2.

Si è inoltre deciso di sfruttare il criterio strain-softening esposto nel paragrafo 5.1.4 per la modellazione del degrado.

### 7.2.4 Con criterio strain softening

L'utilizzo del criterio di rottura strain-softening richiede inizialmente la validazione del parametro di softening rate scelto, come richiesto nel paragrafo 5.2.3;

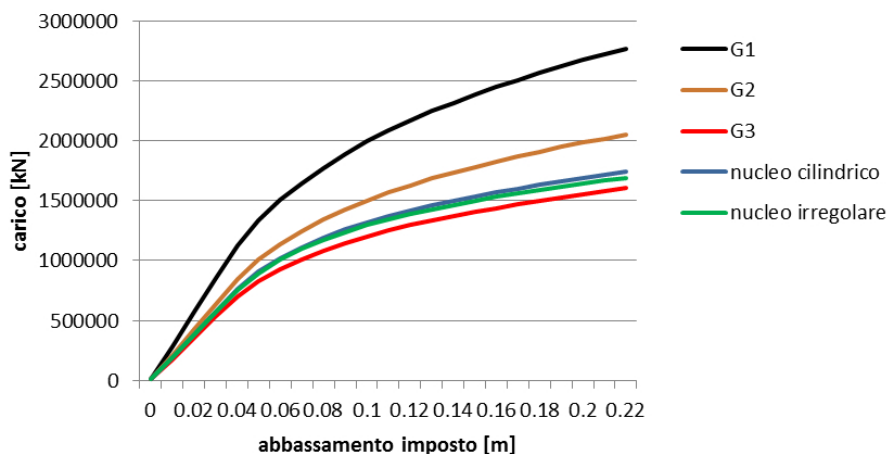


Figura 7.11: Confronto fra i modelli di nucleo

successivamente si confronteranno le prove a spostamento controllato dei vari modelli.

Infine si valuterà l'introduzione di un interfaccia.

#### 7.2.4.1 Validazione parametri

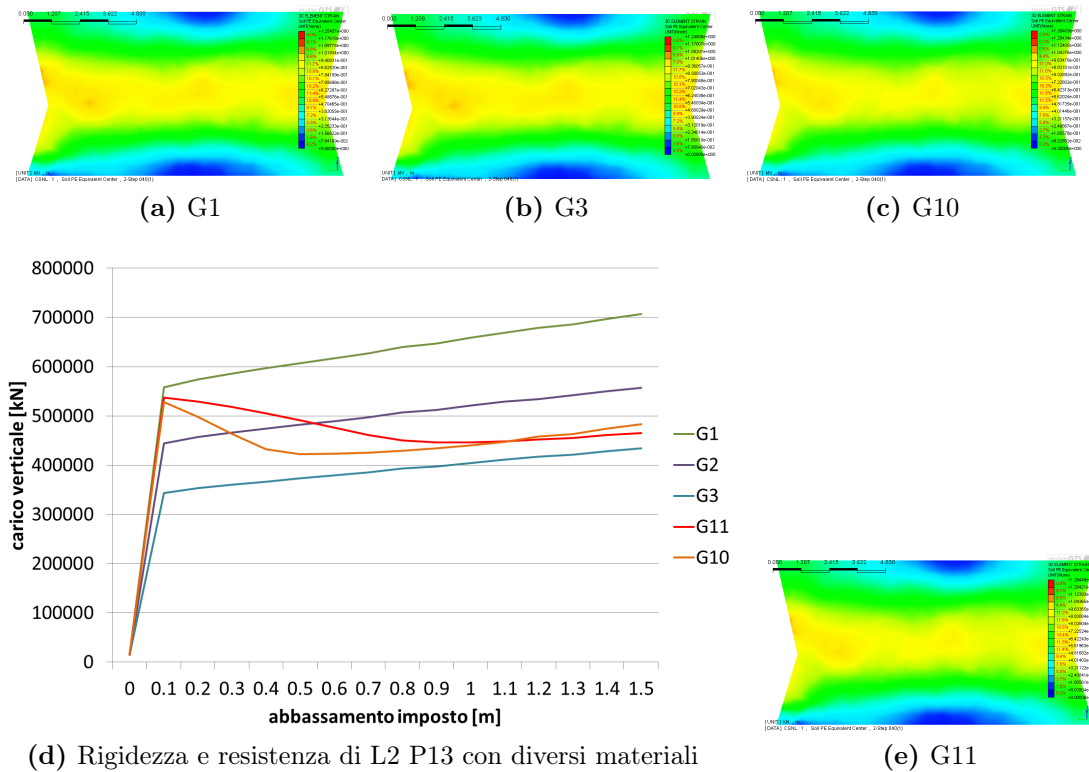
Come richiesto nel paragrafo 5.2.3 vengono eseguite diverse prove, identiche a quelle del paragrafo 7.2.2.1 (ma modello D (6.2.5)) (C.C. comprese) sul pilastro 13 del secondo livello, omogeneo, ma composto rispettivamente per la prima, seconda, terza e quarta prova dal materiale G1, G2, G3, G10 e G11 (Tabella 5.6, tutti con criterio strain-softening).

I risultati mostrati in figura 7.12d validano la scelta effettuata; in particolare il materiale G11, differisce dal G10 solo per il rate softening, che è di 10'000  $kPa$ , anziché 20'000  $kPa$ , e raggiunge le condizioni residue molto lentamente e per spostamenti considerevoli: a favore di sicurezza è stato escluso nel prosieguo della trattazione.

È rilevante inoltre il fatto che tutte le prove con i vari materiali presentino incrudimento: ciò probabilmente è dovuto al vincolo ad incastro applicato alla base, e il suo effetto verrà discusso nel prossimo paragrafo 7.2.5.

#### 7.2.4.2 Ulteriore confronto fra i modelli di nucleo

Per meglio investigare i risultati ottenuti nel paragrafo 7.2.3.1, si è deciso di valutare l'effetto dei due differenti modelli con prove a spostamenti controllati identiche a quelle del precedente paragrafo 7.2.4.1 (C.C. comprese), ma modellate con un criterio strain-softening, in cui varia la sola coesione fra i vari materiali, ed è più facile valutare come la diversa composizione percentuale di materiale degradato influisca sul carico limite.



**Figura 7.12:** Deformazioni plastiche con un abbassamento imposto pari a 1 metro, rigidezza e resistenza di L2 P13 con diversi materiali

Per quanto riguarda lo sviluppo di deformazioni plastiche si nota come i modelli a nucleo siano pressochè assimilabili ai modelli omogenei.

L'efficacia dei modelli va inoltre rappresentata in funzione dei parametri che li contraddistinguono, nel nostro caso coesione e rigidezza elastica.

Nelle figure 7.14a e 7.14b si mostra come variano questi parametri man mano che ci si allontana dal baricentro di una sezione intermedia fra la mezzeria e la sommità del pilastro: è possibile vedere facilmente come il modello con nucleo irregolare abbia una maggior percentuale di materiale con buone caratteristiche meccaniche.

La forma irregolare però, riduce grandemente questo vantaggio: sia in figura 7.13e che in figura 7.14c si può vedere come il carico limite sia maggiore nel modello E (7.2.3) che nel modello F (7.2.3), e come il primo si avvicini maggiormente all'inviluppo di rottura al variare della coesione.

### 7.2.4.3 Interfaccia

Sfortunatamente il software Midas GTS per quanto riguarda il modello di Mohr-Coulomb tiene conto del tension cut-off nel piano  $q - p'$ , e non nel piano  $\tau - \sigma$  come sarebbe corretto; un sentito ringraziamento va ai relatori per avermi aiutato



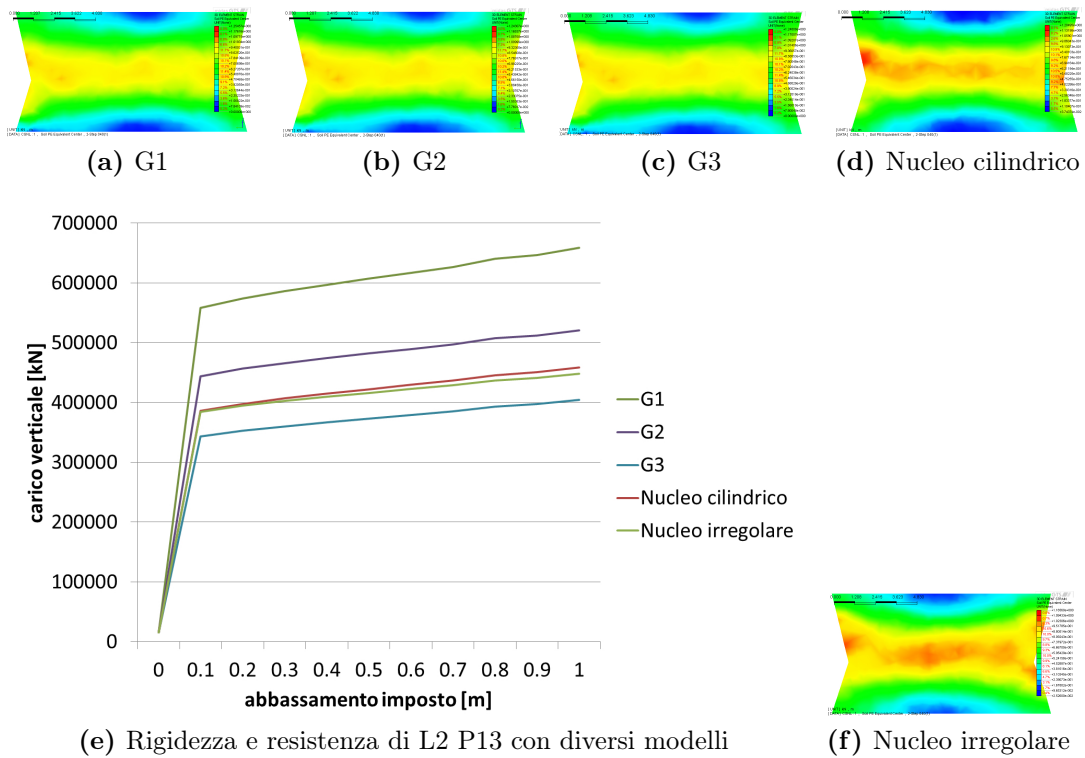


Figura 7.13: Deformazioni plastiche con un abbassamento imposto pari a 1 metro, rigidezza e resistenza di L2 P13 con diversi modelli

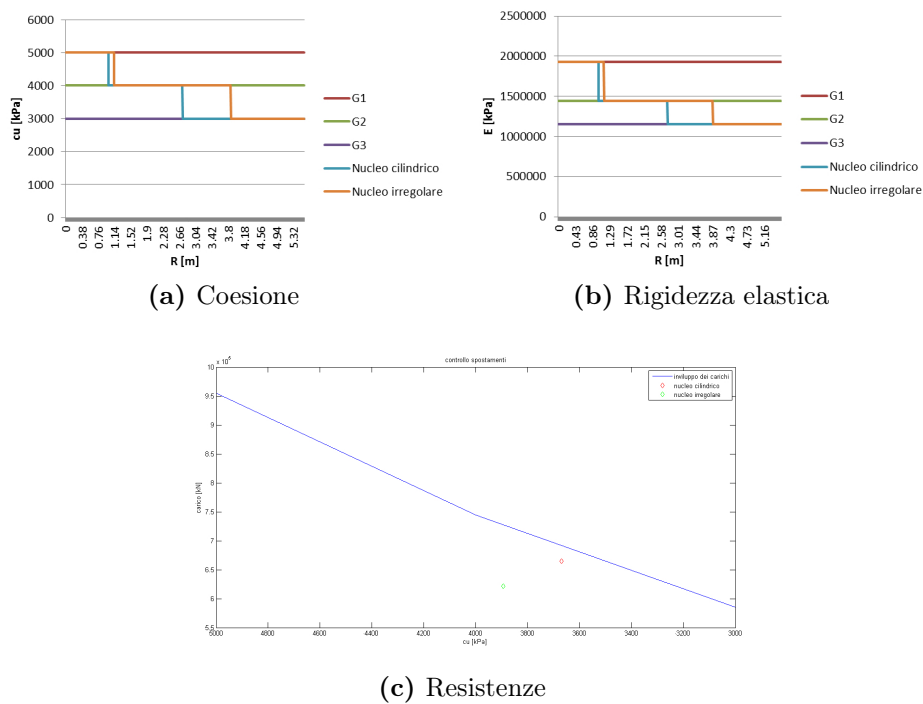
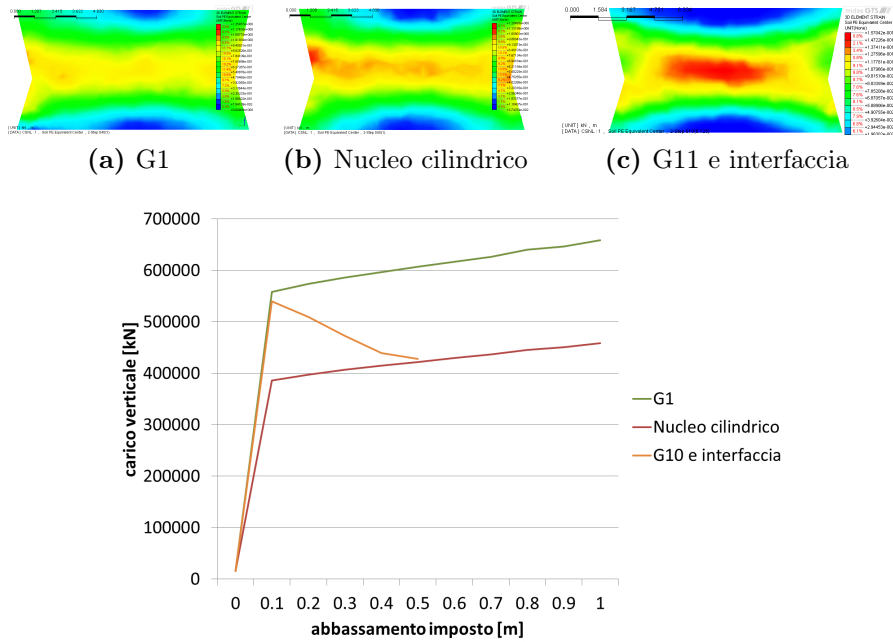


Figura 7.14: Grafici di valutazione dei modelli di nucleo in funzione del raggio (a e b) e della coesione (c)



(d) Rigidezza e resistenza di L2 P13 con diversi modelli

**Figura 7.15:** Effetti dell'interfaccia

a trovare questo difetto.

Nel criterio strain softening invece non lo prevede neppure direttamente; si è quindi deciso di inserire un'interfaccia all'interno del [modello D \(6.2.5\)](#) di materiale G10 (criterio strain-softening), che utilizzi come cut-off in  $\tau - \sigma$  quello del materiale degradato G3 (tabella 5.5, criterio Mohr-Coulomb) e di eseguire una prova a spostamenti controllati identica a quella del paragrafo precedente (7.2.4.1) (C.C. comprese).

Come si può vedere in figura 7.15 le deformazioni plastiche nel modello con interfaccia sono minori di un ordine di grandezza, e la rottura arriva in corrispondenza dell'incontro del proprio involuppo di rottura con quello del modello con nucleo cilindrico.

## 7.2.5 Effetto dei vincoli

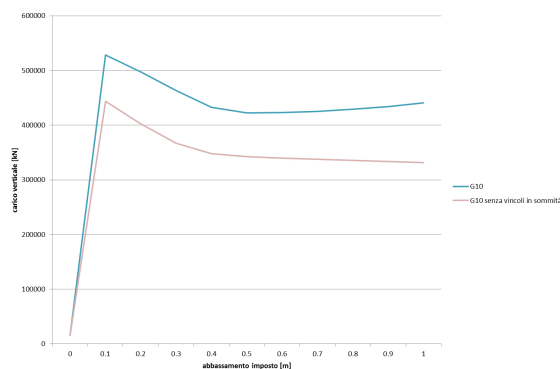
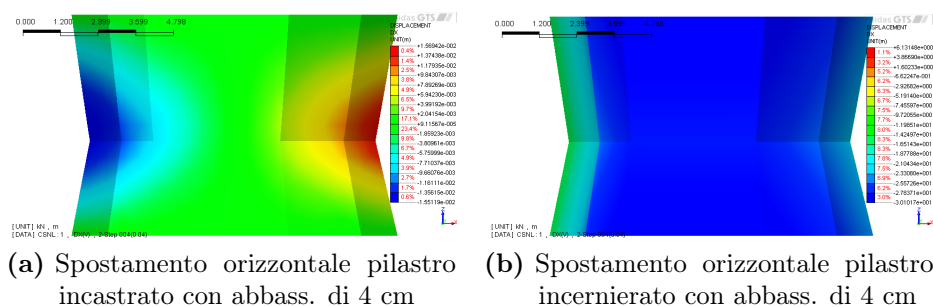
Come è possibile notare dalla forma del pilastro stesso, in sito esso si ritrova incastrato nella volta superiore e in quella inferiore, motivo per cui è stato modellato come un singolo pilastro incastrato; ora si vuole considerare criticamente questa scelta e stabilirne gli effetti.

Nel seguente paragrafo vogliamo valutare la sua risposta di due prove a spostamenti controllati con i seguenti accorgimenti e condizioni al contorno:

- [modello D \(6.2.5\)](#),

- materiale G10 (criterio strain-softening),
- discretizzazione a 0.5 metri con elementi tetraedrici,
- spostamento verticale verso il basso imposto alla fila di nodi superiori.

Nella prima prova il pilastro avrà vincolata con incastro la fila di nodi inferiori, con vincolo di movimento esclusivamente verticale la fila di nodi superiori, e con nient'altro vincolo i rimanenti nodi e sulle rimanenti facce; nella seconda l'unico vincolo sarà l'impedimento dello scorrimento verticale nella fila di nodi inferiori.



**Figura 7.16:** Effetti dei vincoli

Nelle figure 7.16a e 7.16b sono mostrati gli spostamenti in direzione  $x$  a seguito di un abbassamento imposto di 4 cm: si può vedere come gli spostamenti nel secondo caso siano addirittura di 2 ordini di grandezza superiori; se però andiamo a valutare la curva carico-spostamento, possiamo vedere una riduzione del carico di picco nel secondo caso pari al 16%, e del carico limite, con un abbassamento pari ad un 1 metro, inferiore del 25%.

Ancora più rilevante è che nel secondo caso non si presenta l'incrudimento già discusso nel paragrafo 7.2.4.1, quindi da ritenere collegato ai vincoli scelti.

## 7.3 Analisi di collasso

Nel paragrafo 7.1.1.1 si è mostrato che i fattori di sicurezza più critici risultano essere quelli riferiti ai pilastri del terzo livello, il più profondo, completamente

allagato, e con resistenza ridotta a causa del degrado (Figura 7.17).

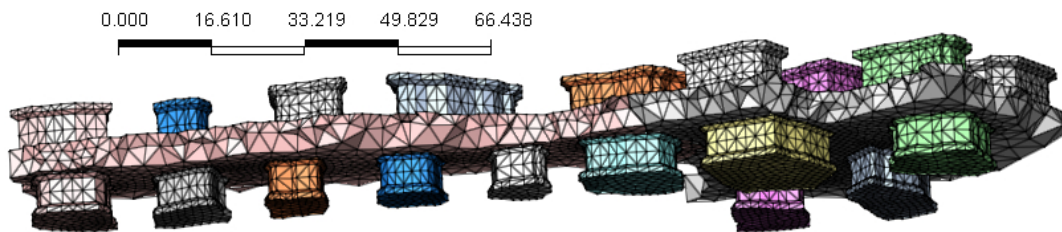
Si è quindi deciso di utilizzare il modello realizzato nel paragrafo 6.2 al fine di valutare lo sviluppo di possibili fenomeni di instabilità e conseguente collasso, e quindi delle ripercussioni che ne conseguirebbero sia all'interno del sistema minerario sia in un eventuale coinvolgimento delle strutture esistenti poste in superficie.

### 7.3.1 Individuazione delle fasi di collasso

Il possibile collasso di uno dei pilastri costituenti il sostegno delle cavità minerarie comporterebbe una redistribuzione dei carichi con conseguente incremento della sollecitazione sui pilastri adiacenti.

Nel caso l'incremento sia tale da condurre altri pilastri in condizioni in cui il carico sollecitante risulti essere maggiore di quello resistente, a quel punto si potrebbe verificare una propagazione dei crolli di pilastri tale da compromettere la stabilità globale dell'intero sistema minerario.

Questo potrebbe avere gravi conseguenze soprattutto per gli edifici, posti in superficie, nelle adiacenze dell'ex cava di gesso del Prete Santo.



**Figura 7.17:** Pilastri del terzo livello con i minori FS e pilastri del secondo livello sovrastanti

Grazie alle possibilità offerte dal software si è deciso di seguire passo passo le modalità degradative e di collasso del complesso minerario con un criterio di Mohr-Coulomb.

Le analisi numeriche tridimensionali agli elementi finiti hanno permesso di valutare lo stato di sollecitazione di ciascun pilastro della miniera e confrontarlo con i valori di resistenza globale dell'ammasso roccioso noti dal paragrafo 5.2.

La modalità construction stage permette di simulare le diverse fasi in modo quasi-statico: ciò è, a tutto rigore, corretto per le fasi degradative, dati i tempi molto lunghi di degrado evidenziati nelle prove sperimentali e nel modello matematico, meno per quelle di collasso, ma un'analisi dinamica esula dagli obiettivi di questo elaborato.

Considerando corretta la stratigrafia realizzata al paragrafo 6.2.4 l'analisi si sviluppa nelle seguenti fasi:

1. *condizione iniziale*, con tutti i pilastri costituiti di materiale intatto G1 (1965);

2. *allagamento del terzo livello*, con i pilastri del terzo livello degradati come materiale G2 (1976);
3. *condizione attuale*, con i pilastri del terzo livello degradati come materiale G3 e i pilastri del primo e secondo livello degradati come materiale G2 (2010);
4. *eventuali interventi di stabilizzazione*, per ora non modellati, vedi capitolo 9;

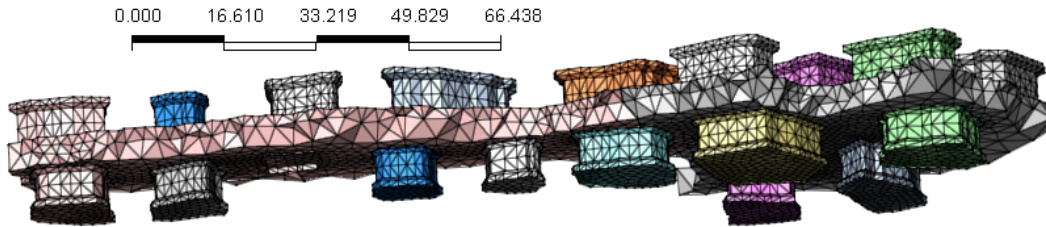
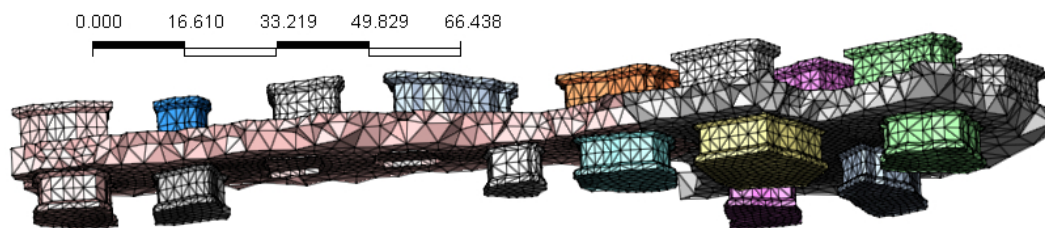
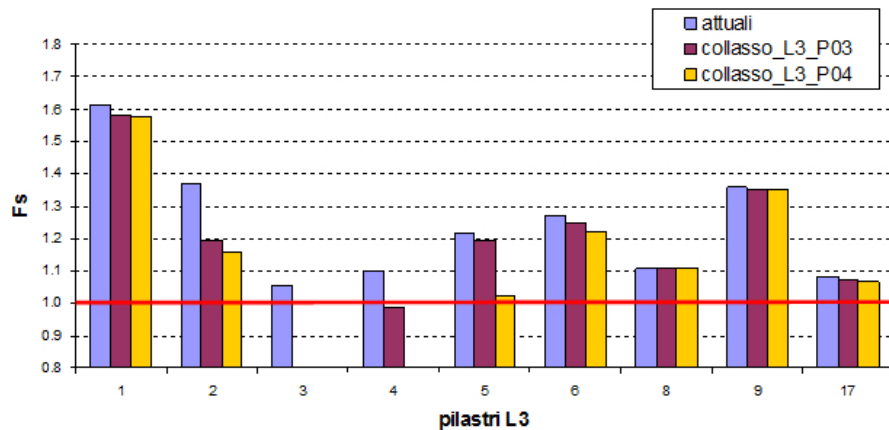


Figura 7.18: Collasso di L3 P03

5. *crollò del pilastro 3 del terzo livello*, ovvero del pilastro con il fattore di sicurezza più basso (Figura 7.18);



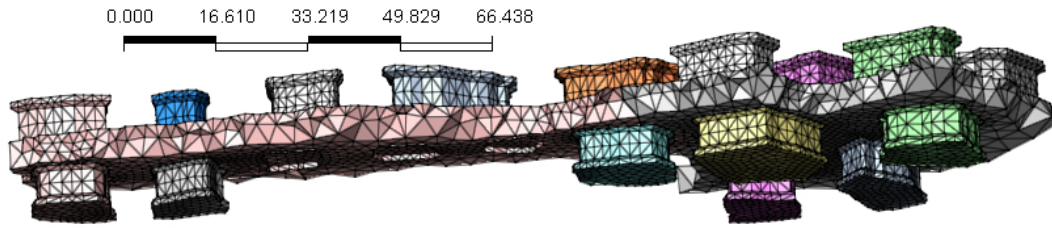
(a) Collasso di L3 P04



(b) Riduzione del fattore di sicurezza

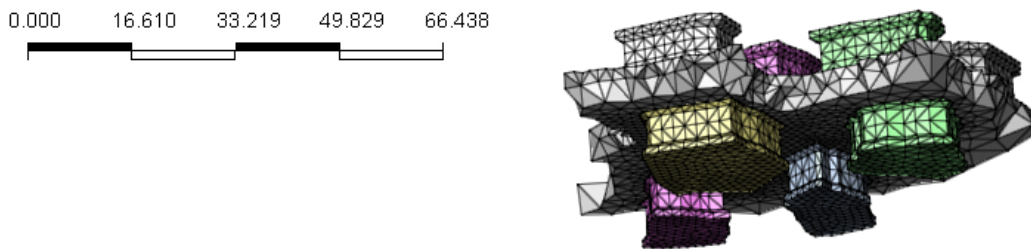
Figura 7.19: Effetto del collasso di L3 P04

6. *crollò del pilastro 4 del terzo livello*, ora il più sollecitato a causa della nuova situazione tensionale (Figura 7.19a);
7. *crollò del pilastro 5 del terzo livello*, come nel punto precedente (Figura 7.20);



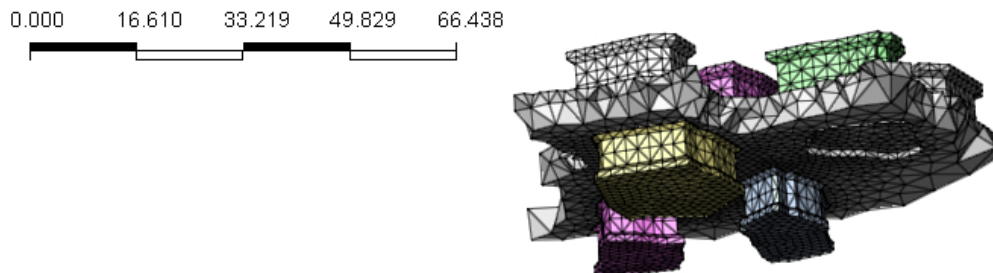
**Figura 7.20:** Collasso di L3 P05

8. *crollò dei pilastri 1, 2 e 6 del terzo livello*, di conseguenza la soletta superiore a questi e ai pilastri già crollati, insieme ai pilastri del secondo livello che su di essa poggiano (23, 27, 31, 33, 35) crollano contemporaneamente (Figura 7.21);



**Figura 7.21:** Collasso prima soletta

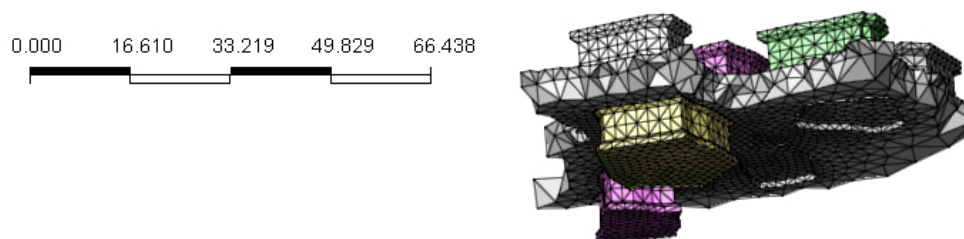
9. *crollò del pilastro 17 del terzo livello* (Figura 7.22);
10. *crollò del pilastro 8 del terzo livello* (Figura 7.23);



**Figura 7.22:** Collasso di L3 P17

11. *crollò dei pilastri 7 e 9 del terzo livello*, di conseguenza la soletta superiore a questi e ai pilastri già crollati, insieme ai pilastri del secondo livello che su di essa poggiano (37, 38, 39, 41, 42) crollano contemporaneamente.

Il crollo di numerosi pilastri e volte causa notevoli deformazioni plastiche in alcuni settori, che si ritiene crollino a loro volta quando queste superano il 2%.



**Figura 7.23:** Collasso di L3 P08

12. *Crollo calotta plasticizzata superiore;*
13. *crollo seconda calotta plasticizzata superiore.*

A favore di sicurezza si modellano quindi le condizioni più catastrofiche, sebbene con basse probabilità di accadimento nel brevissimo periodo:

14. *crollo dei rimanenti pilastri del terzo livello;*
15. *crollo dei rimanenti pilastri del primo e secondo livello.*

### 7.3.2 Modalità di esecuzione

La simulazione del crollo degli elementi strutturali è stata effettuata in due differenti modi:

1. *rimozione dell'elemento [28],*
2. *passaggio dal materiale esistente ad un materiale non coerente, completamente degradato, tramite la funzione change attribute.*

Anche in questo caso il primo risulta a favore di sicurezza, mentre il secondo cerca di rappresentare con maggiore accuratezza l'eventuale collasso.

Vengono imposte per entrambe come condizioni al contorno quelle di scorrimento puramente verticale dei nodi delle facce laterali, e d'incastro su quelli della faccia inferiore, ed inoltre non è applicato alcun carico in sommità.

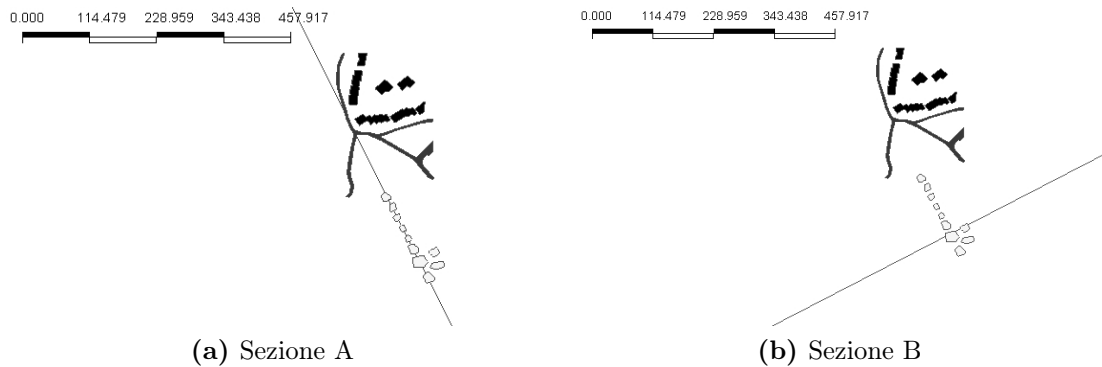
### 7.3.3 Risultati ottenuti dalle analisi

A questo punto ci è finalmente possibile dichiarare le tre variabili tenso-deformative su cui verrà concentrata l'analisi dei risultati ottenuti dalla soluzione:

- sforzi verticali, in sezioni specifiche,
- deformazioni plastiche, in sezioni specifiche,
- cedimenti, in superficie.

Verranno ora confrontati i **due modelli (7.3.2)** in due sezioni d'interesse:

- sezione A, parallela a via Benassi e intersecante i pilastri più sollecitati del terzo livello (Figura 7.24a);
- sezione B, perpendicolare alla precedente e intersecante i pilastri 7 e 9 del terzo livello (Figura 7.24b).



**Figura 7.24:** Sezioni d'interesse

Si fa notare che la stratigrafia della sezione A era già stata mostrata in figura 6.8c.

### 7.3.3.1 Sforzi verticali

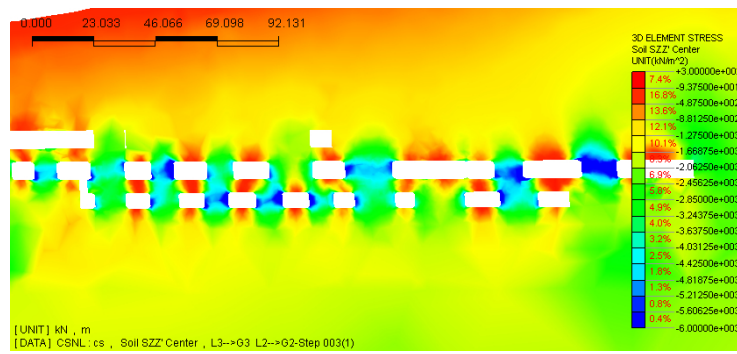
Sono ora mostrati i due modelli nelle due sezioni d'interesse.

È facile evincere dalla figura 7.25 che i due modelli partono da una condizione attuale assolutamente identica.

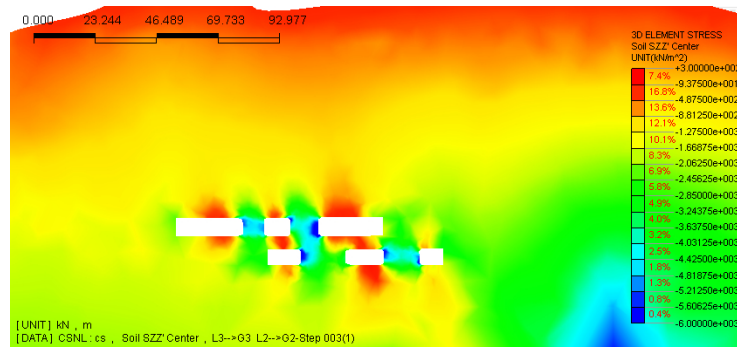
Al contrario già in figura 7.26 è possibile osservare la differenza fra i due modelli: nel caso di rimozione del pilastro gli sforzi si distribuiscono sui pilastri adiacenti, ma si sviluppano notevoli sforzi di trazione in corrispondenza del pilastro mancante; invece con il cambio di materiale si riesce sia ad ottenere l'effetto redistributivo, dovuto ad una diminuzione del massimo carico sopportabile dal pilastro ora più debole, su cui insistono sforzi minori, che a ridurre di molto gli sforzi di trazione, che conducono ad un deciso indebolimento del sistema.

Naturalmente le differenze proseguono anche nelle fasi successive, conducendo ad una differente condizione tenso-deformativa nelle volte, ma poco rilevante nei pilastri, e quindi solo ad un aumento contenuto del fattore di sicurezza nei pilastri considerati.

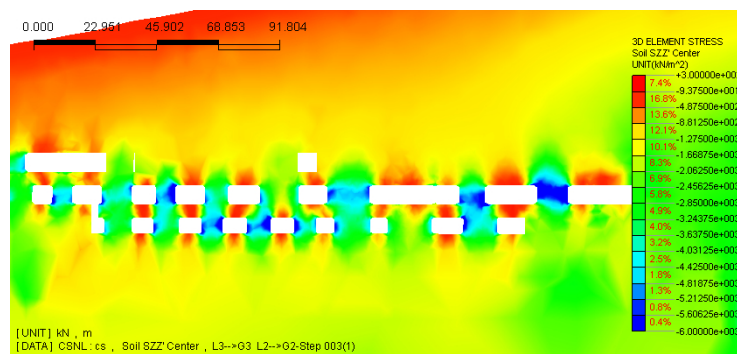




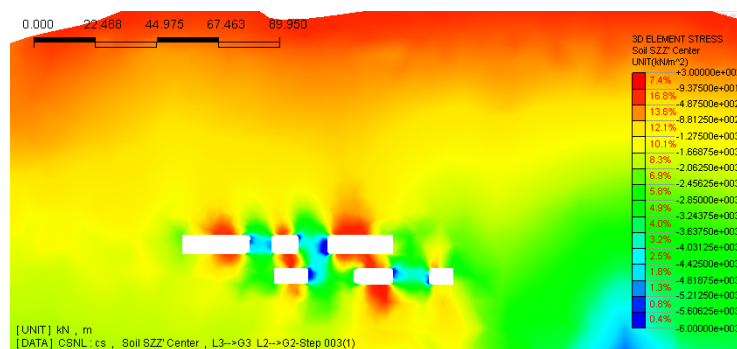
(a) Sezione A con rimozione



(b) Sezione B con rimozione

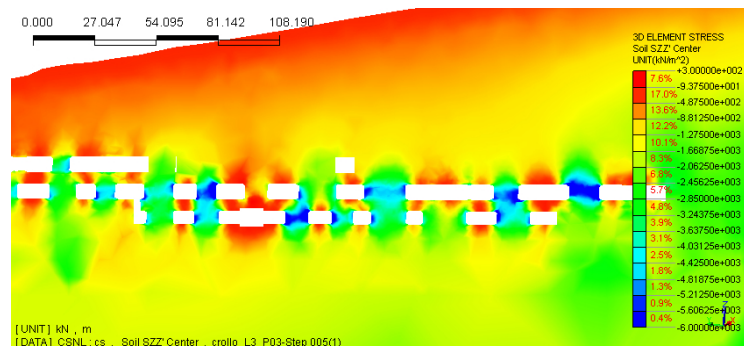


(c) Sezione A con cambio

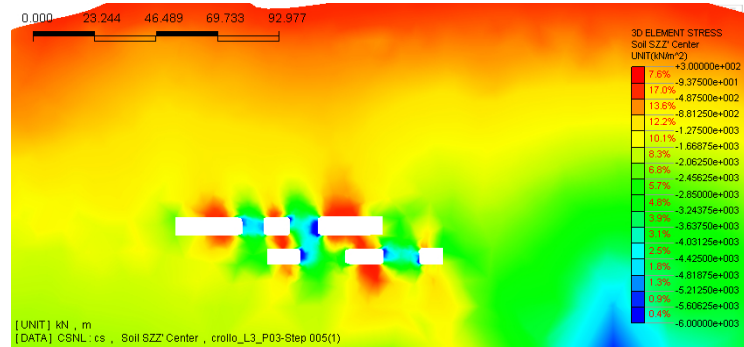


(d) Sezione B con cambio

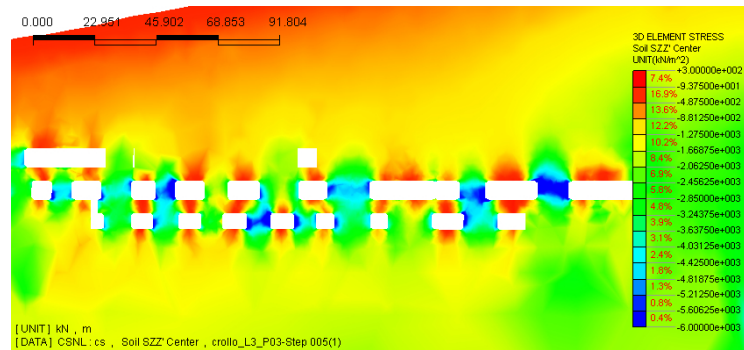
Figura 7.25: Sforzi verticali nelle condizioni attuali



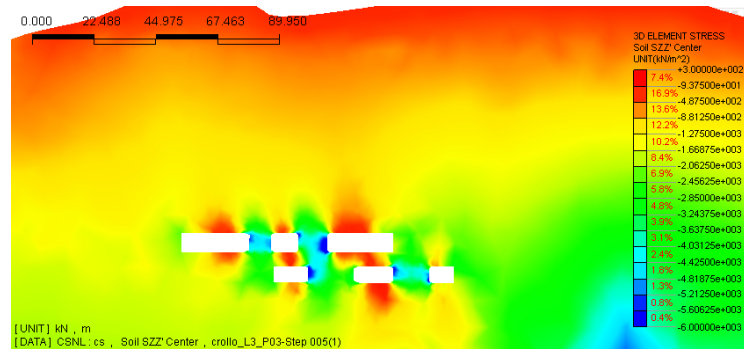
(a) Sezione A con rimozione



(b) Sezione B con rimozione

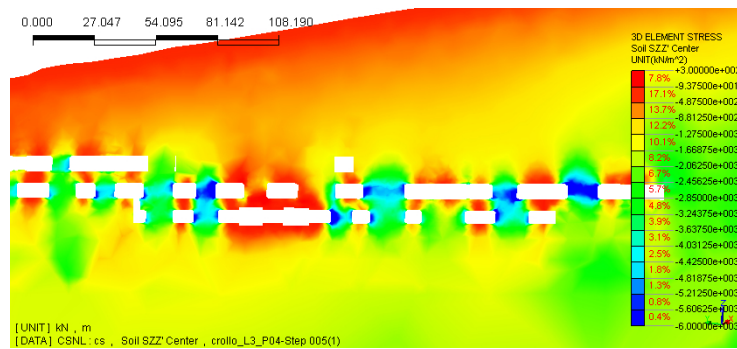


(c) Sezione A con cambio

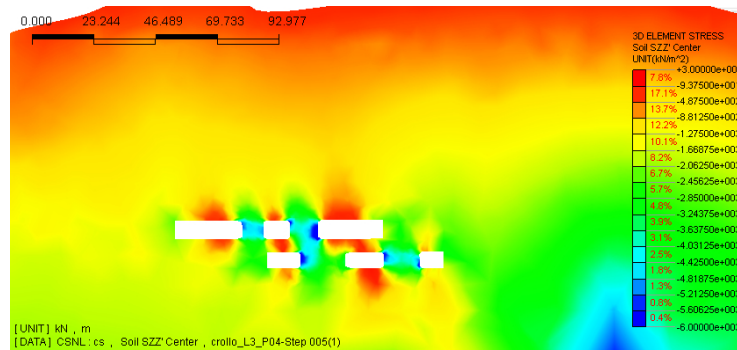


(d) Sezione B con cambio

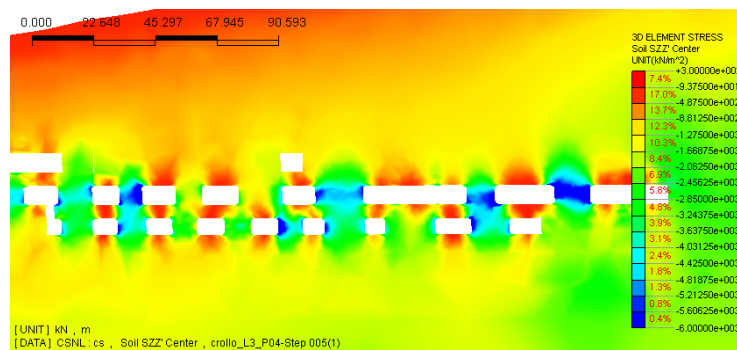
Figura 7.26: Sforzi verticali a seguito del collasso del terzo pilastro del terzo livello



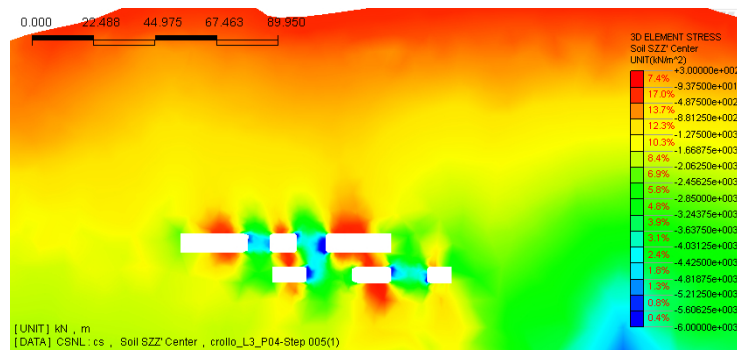
(a) Sezione A con rimozione



(b) Sezione B con rimozione

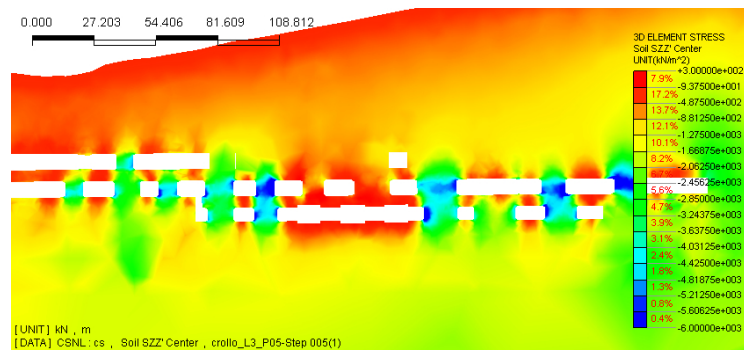


(c) Sezione A con cambio

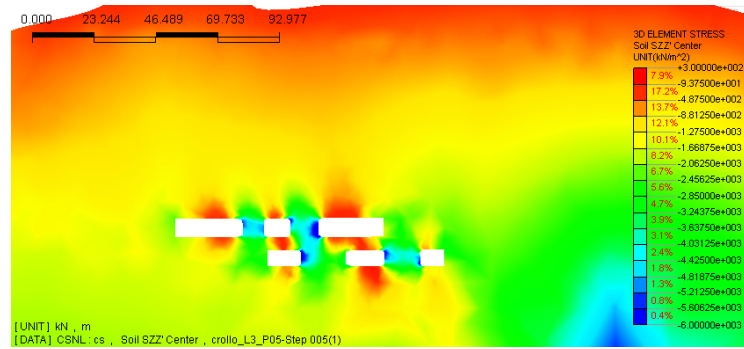


(d) Sezione B con cambio

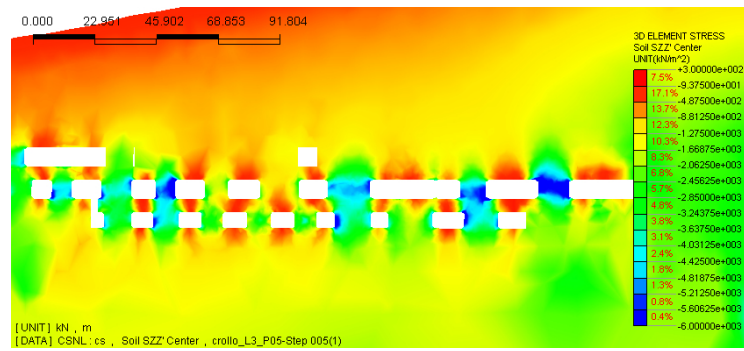
**Figura 7.27:** Sforzi verticali a seguito del collasso del quarto pilastro del terzo livello



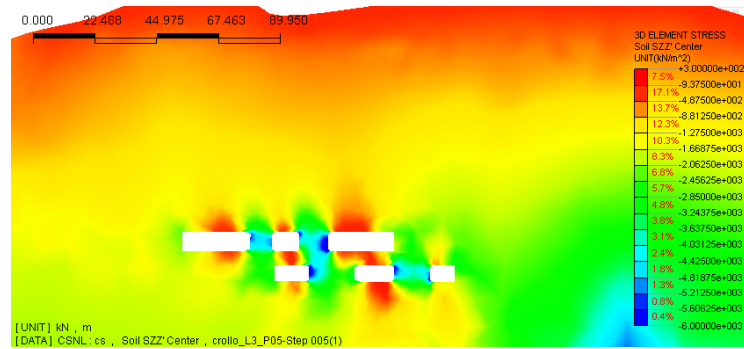
(a) Sezione A con rimozione



(b) Sezione B con rimozione

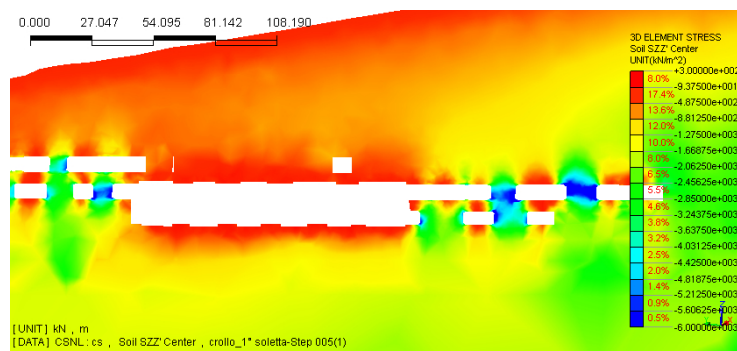


(c) Sezione A con cambio

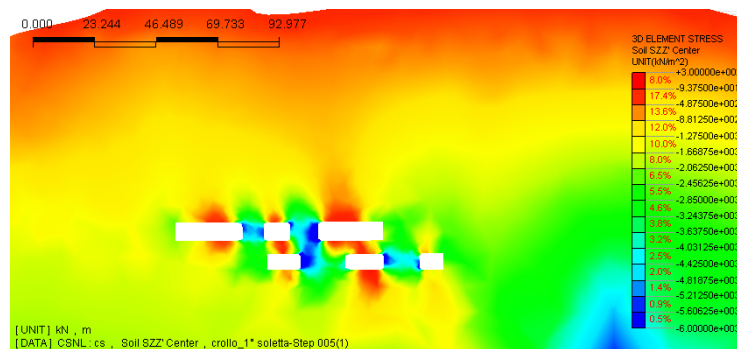


(d) Sezione B con cambio

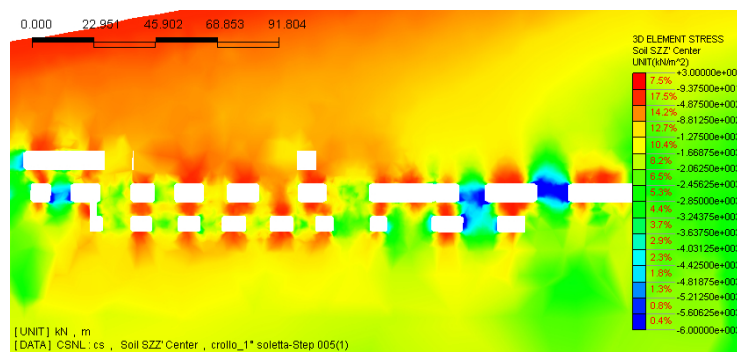
**Figura 7.28:** Sforzi verticali a seguito del collasso del quinto pilastro del terzo livello



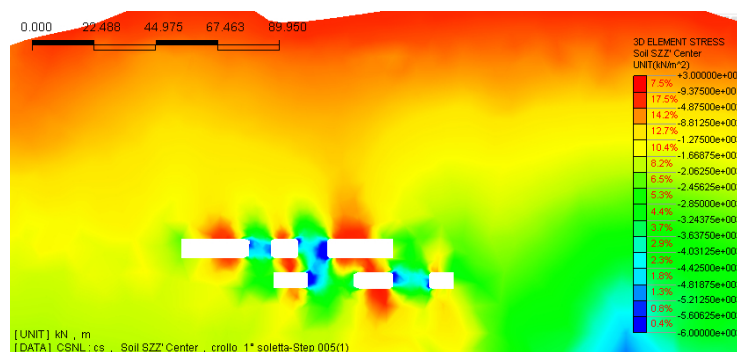
(a) Sezione A con rimozione



(b) Sezione B con rimozione

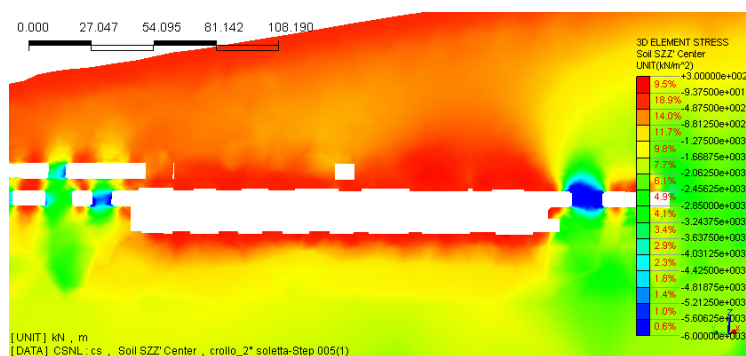


(c) Sezione A con cambio

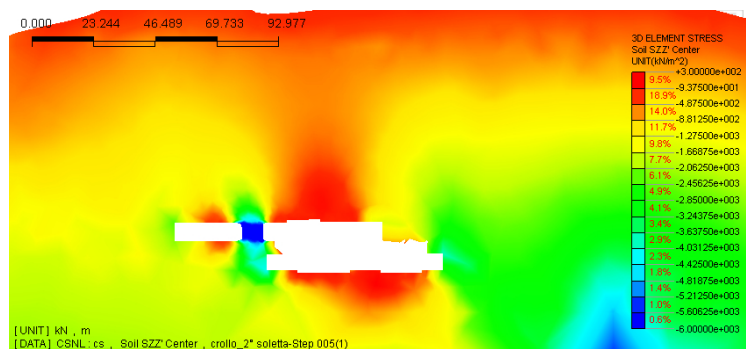


(d) Sezione B con cambio

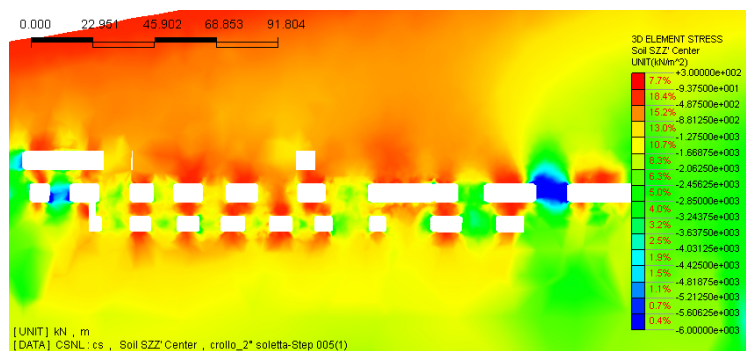
**Figura 7.29:** Sforzi verticali a seguito del collasso dei pilastri 1, 2 e 6 del terzo livello



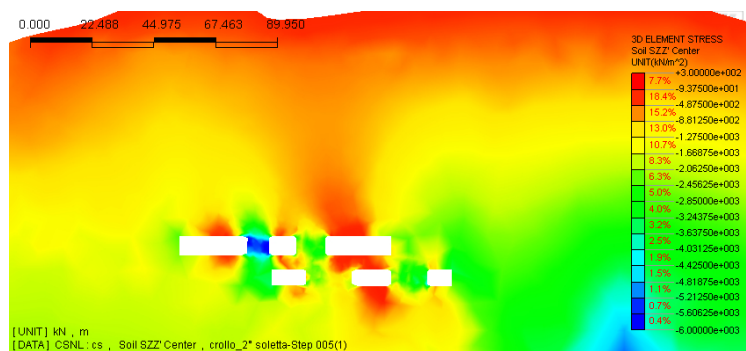
(a) Sezione A con rimozione



(b) Sezione B con rimozione



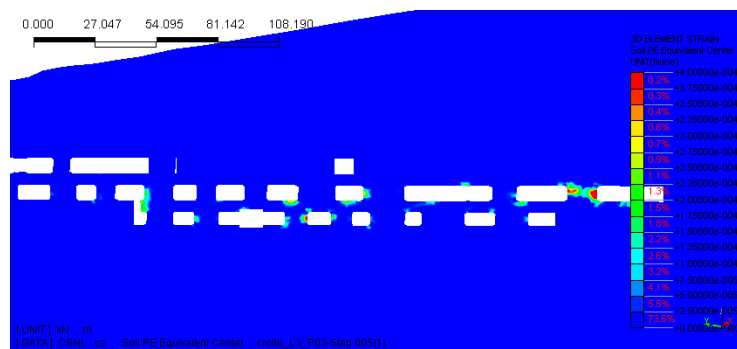
(c) Sezione A con cambio



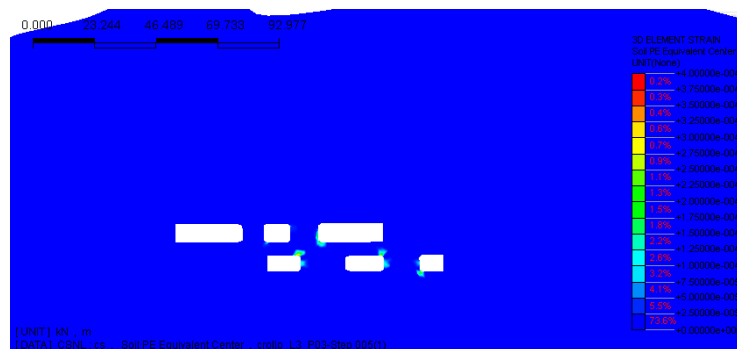
(d) Sezione B con cambio

Figura 7.30: Sforzi verticali a seguito del collasso dei pilastri 7 e 9 del terzo livello

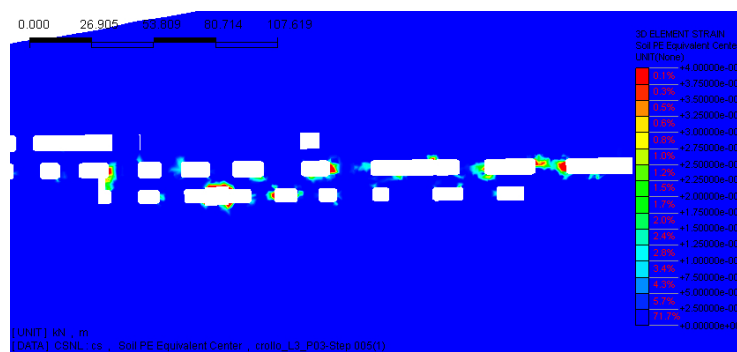
## 7.3.3.2 Deformazioni plastiche



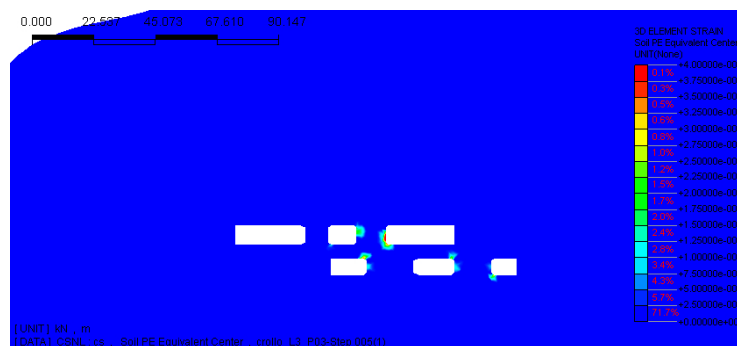
(a) Sezione A con rimozione



(b) Sezione B con rimozione

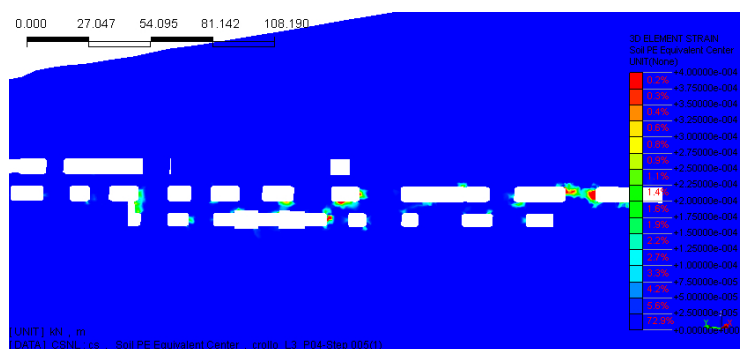


(c) Sezione A con cambio

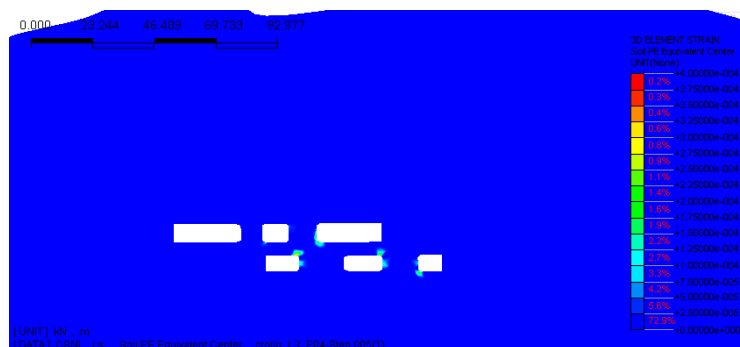


(d) Sezione B con cambio

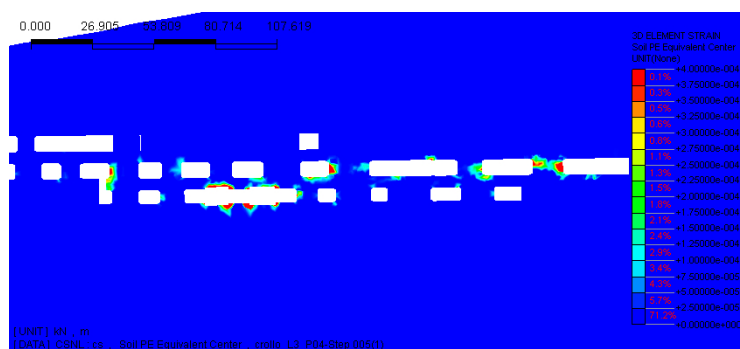
Figura 7.31: Def. plastiche a seguito del collasso del terzo pilastro del terzo livello



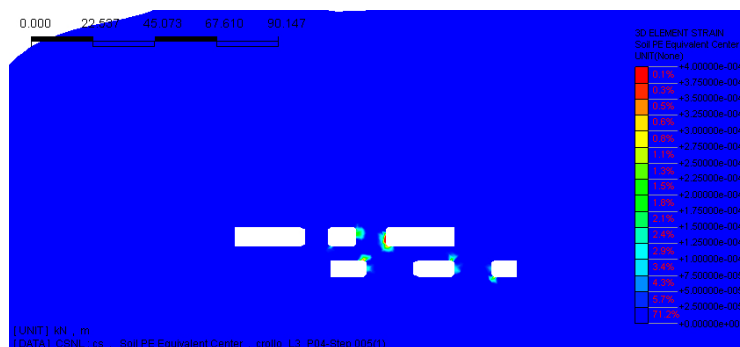
(a) Sezione A con rimozione



(b) Sezione B con rimozione



(c) Sezione A con cambio

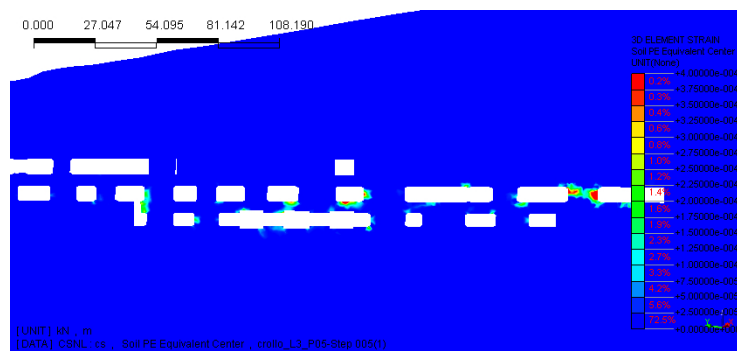


(d) Sezione B con cambio

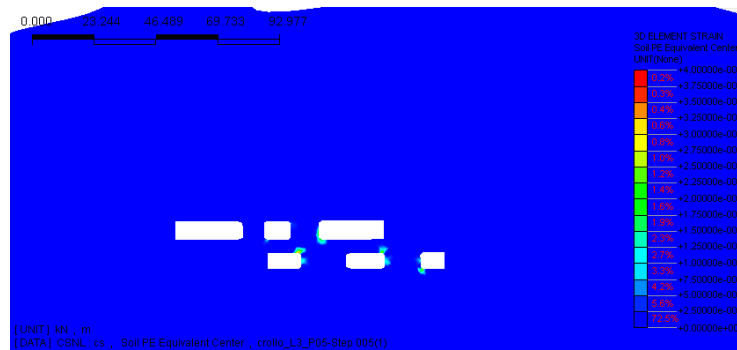
**Figura 7.32:** Def. plastiche a seguito del collasso del quarto pilastro del terzo livello

Vengono ora mostrate le deformazioni plastiche nelle sezioni d'interesse: nelle immagini riferite al modello con cambio di parametri si concentrano molte più

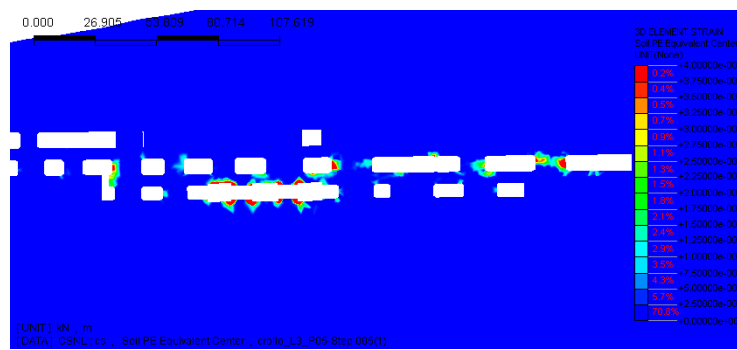




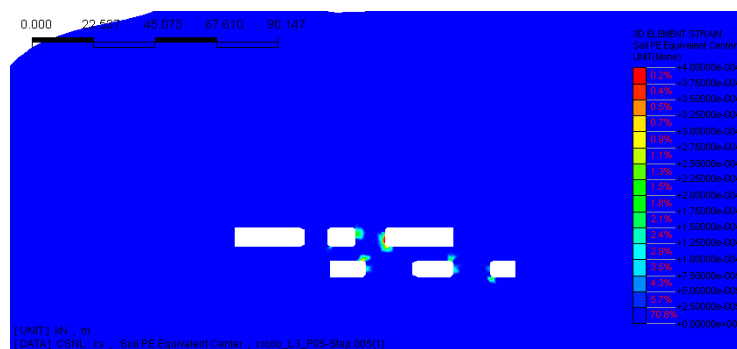
(a) Sezione A con rimozione



(b) Sezione B con rimozione



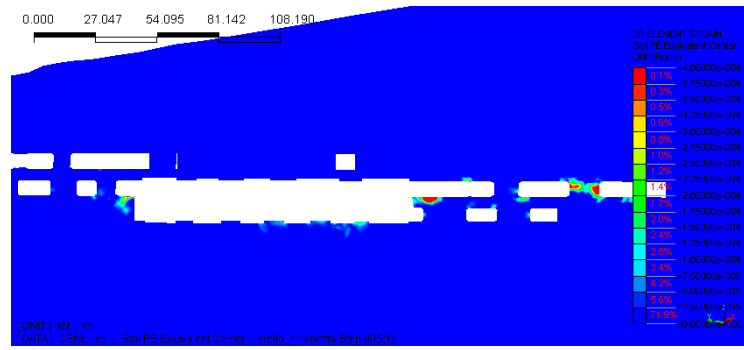
(c) Sezione A con cambio



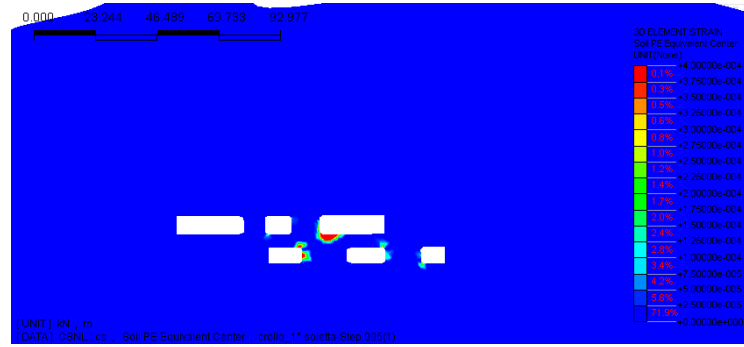
(d) Sezione B con cambio

**Figura 7.33:** Def. plastiche a seguito del collasso del quinto pilastro del terzo livello

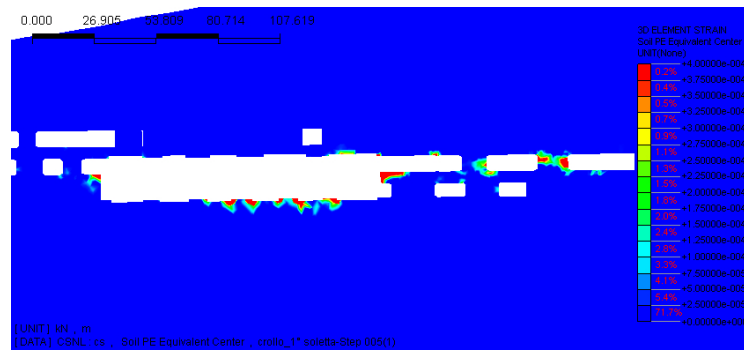
plasticizzazioni nelle immediate adiacenze del pilastro collassato, mentre nel resto del complesso la situazione è pressochè invariata.



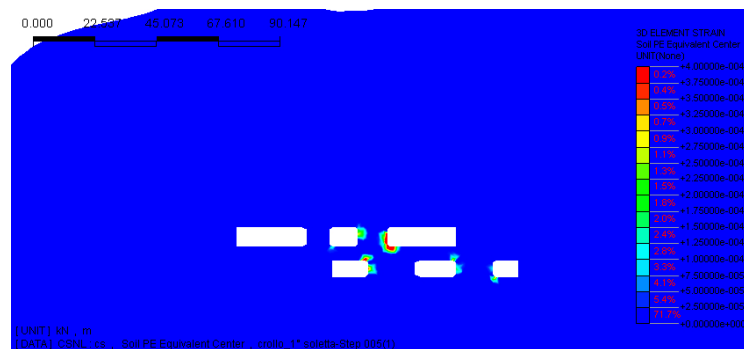
(a) Sezione A con rimozione



(b) Sezione B con rimozione

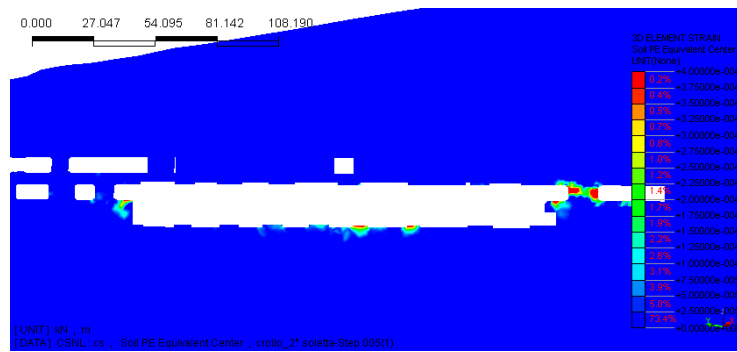


(c) Sezione A con cambio

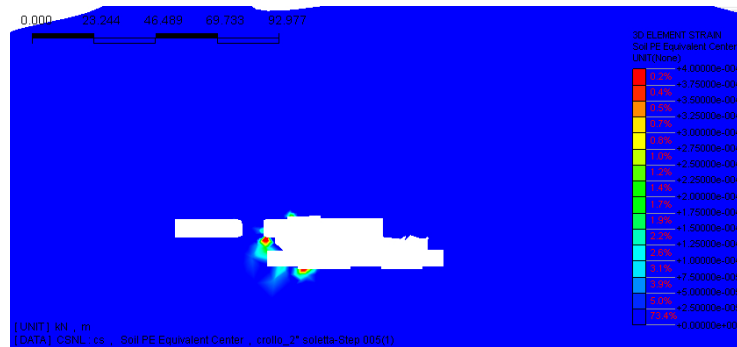


(d) Sezione B con cambio

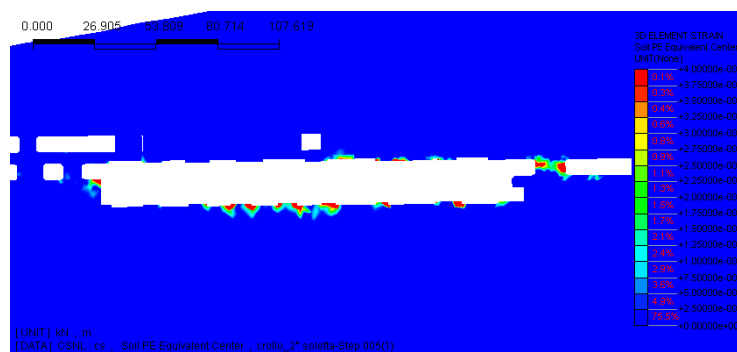
**Figura 7.34:** Def. plastiche a seguito del collasso dei pilastri 1, 2 e 6 del terzo livello



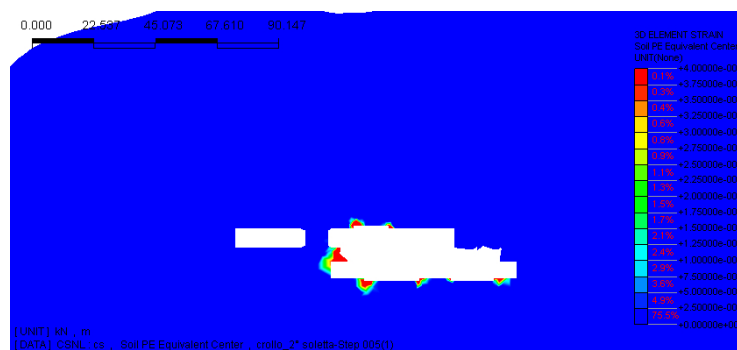
(a) Sezione A con rimozione



(b) Sezione B con rimozione



(c) Sezione A con cambio



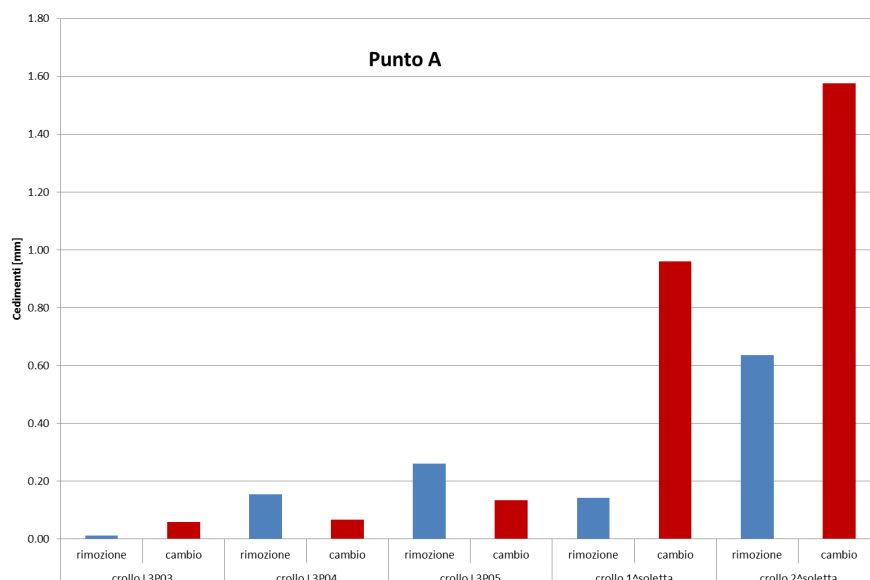
(d) Sezione B con cambio

Figura 7.35: Def. plastiche a seguito del collasso dei pilastri 7 e 9 del terzo livello

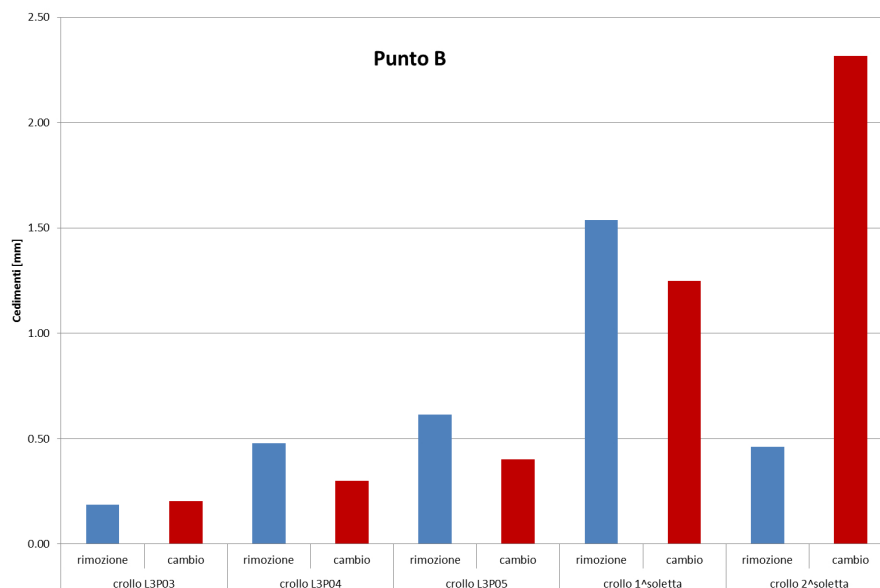
### 7.3.3.3 Cedimenti

I cedimenti si propagano con forma conica, che ha come vertice il o i pilastri rimossi o indeboliti.

Nelle immagini è possibile osservare che i pilastri (in bianco) soggetti nelle fasi successive a collasso vengono rimossi, e i cedimenti in superficie di alcuni punti significativi (A, B, C e D), i cui valori sono rappresentati nei grafici.

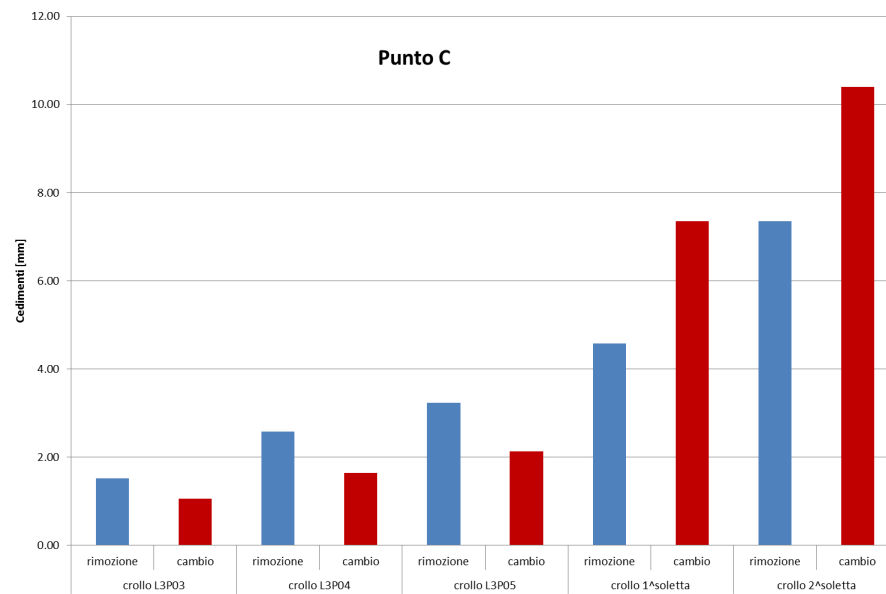


**Figura 7.36:** Cedimenti nel punto A nelle varie fasi

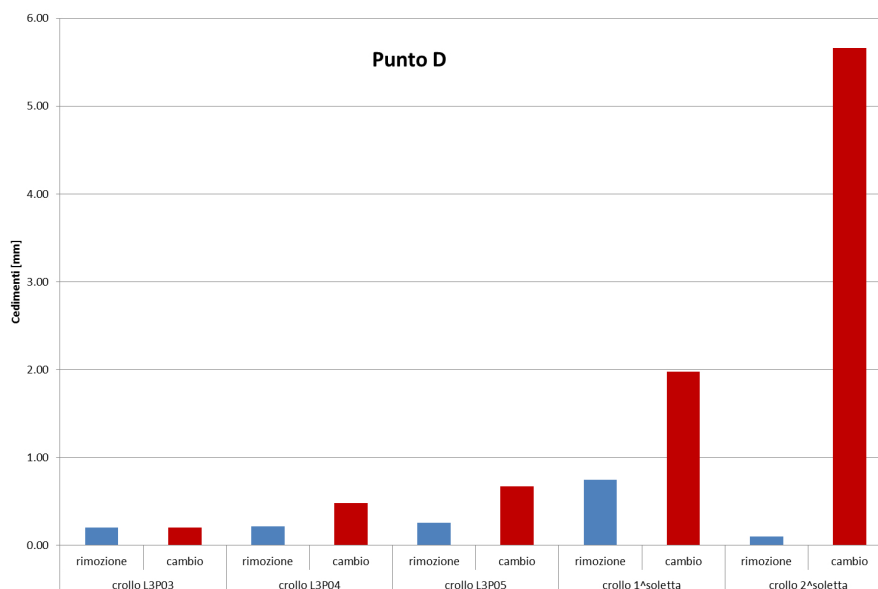


**Figura 7.37:** Cedimenti nel punto B nelle varie fasi

I risultati ottenuti nei due modelli sono tutto sommato paragonabili, e mostrano come nella successione di fasi di crollo ipotizzate i cedimenti in superficie tendono



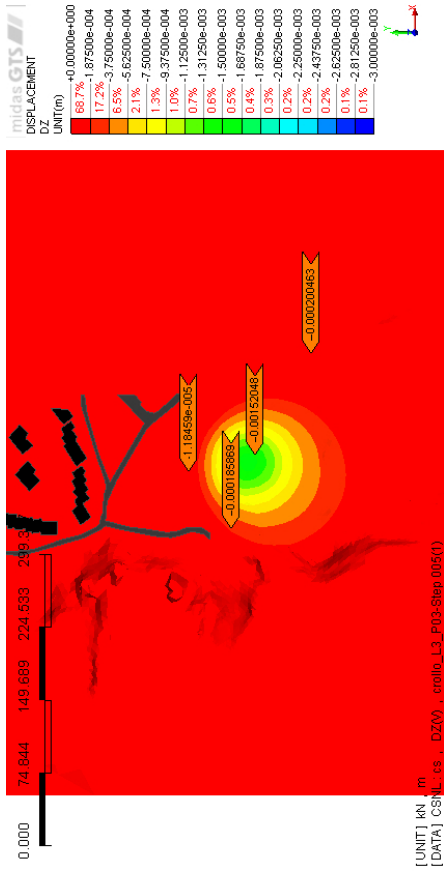
**Figura 7.38:** Cedimenti nel punto C nelle varie fasi



**Figura 7.39:** Cedimenti nel punto D nelle varie fasi

ad aumentare, localizzandosi secondo la nuova configurazione interna alla cavità mineraria.

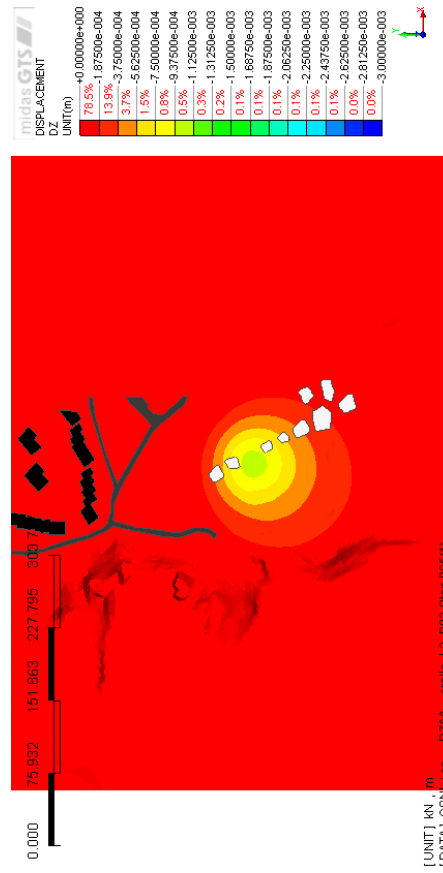
Fortunatamente nelle fasi di crollo preliminari (fino al punto 11) gli spostamenti più significativi in superficie non insistono nelle aree ove sono presenti gli edifici, che solo nel caso di crollo della seconda soletta subiscono spostamenti nell'ordine del millimetro.



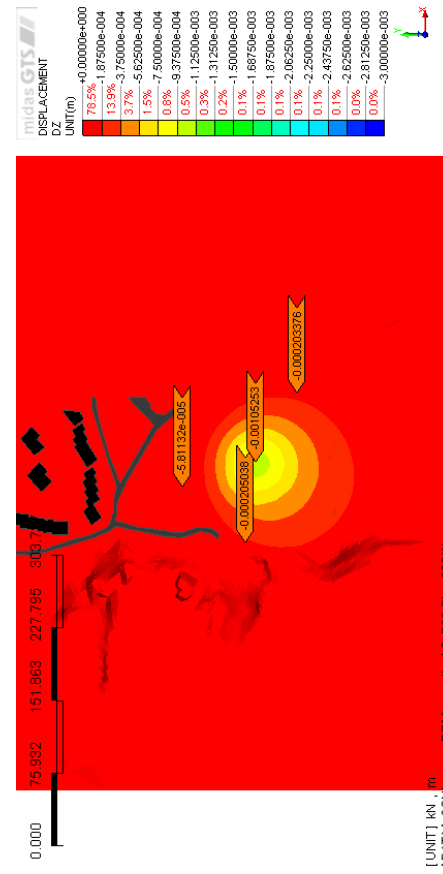
(a) Zona di subsidenza con rimozione



(b) Punti significativi con rimozione

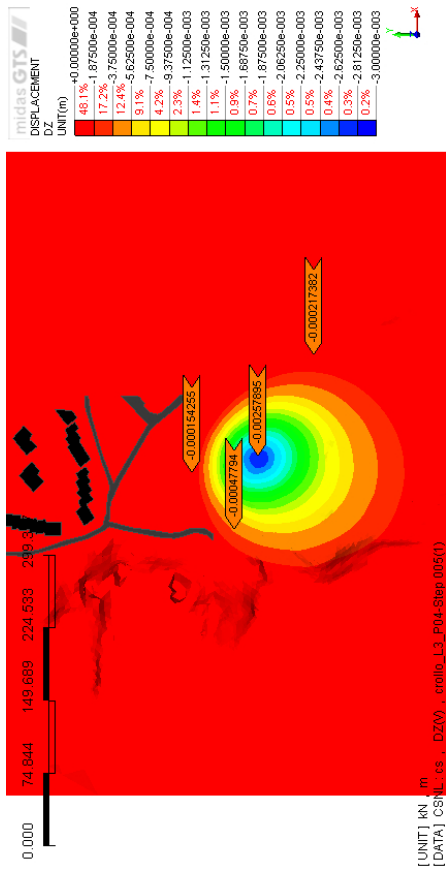


(c) Zona di subsidenza con cambio

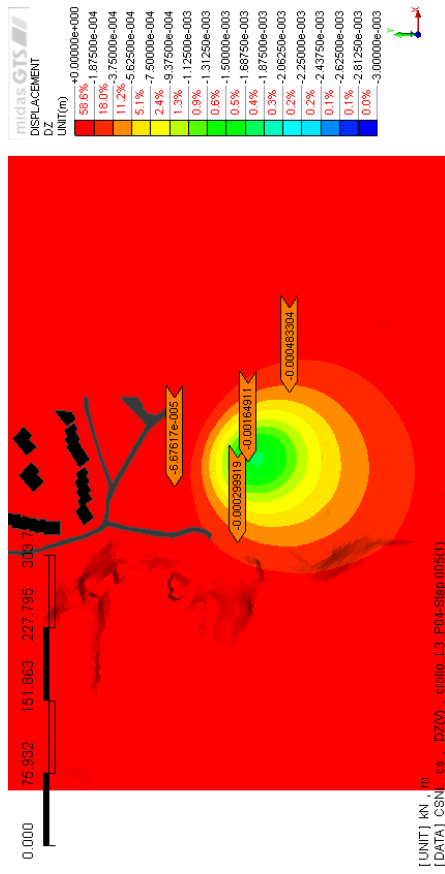


(d) Punti significativi con cambio

Figura 7.40: Cedimenti a seguito del collasso del terzo pilastro del terzo livello

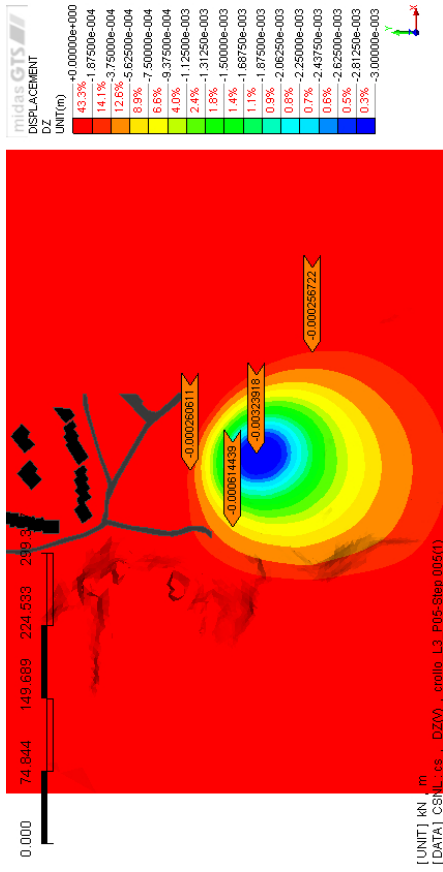


(b) Punti significativi con rimozione

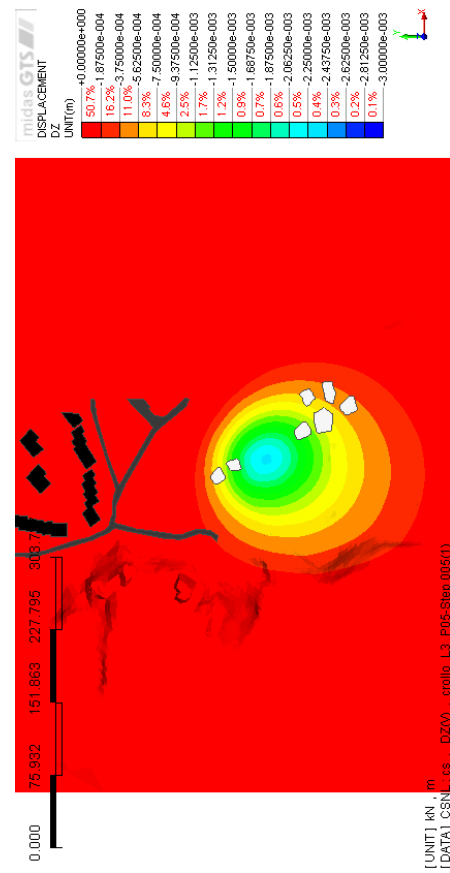


(d) Punti significativi con cambio

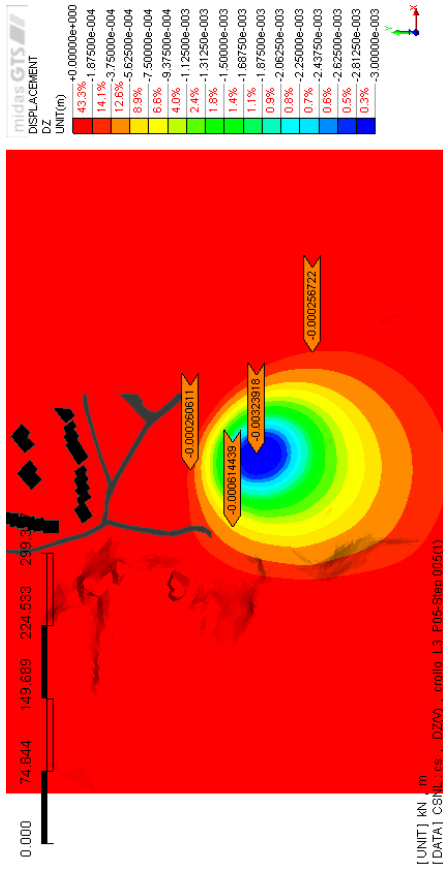
Figura 7.41: Cedimenti a seguito del collasso del quarto pilastro del terzo livello



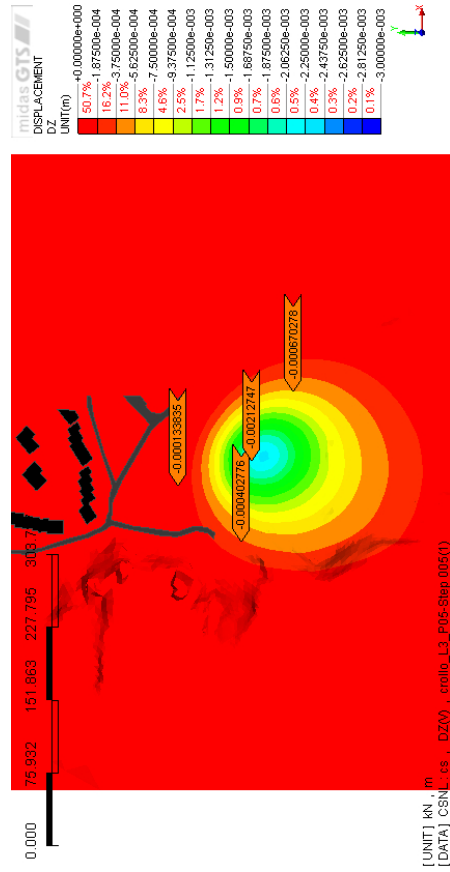
(a) Zona di subsidenza con rimozione



(c) Zona di subsidenza con cambio



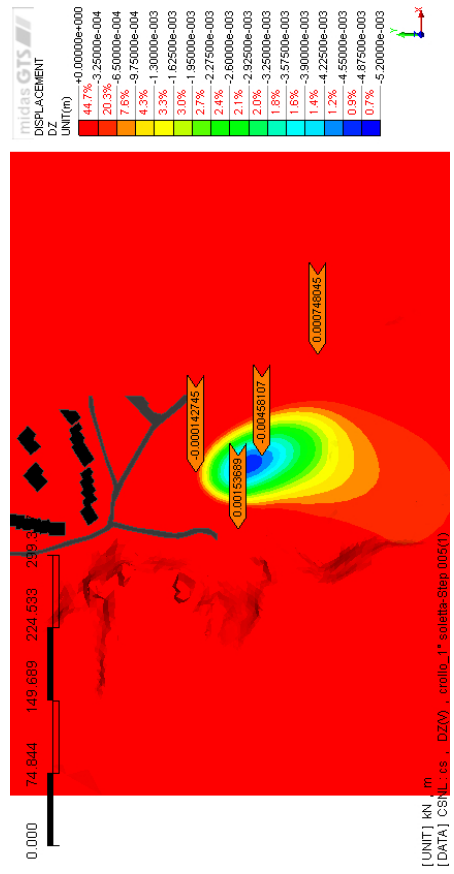
(b) Punti significativi con rimozione



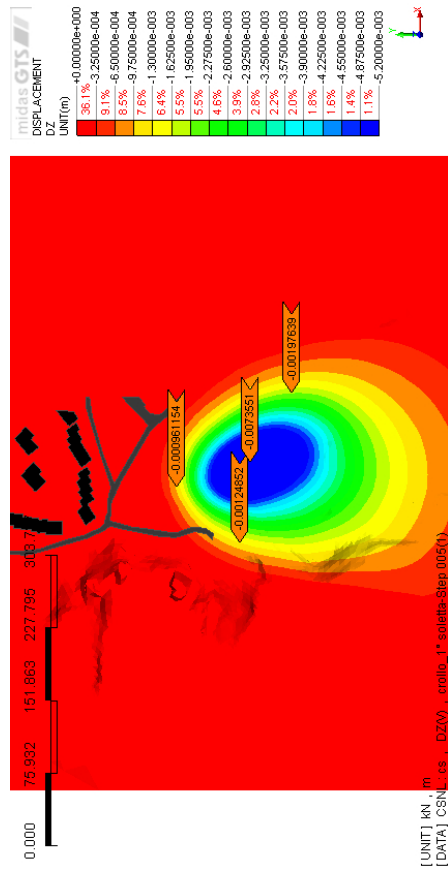
(d) Punti significativi con cambio

Figura 7.42: Cedimenti a seguito del collasso del quinto pilastro del terzo livello

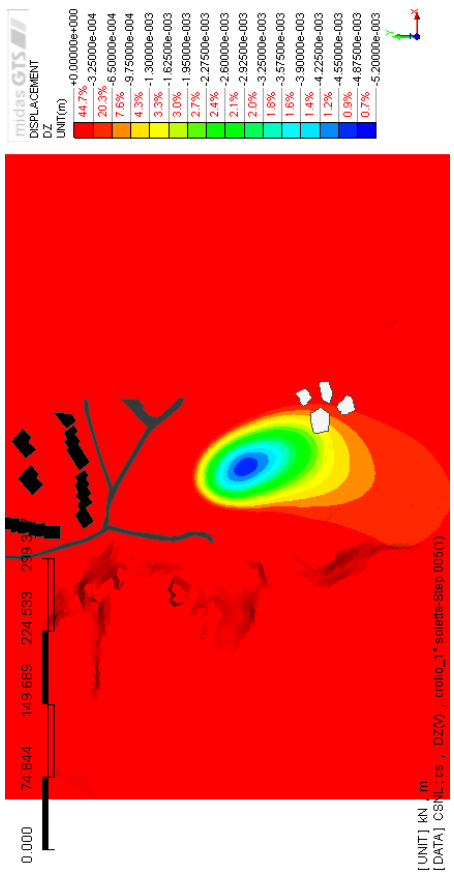




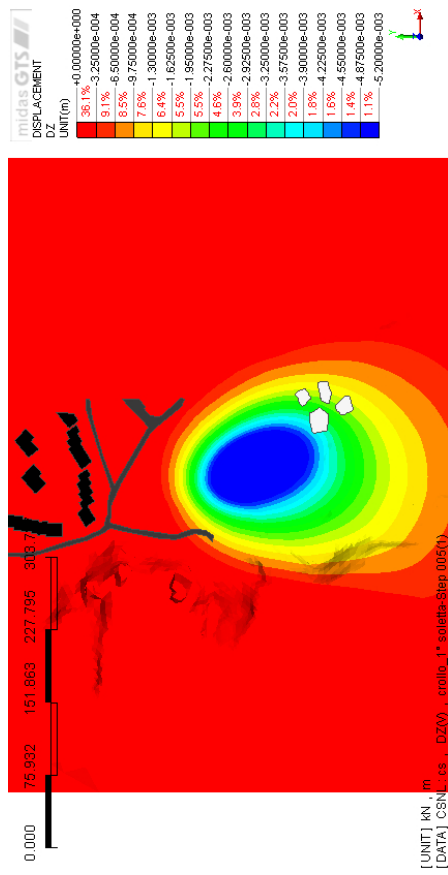
(a) Zona di subsidenza con rimozione



(b) Punti significativi con rimozione

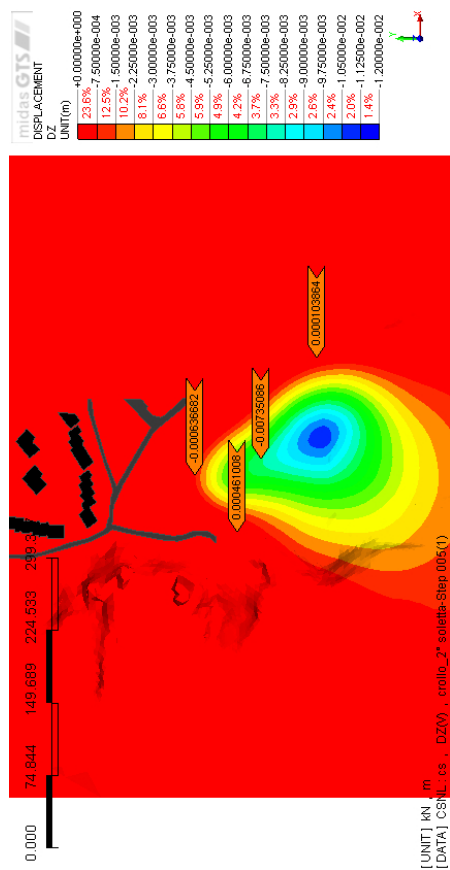


(c) Zona di subsidenza con cambio

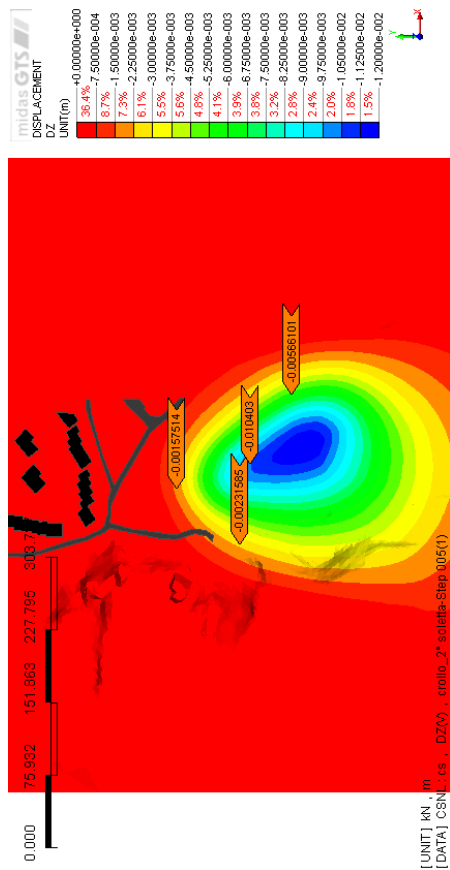


(d) Punti significativi con cambio

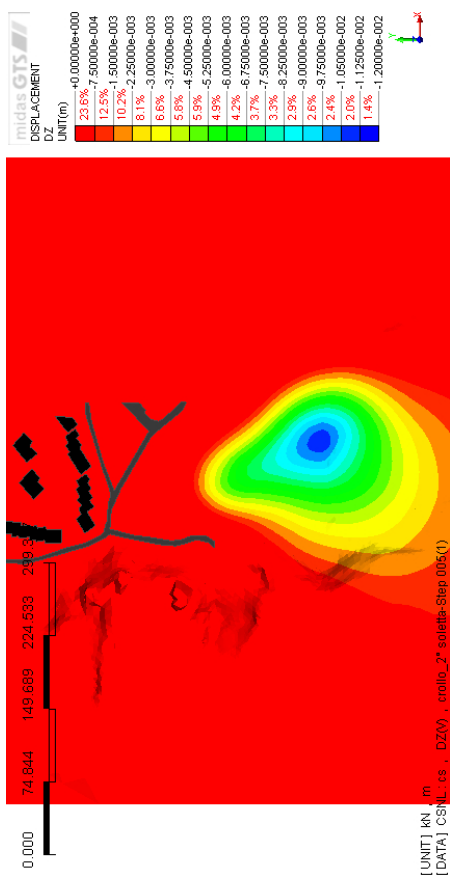
Figura 7.43: Cedimenti a seguito del collasso dei pilastri 1, 2 e 6 del terzo livello



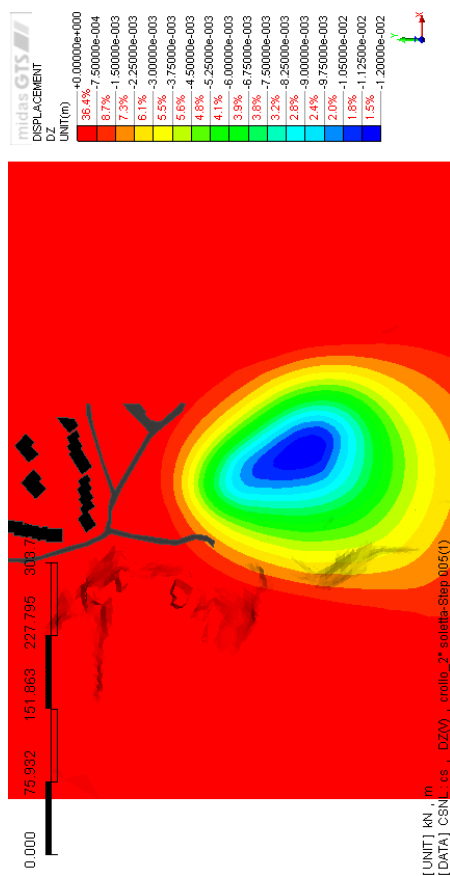
(b) Punti significativi con rimozione



(d) Punti significativi con cambio



(a) Zona di subsidenza con rimozione



(c) Zona di subsidenza con cambio

Figura 7.44: Cedimenti a seguito del collasso dei pilastri 7 e 9 del terzo livello

# Capitolo 8

## Progetto di stabilizzazione

I rischi, suppur non imminenti, cui è soggetto l'abitato sovrastante la miniera, hanno indotto lo scrivente a considerare la necessità di sviluppare un piano d'intervento che permetta di incrementare la sicurezza del sito.

Le ampie dimensioni delle cavità minerarie rendono tuttavia necessario stabilire un ordine di priorità degli interventi, e valutarne la fattibilità tenendo conto del fattore economico.

### 8.1 Prime ipotesi d'intervento

Mentre le crepe all'interno delle abitazioni si estendevano al punto tale da non essere più trascurabili, i cittadini, il Comune di San Lazzaro di Savena e i tecnici da essi incaricati hanno cercato di sviluppare delle soluzioni efficaci per ovviare al problema e mettere in sicurezza la zona.

Recentemente si è pensato di riempire la porzione del primo e secondo livello minerario direttamente al di sotto dell'abitato, utilizzando due diversi materiali:

- una speciale miscela cementizia denominata *Geomix*;
- argille espanse.

Sfortunatamente entrambe hanno lo svantaggio di avere un costo di circa 60 €/m<sup>3</sup>, quindi si è cercato di ridurre al minimo possibile il loro utilizzo, e contemporaneamente di cercare nuove proposte per la salvaguardia: esse devono permettere di ridurre il volume interessato dal riempimento e comunque garantire una riduzione dei cedimenti in superficie in caso di eventuale crollo.

Sono stati quindi presi in considerazione degli interventi di confinamento su alcuni pilastri, il cui eventuale collasso avrebbe l'effetto maggiore sulla subsidenza nei pressi delle abitazioni:

- confinamento in calcestruzzo,

- confinamento con un bendaggio in geosintetico.

Oltre ad aumentare la capacità portante dei pilastri, un intervento di confinamento ha anche il non trascurabile vantaggio di ridurre (o addirittura annullare) l'area di questi ultimi esposta al degrado.

## 8.2 Primo intervento

Il primo intervento, denominato *1° lotto stralcio delle opere urgenti*, è finalizzato alla riduzione del rischio geologico, e l'entità dei lavori è condizionata dalle disponibilità economiche.

L'intervento è solo il primo di quelli che andrebbero eseguiti per ridurre il rischio geologico e mettere in sicurezza le aree edificate.

Il progetto comprende sinteticamente i seguenti interventi fondamentali:

1. riempimento del camino di crollo nella porzione nord del livello superiore;
2. riempimento a notte della nicchia di escavazione nella porzione nord del livello superiore;
3. consolidamento del settimo pilastro del livello superiore;
4. riempimento a notte dell'estrema porzione nord-est del livello minerario intermedio, tra i pilastri P1-P3-P5 (posta direttamente al di sotto degli edifici dal civico 56 al 68 di via Del Colle);
5. rinforzo del pilastro P15 del livello intermedio.

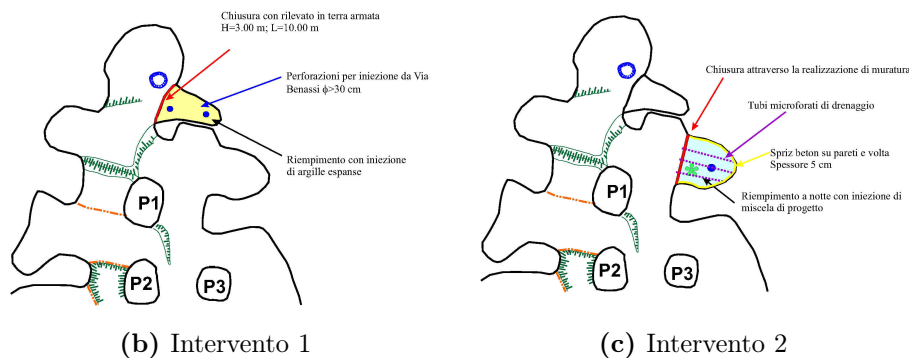
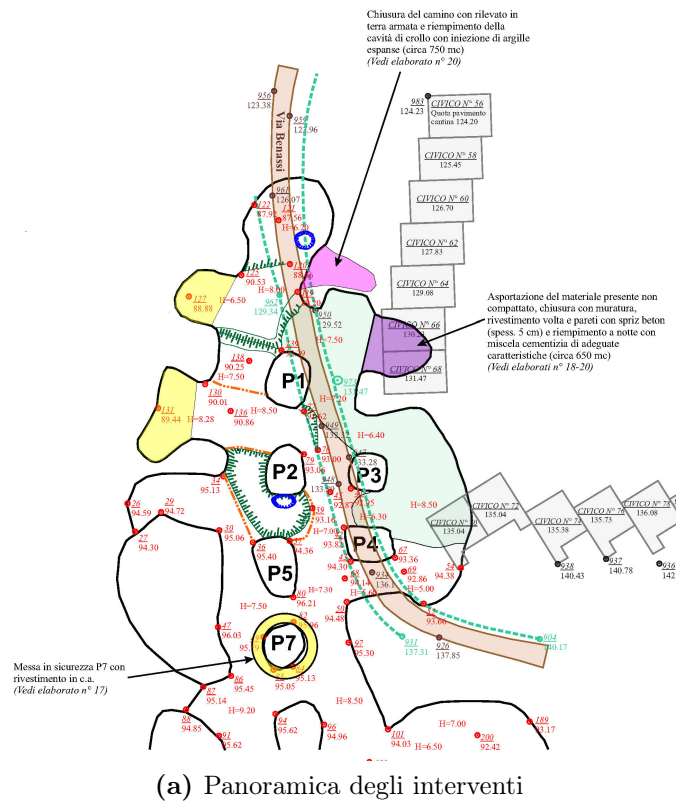
Gli interventi ai punti 1 e 2 sono relativi a riempimenti a notte di nicchie e-o zone di crollo, il cui scopo è quello di impedire ulteriori evoluzioni dei fenomeni e non necessitano di analisi tecniche particolari, fatte salve le valutazioni sul corretto dimensionamento delle opere di chiusura e tamponamento della cavità da riempire [33].

Si è voluta invece prestare attenzione all'intervento di confinamento in calcestruzzo, che verrà modellato nel prossimo capitolo come una camicia elastica, e di cui sono delineati nel prossimo paragrafo alcuni dettagli.

### 8.2.1 Confinamento in calcestruzzo

L'intervento 3 prevede il consolidamento del settimo pilastro del livello superiore, particolarmente critico per la limitata sezione reagente e per le elevate condizioni di fratturazione.

Il progetto prevede di realizzare una camicia completa di calcestruzzo, dal piede fino alla volta; quest'opera sarà in grado di garantire un adeguato confinamento al



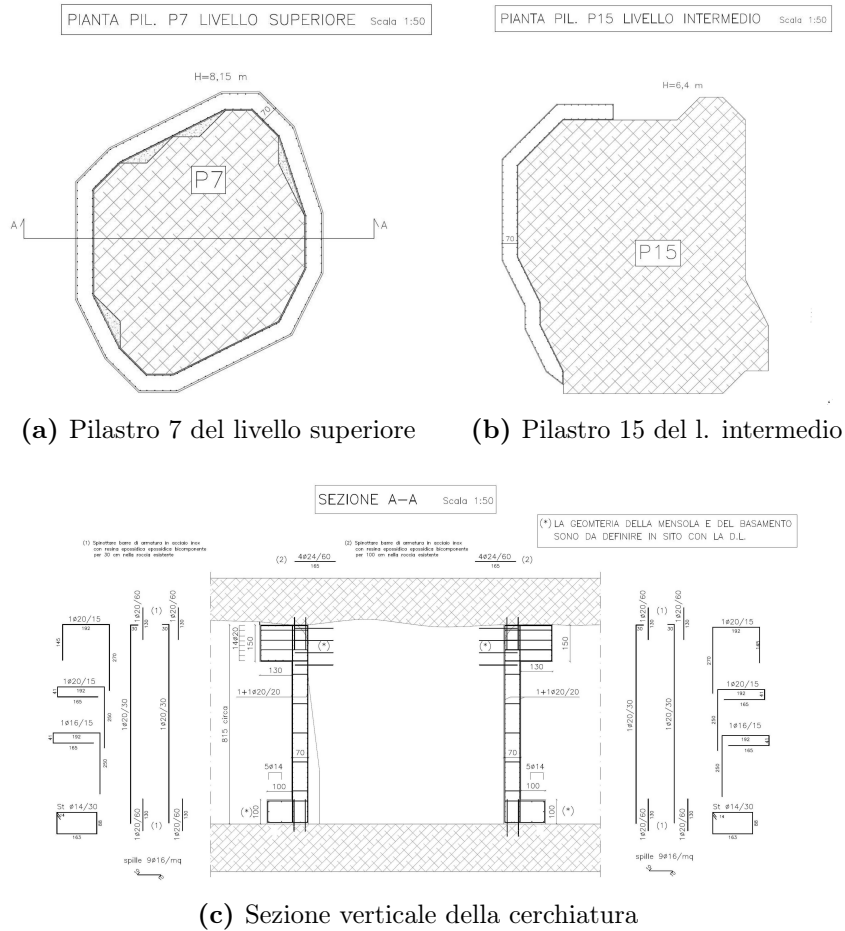
**Figura 8.1:** Interventi sul livello superiore

pilastro stesso, per aumentarne il carico limite.

Verrà utilizzato un cemento resistente ai solfati e al degrado da gesso a basse temperature, condizione che porta allo sviluppo di ettringite nel normale cemento portland, con gravi conseguenze sulle caratteristiche meccaniche del legante indurito [6].

Il pilastro 7 risulta leggermente fuori asse rispetto al suo equivalente al livello intermedio, quindi il peso aggiuntivo graverebbe in modo irregolare: si è ritenuto opportuno, per evitare problematiche di sorta, prevedere anche un rinforzo del pilastro 15 nella porzione interessata dal carico fuori asse (intervento 5).

L'intervento di confinamento in calcestruzzo è stato idealizzato come una membrana (plate) aderente al pilastro, spessa almeno 70 centimetri (Figura 8.2),



(c) Sezione verticale della cerchiatura

Figura 8.2: Cerchiature

composta da [1]:

- un materiale elastico,
- con modulo di Young pari a 3.5 GPa,
- $\nu = 0.3$ ,

### 8.3 Secondo intervento

Una volta completato il primo intervento sarebbe necessario proseguire con la metodologia di riduzione del rischio; ancora una volta si vuole ridurre il rischio per l'abitato con l'obiettivo di minimizzare il rapporto costi/benefici.

Da un punto di vista geologico-strutturale il riempimento in miscela cementizia di tutta l'area in azzurro in figura 8.3a sarebbe sicuramente l'intervento più duraturo e risolutivo.

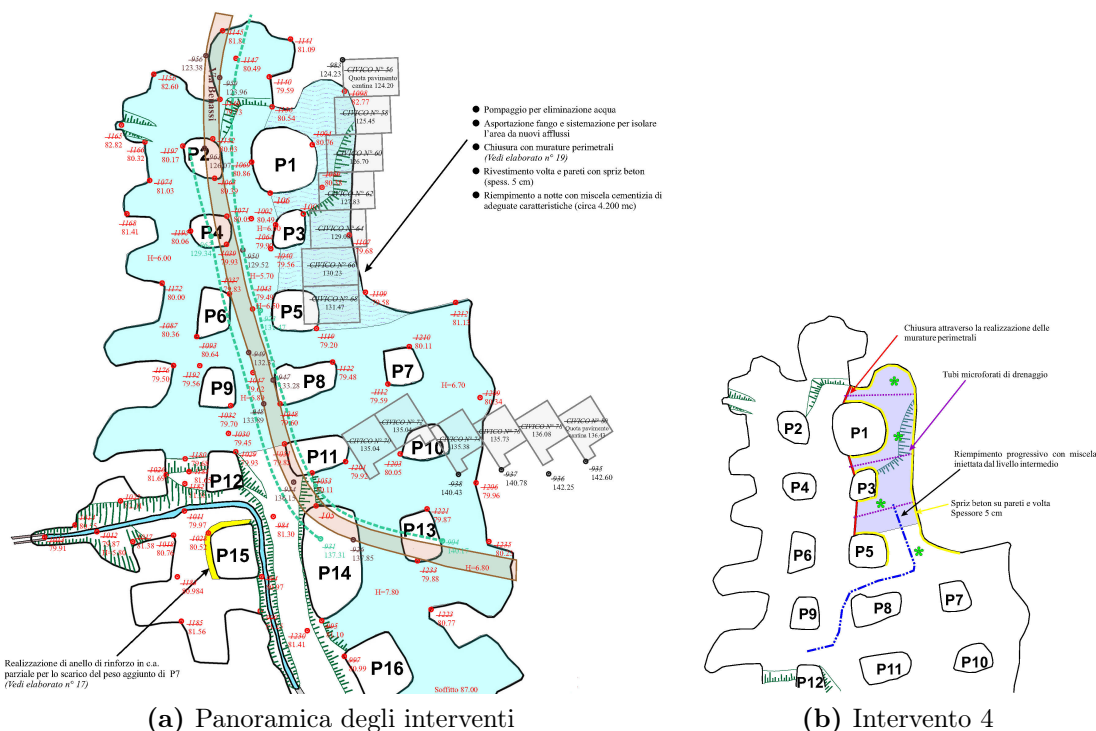


Figura 8.3: Interventi sul livello intermedio

Ma sarà possibile vedere nel capitolo 9 come l'efficacia degli interventi di confinamento 3 e 5 è numericamente dimostrata, nel caso più sfavorevole.

Ci si chiede dunque, da un punto di vista ingegneristico, se non sia opportuno progettare una serie di confinamenti per i pilastri della porzione del sito, al di sotto delle abitazioni, ancora non interessata dal primo intervento.

Grazie al confinamento, il sistema dovrebbe rispondere in modo tale da ridurre in maniera significativa i cedimenti visti nel paragrafo 7.3.3.3; questo nonostante il continuo degrado dei pilastri, che tuttavia si ridurrebbe grazie ad una diminuzione dell'area esposta.

I pilastri su cui si è pensato di intervenire sono il 7, l'8, il 10 e il 13 del secondo livello, quelli, ancora non confinati, per cui un eventuale crollo avrebbe le conseguenze maggiori sull'abitato sovrastante.

Inoltre e soprattutto l'intervento con cerchiature ha un costo molto inferiore rispetto a quello con riempimento: riempire l'intera area azzurra in figura 8.3a comporterebbe una spesa stimata di circa 5 M€, mentre l'intervento di cerchiatura di ogni singolo pilastro è dell'ordine dei 50 k€.

### 8.3.1 Geosintetico

Al fine di ridurre ulteriormente i costi si valuta l'utilizzo di geosintetici ad alte prestazioni, con un effetto idealmente simile ai bendaggi usati per la salvaguardia

dei pilastri della Basilica dell'Aquila post-sisma (Figura 8.4).



**Figura 8.4:** Intervento di confinamento su un pilastro della Basilica dell'Aquila

Il materiale che è stato valutato è un geosintetico tessuto, cioè con la presenza di una trama, denominato *Geolon PET*. Esso ha una resistenza a trazione pari a  $1100 \text{ kN/m}$ , di cui 500 già raggiunti con deformazioni pari al 6%, e un costo di circa  $4 \text{ €/m}^2$ .

La sua scheda tecnica è disponibile in appendice A; è inoltre garantita la sua resistenza agli attacchi solfatici.

È possibile calcolare la pressione di confinamento  $\Pi$  che ogni striscia di geosintetico può trasmettere, opportunamente pre-tirantata, adottando la formula di Mariotte valida per tubi di piccolo spessore ( $\frac{s}{r} < \frac{1}{20}$ ) [26]:

$$\Pi = \frac{\sigma_r \cdot s}{r} = \frac{T}{r} \quad (8.1)$$

ove

- T è la tensione applicata, minore di quella limite;
- r è il raggio del pilastro;
- $\sigma_r$  è lo sforzo radiale;
- s è lo spessore del geosintetico.

Questo materiale permetterebbe di garantire il confinamento richiesto ad una frazione del costo di quello in calcestruzzo, ed avrebbe inoltre i seguenti vantaggi intrinseci:

- facilità d'installazione, rispetto ad una struttura in calcestruzzo classica;



- possibilità di applicare tensioni differenti a seconda della necessità, e di misurare lo stato tensionale in opera (tramite dinamometri applicati sui manicotti filettati per il tensionamento);
- possibilità di applicare strisce di geosintetico sovrapposte, cucite una sopra l'altra, per aumentare la tensione applicabile;
- praticità degli interventi di controllo, manutenzione (ritensionamento successivo) e eventuale sostituzione.

A causa dell'ampia superficie dei pilastri, e dell'irregolarità degli stessi, l'intervento potrebbe prevedere la posa del materiale a bande di qualche decina di centimetri, da tensionare in opera tramite l'uso di collari, ed eventualmente una regolarizzazione dei pilastri, tramite spritz-beton, oppure fresatura.

L'intervento di confinamento in geosintetico è stato idealizzato come una membrana (plate) aderente al pilastro, di spessore variabile, composta da un materiale elastico, con  $\nu = 0.3$  (cautelativamente), e con modulo di Young calcolato speditivamente con la seguente equazione:

$$E = \frac{T_{val}}{\Delta l \cdot \epsilon} = \frac{500 \text{ kN/m}}{0.167 \text{ m} \cdot 0.006} = 50 \text{ GPa} \quad (8.2)$$

in cui  $T_{val}$  rappresenta il tiro applicato,  $\Delta l$  e  $\epsilon$  rispettivamente l'allungamento e la deformazione causate da quel tiro.

Sul valore così ottenuto sono stati applicati due differenti fattori di sicurezza, riassunti in tabella 8.1.

**Tabella 8.1:** Geosintetico

condizione	FS	E [Gpa]	$\nu$
1	2.5	20.0	0.3
2	5.0	10.0	0.3



# Capitolo 9

## Analisi degli interventi

Il presente capitolo vuole illustrare le analisi, con modellazione agli elementi finiti, bidimensionali e tridimensionali, effettuate per comprendere l'effetto degli interventi di confinamento in calcestruzzo [3](#), [5](#) e [8.3](#); viene inoltre analizzato l'intervento con [geosintetico \(8.3.1\)](#).

### 9.1 Analisi 3D sul singolo pilastro

Come nel paragrafo [7.2](#) ci si concentra sul singolo pilastro tridimensionale: si confronteranno i valori di resistenza, rigidità e deformazione plastica dei diversi interventi rispetto ai valori attuali.

Per valutare gli interventi sono stati utilizzati due diversi modelli:

- a spostamento controllato, imposto sulla sommità del pilastro,
- a spostamento controllato, imposto su una piastra, che dovrebbe rappresentare la porzione del sito sostenuta dal pilastro, incastrata sulla sommità del pilastro.

A causa del vincolo d'incastro in sommità ci aspettiamo risposte diverse fra i due modelli, che non sono direttamente confrontabili.

#### 9.1.1 Spostamento controllato

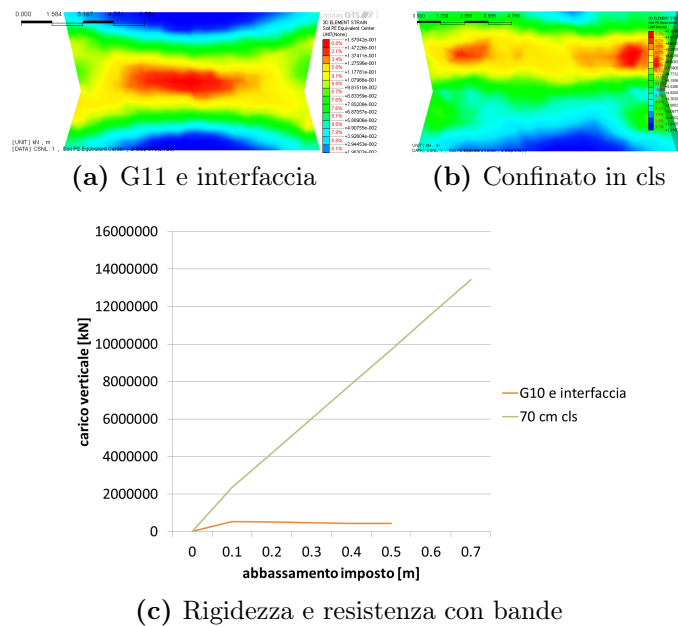
Le prove del seguente paragrafo vengono realizzate sul tredicesimo pilastro del secondo livello con i seguenti accorgimenti:

- [modello D con interfaccia \(7.2.4.3\)](#),
- ove non espressamente indicato materiale G10 (criterio strain-softening),
- ove non espressamente indicato discretizzazione a 0.5 metri con elementi tetraedrici,
- spostamento verticale verso il basso imposto alla fila di nodi superiori,

- vincolo d'incastro sulla fila di nodi inferiori,
- vincolo di scorrimento esclusivamente verticale sulla fila di nodi superiori,
- nessun altro vincolo sui rimanenti nodi e sulle rimanenti facce.

### 9.1.1.1 Confinato in calcestruzzo

L'intervento di confinamento in calcestruzzo è stato idealizzato come una membrana (plate) aderente al pilastro, spessa 70 centimetri (Figura 8.2), con il materiale definito al paragrafo 8.2.1.



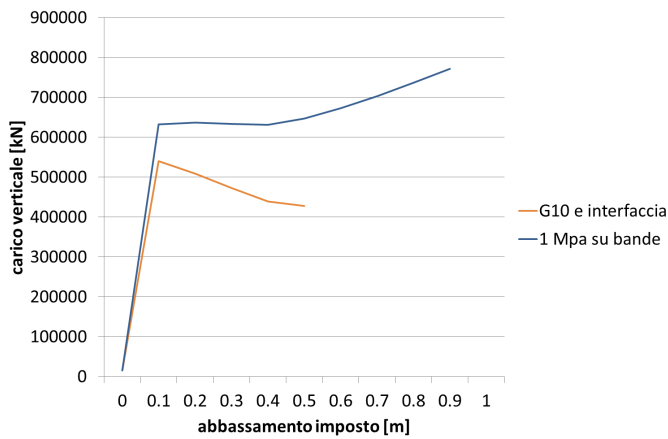
**Figura 9.1:** Effetto dell'applicazione del confinamento in cls di 70 cm di spessore

L'intervento ha l'effetto d'incrementare notevolissimamente la rigidezza del pilastro, oltre che spostare verso l'alto il baricentro delle deformazioni plastiche: il confinamento conduce ad un considerevole incremento delle proprietà meccaniche del pilastro.

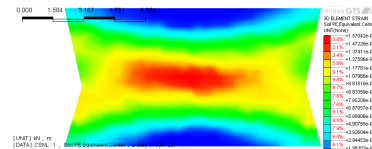
### 9.1.1.2 Confinato con il geosintetico

L'intervento con il geosintetico è stato modellato come bande di membrana, di spessore variabile e altezza di 50 e 20 cm, quest'ultimo solo nell'ultimo caso (Figura 9.2e), in cui anche il pilastro è stato anche discretizzato a 20 cm; in tal modo metà della superficie laterale del pilastro è coperta dalle bande. Il materiale è quello della condizione 2 (tabella 8.1).

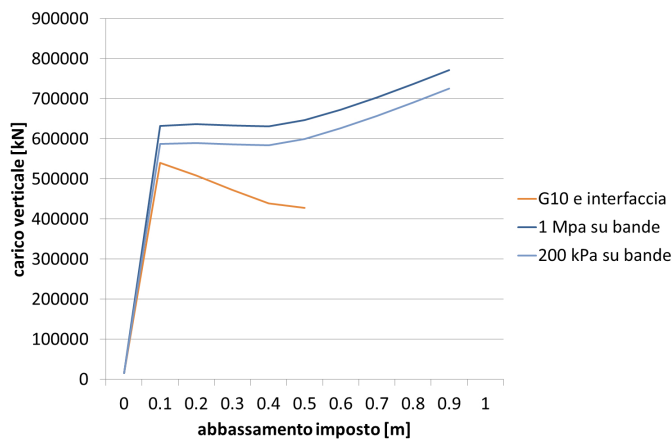
Le bande di geosintetico sono state opportunamente messe in trazione, al fine di ottenere: nel primo caso un confinamento di 1 MPa ( $T \approx 6 \text{ MN/m}$ , equazione 8.1, raggiungibile con 12 strati sovrapposti, spessore 4 cm), e nel secondo caso di 200 kPa ( $T \approx 1.2 \text{ MN/m}$ , raggiungibile con 3 strati sovrapposti, spessore 4 cm).



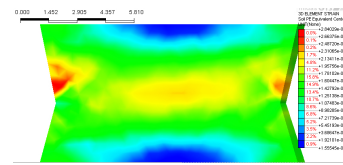
(a) Rig. e res. con bande di 50 cm e conf. 1 MPa



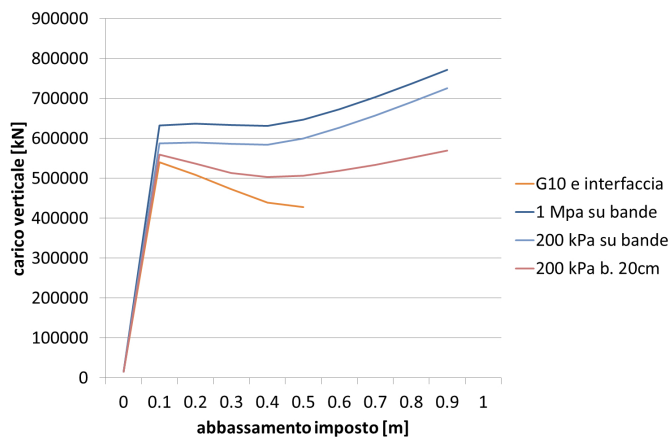
(b) G11 e interfaccia



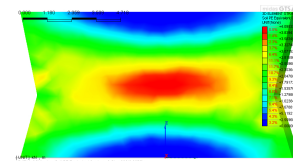
(c) Rig. e res. con bande di 50 cm e conf. 200 kPa



(d) Conf. a bande 1 MPa



(e) Rig. e res. con bande di 20 cm e conf. 200 kPa



(f) Conf. a ban. 200 kPa

**Figura 9.2:** Effetto dell'applicazione di confinamento con bande di geosintetico

Il primo valore richiede un numero di strati notevole, e difatti in figura 9.2a si vede come migliora la risposta del sistema, rispetto al caso senza confinamento, già visto in figura 7.15d.

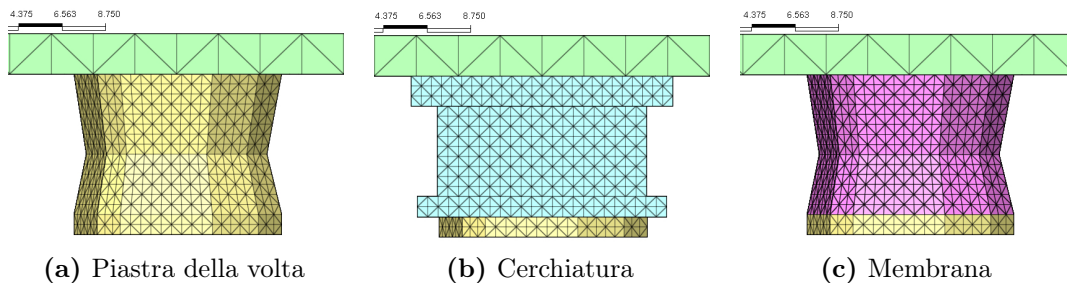
Fortunatamente il secondo valore conduce a risultati non molto inferiori, che indicano l'efficace lavoro del sistema accoppiato.

Con la discretizzazione più fine (20 cm) il carico limite è ulteriormente inferiore (Figura 9.2e), ma la rottura alla fine del ramo di softening è evitata, come nei casi precedenti.

### 9.1.2 Modellazione della volta

Le prove del seguente paragrafo vengono realizzate sul tredicesimo pilastro del secondo livello con i seguenti accorgimenti:

- modello D con capitello (6.2.5),
- materiale G10 (criterio strain-softening),
- discretizzazione a 0.5 metri con elementi tetraedrici,
- spostamento verticale verso il basso imposto alla fila di nodi superiori della piastra (discretizzata a 2 m).
- vincolo d'incastro sulla fila di nodi del capitello inferiore,
- vincolo d'incastro nella piastra (in materiale G1 Mohr-Coulomb) per il capitello superiore,
- nessun altro vincolo sui rimanenti nodi e sulle rimanenti facce.

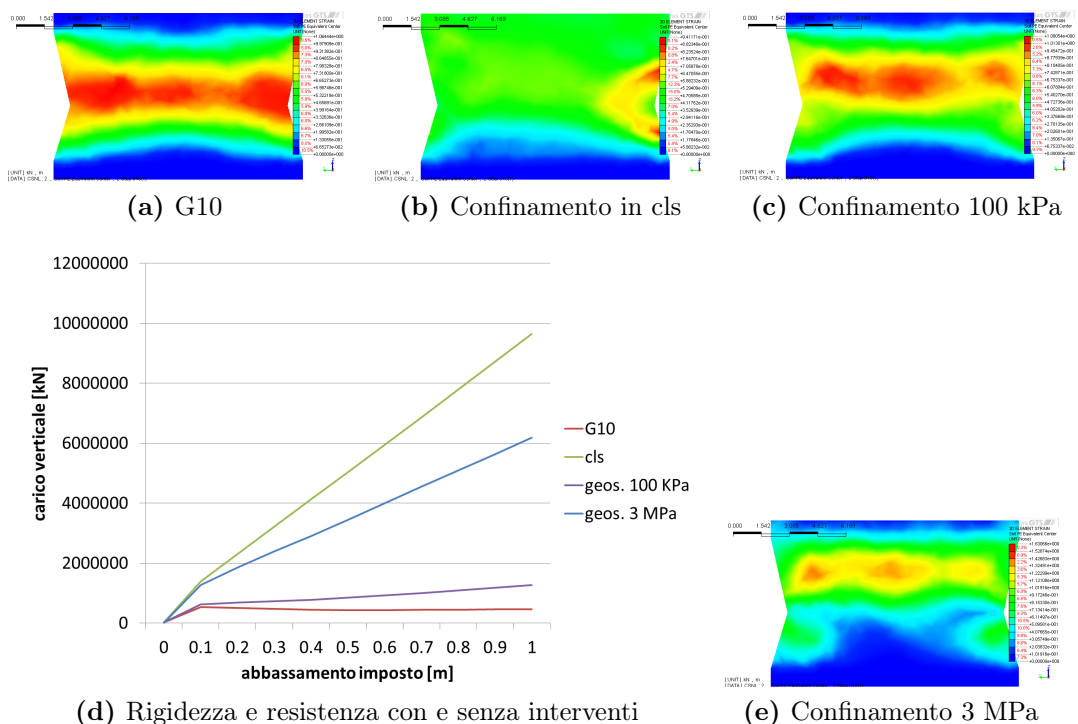


**Figura 9.3:** Cerchiature

L'intervento di confinamento in calcestruzzo è stato idealizzato, questa volta, come una membrana di spessore variabile, ma mai inferiore ai 70 cm, con proprietà uguali a quelle del paragrafo 9.1.1.1; vi sono inoltre i capitelli inferiore e superiore per la distribuzione del carico affinché abbia una forma più simile a quella di progetto (Figura 8.2).

L'effetto dell'intervento in calcestruzzo è ancora più evidente, soprattutto riguardo alla quasi totale omogeneità delle deformazioni plastiche (Figura 9.4b).

L'intervento di confinamento con il geosintetico è stato invece modellato come una membrana aderente al pilastro, affinché copra l'intera superficie laterale del pilastro, con diverse proprietà:



**Figura 9.4:** Effetto dell'applicazione di cerchiatura e confinamento su L2P13 con capitello

1. spessore uniforme pari a 1 centimetro, con il materiale della condizione 2 (tabella 8.1), grazie al quale è ottenuto un confinamento pari a 100 kPa (Figura 9.4c);
2. spessore uniforme pari a 5 centimetri, con il materiale della condizione 1 (tabella 8.1), grazie al quale è ottenuto un confinamento pari a 3 MPa (Figura 9.4e).

Seppure il risultato sia inferiore rispetto a quello di confinamento in calcestruzzo, la prima modalità di confinamento in geosintetico garantisce un carico limite con 1 metro di abbassamento imposto superiore di circa 3 volte rispetto al pilastro non confinato, mentre la seconda di circa 13 volte (Figura 9.4d).

## 9.2 Analisi 2D su una sezione d'interesse

Prima di passare all'analisi tridimensionale sull'intero sito si è pensato di effettuare un'analisi bidimensionale sulla sezione mostrata in figura 9.5, contenente i materiali gessosi dei vari strati, modellati con un criterio di rottura alla Mohr-Coulomb; la sezione è rappresentativa in quanto contenente sia i pilastri 7 del primo livello e 15 del secondo livello, interessati dal primo intervento, che il pilastro 13 del secondo livello, coinvolto nel secondo intervento, che però non verrà analizzato, oltre al pilastro 14.

Vengono imposte come condizioni al contorno quelle di scorrimento puramente verticale dei nodi dei lati sinistro e destro, e d'incastro su quelli del lato inferiore,

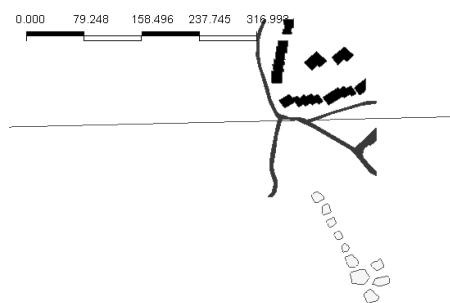


Figura 9.5: Sezione C

ed inoltre non è applicato alcun carico in sommità. Verranno confrontati su una porzione della sezione, da un punto di vista degli sforzi verticali e delle deformazioni plastiche, i seguenti casi:

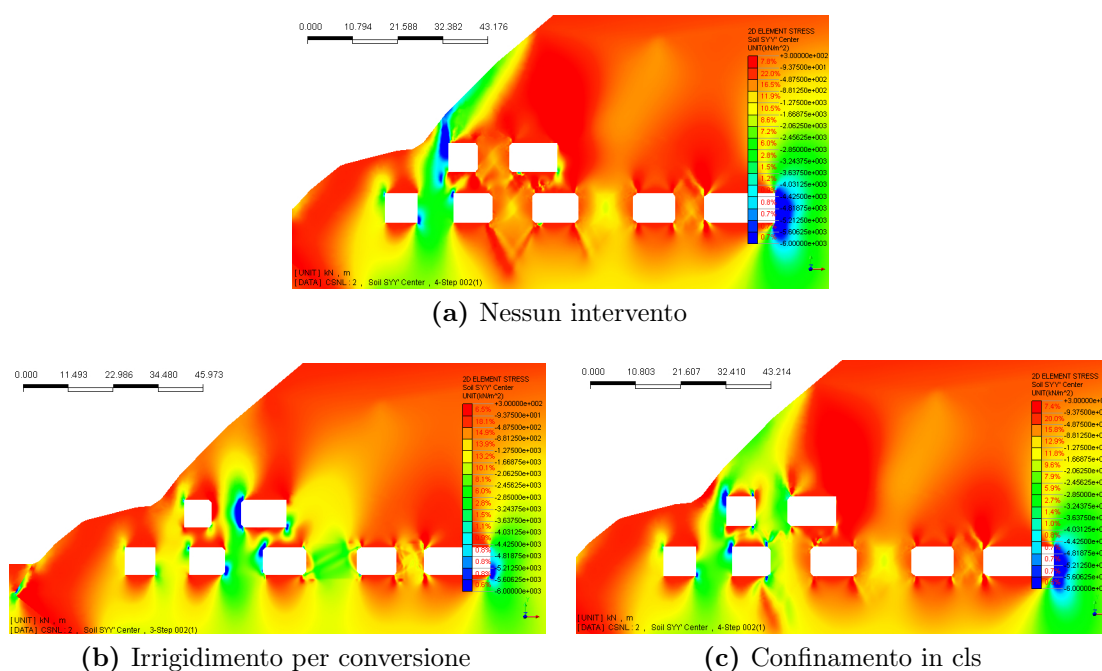


Figura 9.6: Sforzi verticali nei 3 casi dell'analisi 2D

- situazione attuale senza interventi,
- conversione del materiale dei pilastri 7 del primo livello e 15 del secondo livello in calcestruzzo,
- confinamento in calcestruzzo, modellato come nel paragrafo 9.1.2,

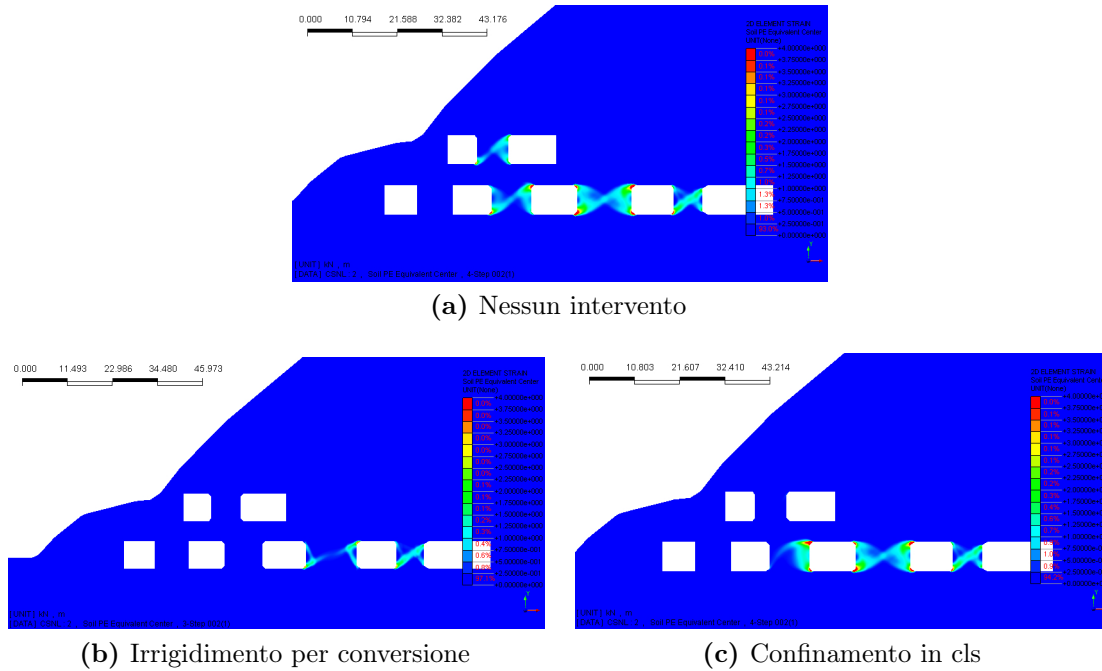
nella situazione limite di crollo di tutti i pilastri, tramite passaggio dal materiale esistente ad un materiale non coerente, come al punto 2 del paragrafo 7.3.2 (a parte l'L1P07 e l'L2P15 nel secondo caso).

La conversione ovviamente rappresenta un'analisi semplificata di primo tentativo.



Le analisi mostrano come i pilastri irrigiditi siano in grado di sopportare sforzi molto elevati, andando a ridurre il carico sulla porzione più esterna del sito.

I pilastri confinati agiscono in modo simile, conducendo ad una distribuzione quasi equivalente degli sforzi fra la porzione più esterna e la coppia pilastro 7 - pilastro 15.



**Figura 9.7:** Deformazioni plastiche nei 3 casi dell'analisi 2D

Le deformazioni plastiche nel primo caso si dispongono secondo la classica forma a farfalla, già vista nel paragrafo 7.2.1.4.

Naturalmente nel materiale calcestruzzo non sono presenti deformazioni plastiche, in quanto è stato modellato come mezzo elastico.

Per quanto riguarda i pilastri cerchiati si può notare che il 7, completamente confinato, non subisce deformazioni plastiche rilevanti, mentre il 15, confinato solo parzialmente, sviluppa deformazioni che hanno origine sul lato libero.

### 9.3 Analisi 3D sull'intero sito

Si passa ora ad analizzare l'effetto che gli interventi di stabilizzazione sviluppano sull'intero sito, riprendendo il modello sviluppato nel paragrafo 7.3.

Verranno confrontati i seguenti casi:

1. *nessun intervento*;

2. *primo intervento*, con confinamento in calcestruzzo;
3. *secondo intervento con confinamento in calcestruzzo*, comprensivo del punto 2;
4. *secondo intervento con confinamento in geosintetico*, comprensivo del punto 2, che però utilizza sui pilastri confinati con il geosintetico il [modello D \(6.2.5\)](#).

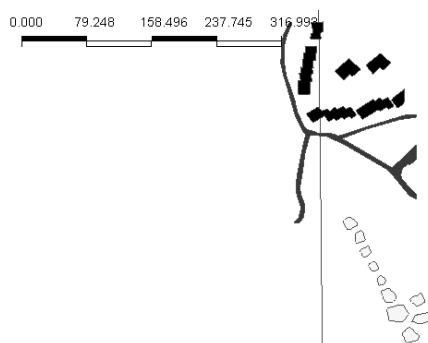
La modellazione della cerchiatura è stata effettuata nello stesso modo descritto nel paragrafo [9.1.2](#), mentre per quanto riguarda il geosintetico sono state utilizzate le stesse modalità del punto 2 dello stesso paragrafo.

### 9.3.1 Modalità di esecuzione

In tutti i casi sopra esposti il crollo degli elementi strutturali avviene per passaggio dal materiale esistente al materiale non coerente (criterio di Mohr-Coulomb), come al punto 2 del paragrafo [7.3.2](#) e con le stesse C.C., secondo il medesimo ordine già mostrato al paragrafo [7.3.1](#).

### 9.3.2 Risultati ottenuti dalle analisi

Le tre variabili tenso-deformative su cui verrà concentrata l'analisi dei risultati ottenuti dalla soluzione sono, ancora una volta:



**Figura 9.8:** Sezione D

- sforzi verticali, in sezioni specifiche,
- deformazioni plastiche, in sezioni specifiche,
- cedimenti, in superficie.

I casi sono analizzati in due sezioni d'interesse, la [C \(9.2\)](#) (Figura [9.5](#)) e la [D](#) (Figura [9.8](#)), quest'ultima è rappresentativa in quanto contenente i pilastri 7, 10 e 13 del secondo livello, coinvolti nel secondo intervento, e sopra una porzione di essa vi sono le abitazioni.

9.3.2.1 Sforzi verticali con e senza interventi

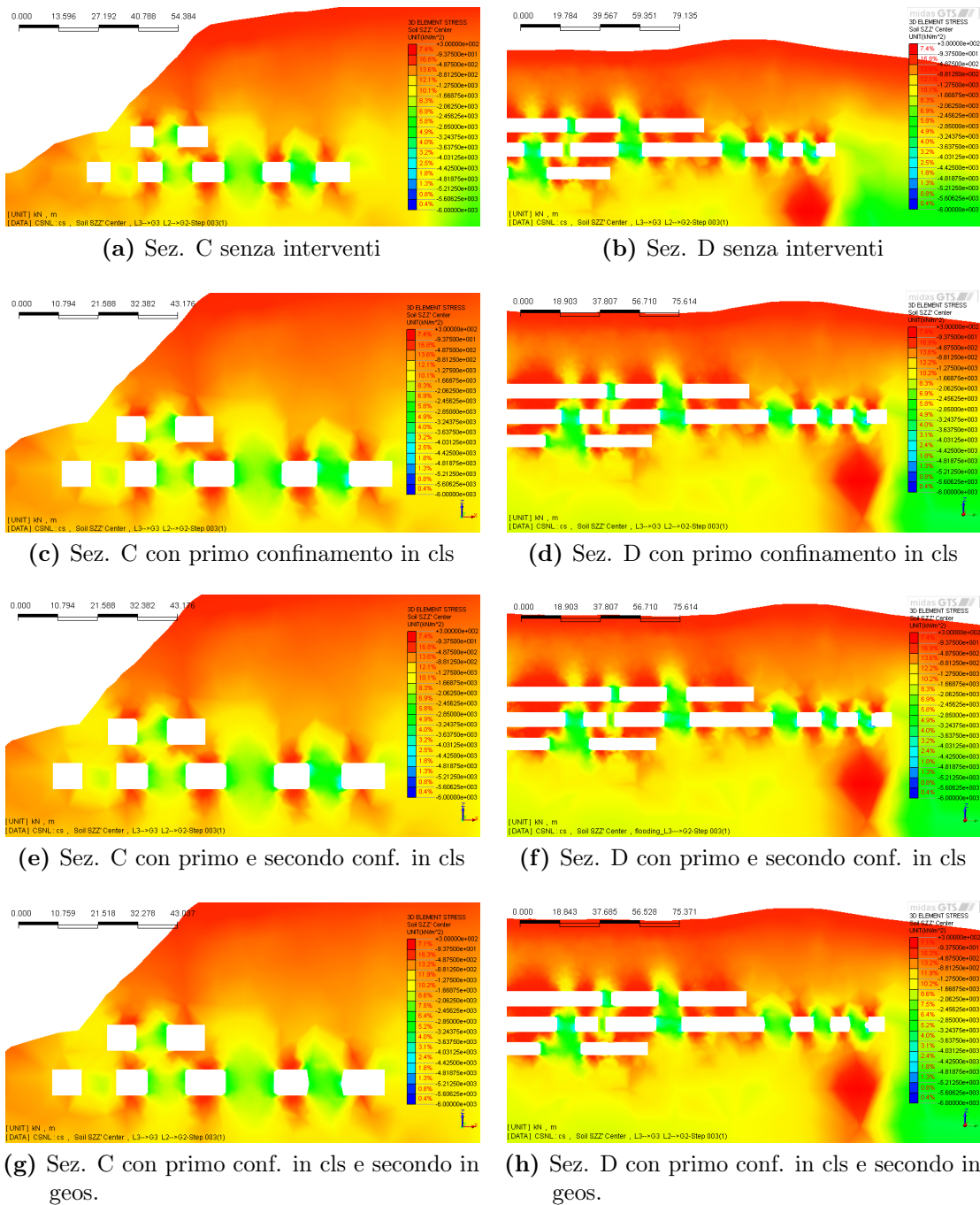
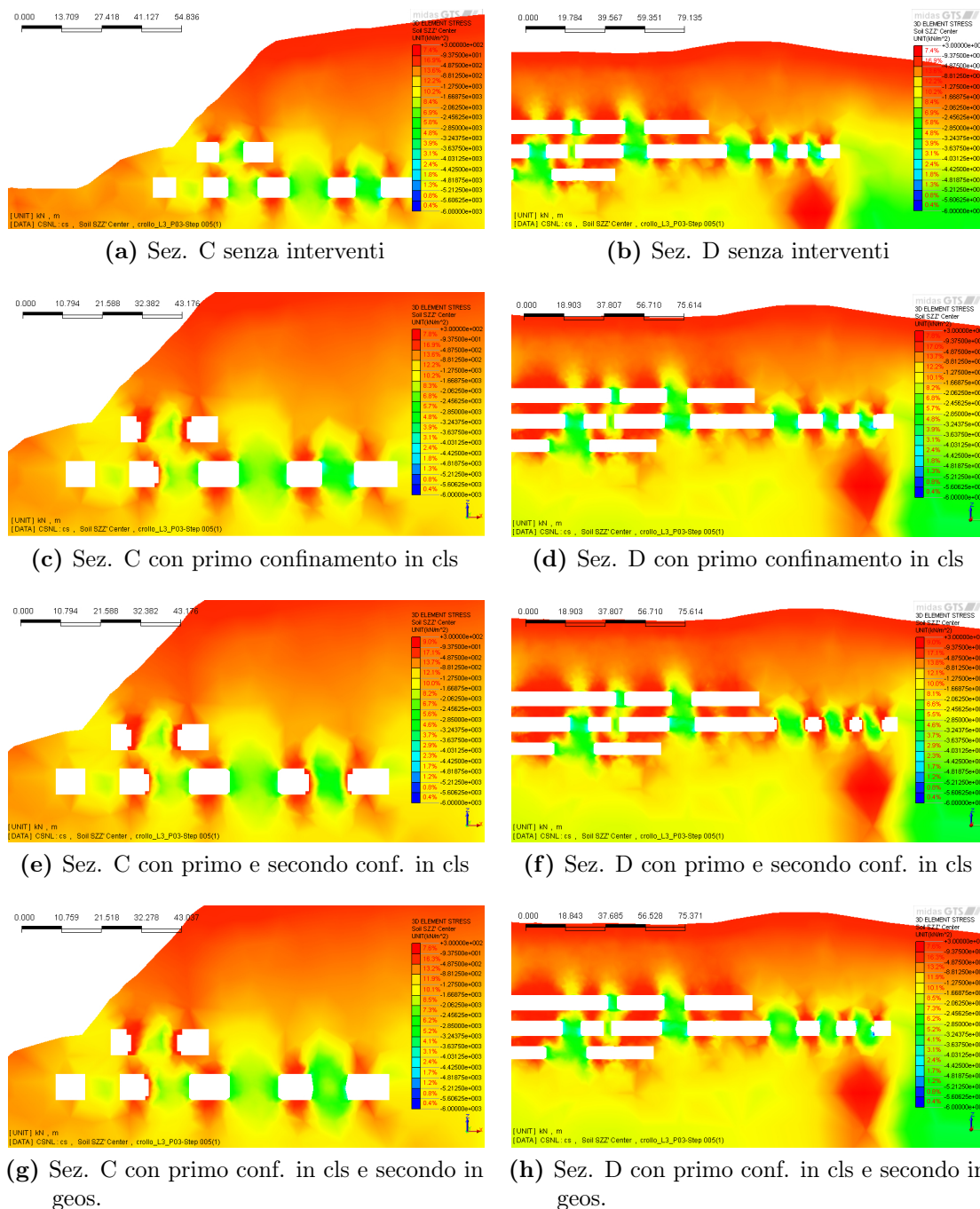


Figura 9.9: Sforzi verticali attualmente presenti in sito

Anche stavolta i modelli partono da una condizione iniziale assolutamente identica (Figura 9.9).

L'effetto del confinamento in calcestruzzo si vede già dalla figura successiva (9.10): a seguito del crollo del pilastro 3 del livello inferiore gli sforzi si ridistribuiscono, le cerchiature ove presenti consentono la riduzione degli sforzi sui bordi esterni

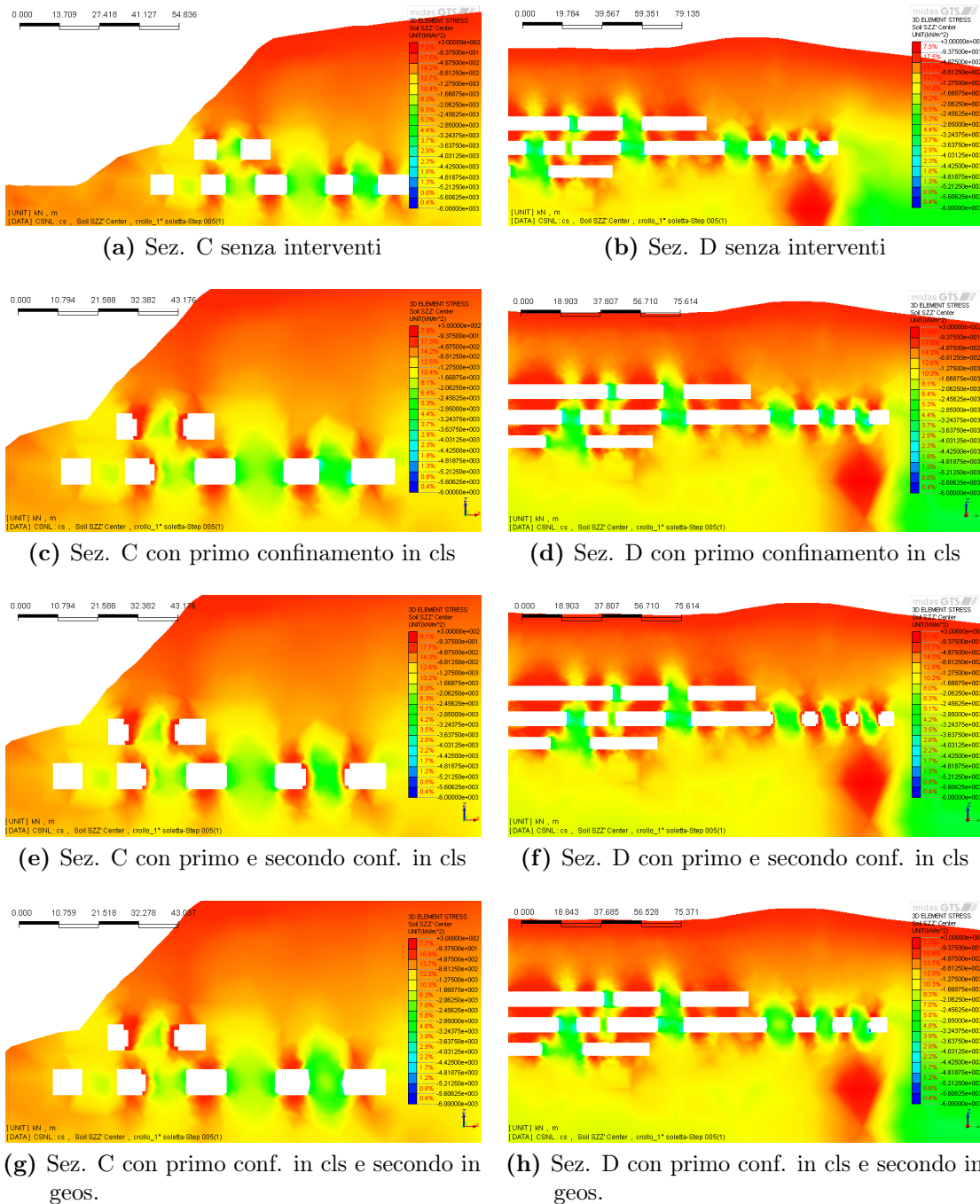


**Figura 9.10:** Sforzi a seguito del collasso del pilastro 3 del terzo livello, con e senza i vari interventi di stabilizzazione

dei pilastri, i più sensibili al degrado, e l'incremento nel nucleo, meno soggetto al danno ambientale.

Il carico ulteriore, dato invece dal peso del confinamento stesso, sembra non essere rilevante sulle sezioni esaminate.

L'intervento in geosintetico non presenta un effetto così marcato, ma il suo contributo è tutt'altro che trascurabile, e sicuramente conduce ad una più uniforme

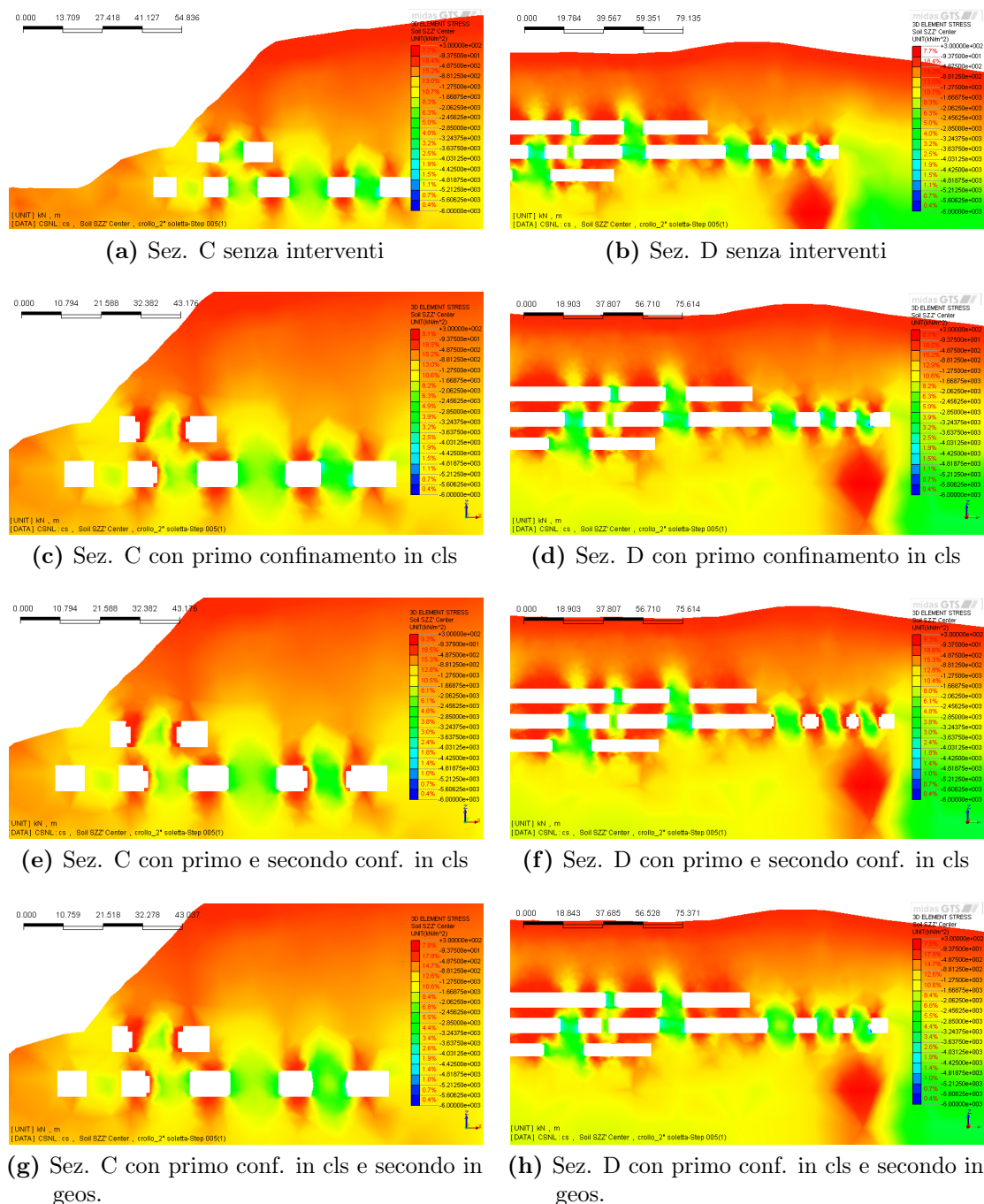


**Figura 9.11:** Sforzi a seguito del collasso dei pilastri 1, 2 e 6 del terzo livello, con e senza i vari interventi di stabilizzazione

distribuzione degli sforzi all'interno dei pilastri.

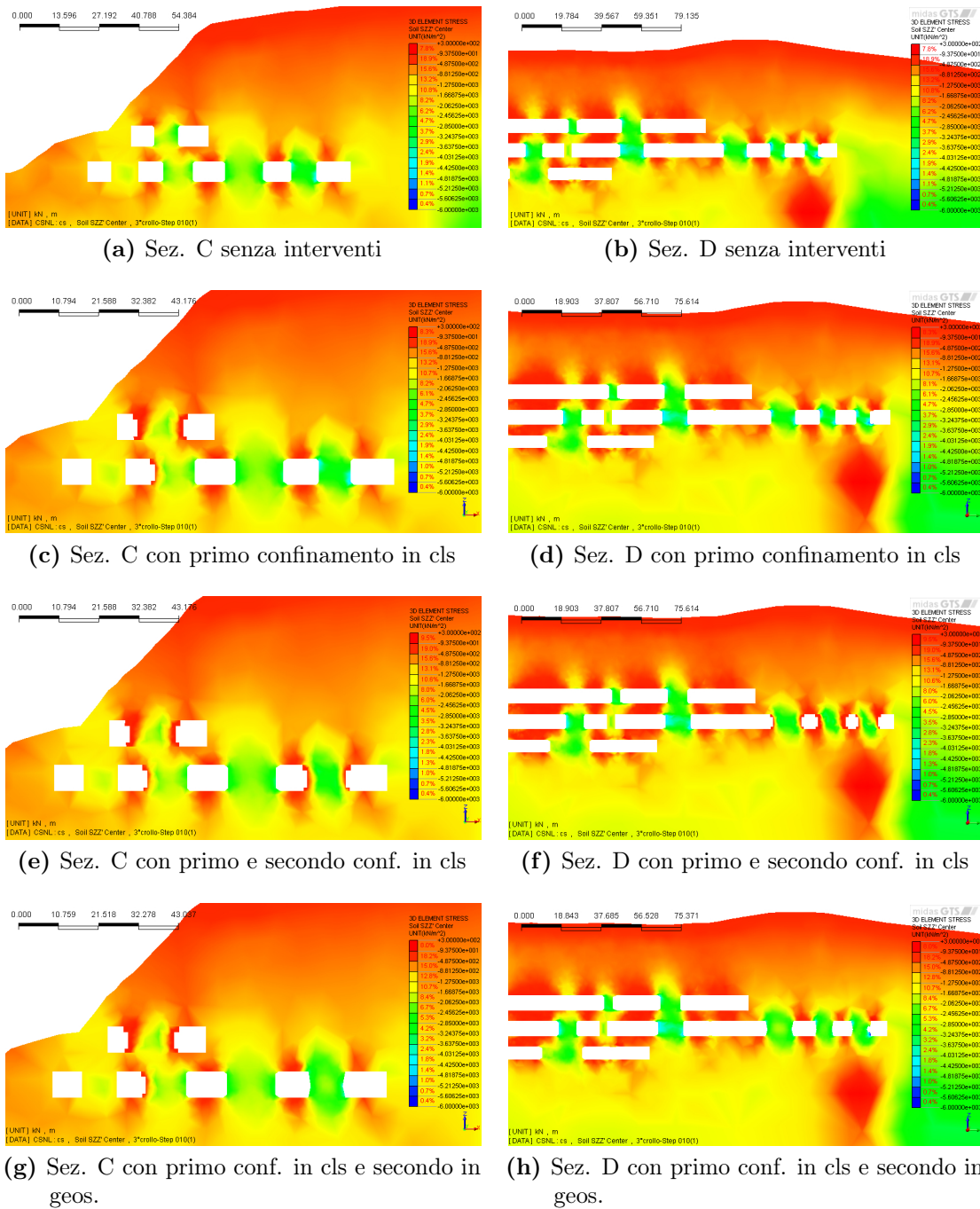
Anche nelle immagini successive si vede un risultato simile, in cui i diversi interventi portano ad un effetto tutto sommato paragonabile.

Solo però nell'ultima serie di immagini (Figura 9.14) si valuta appieno come lavorino rispettivamente i due interventi:



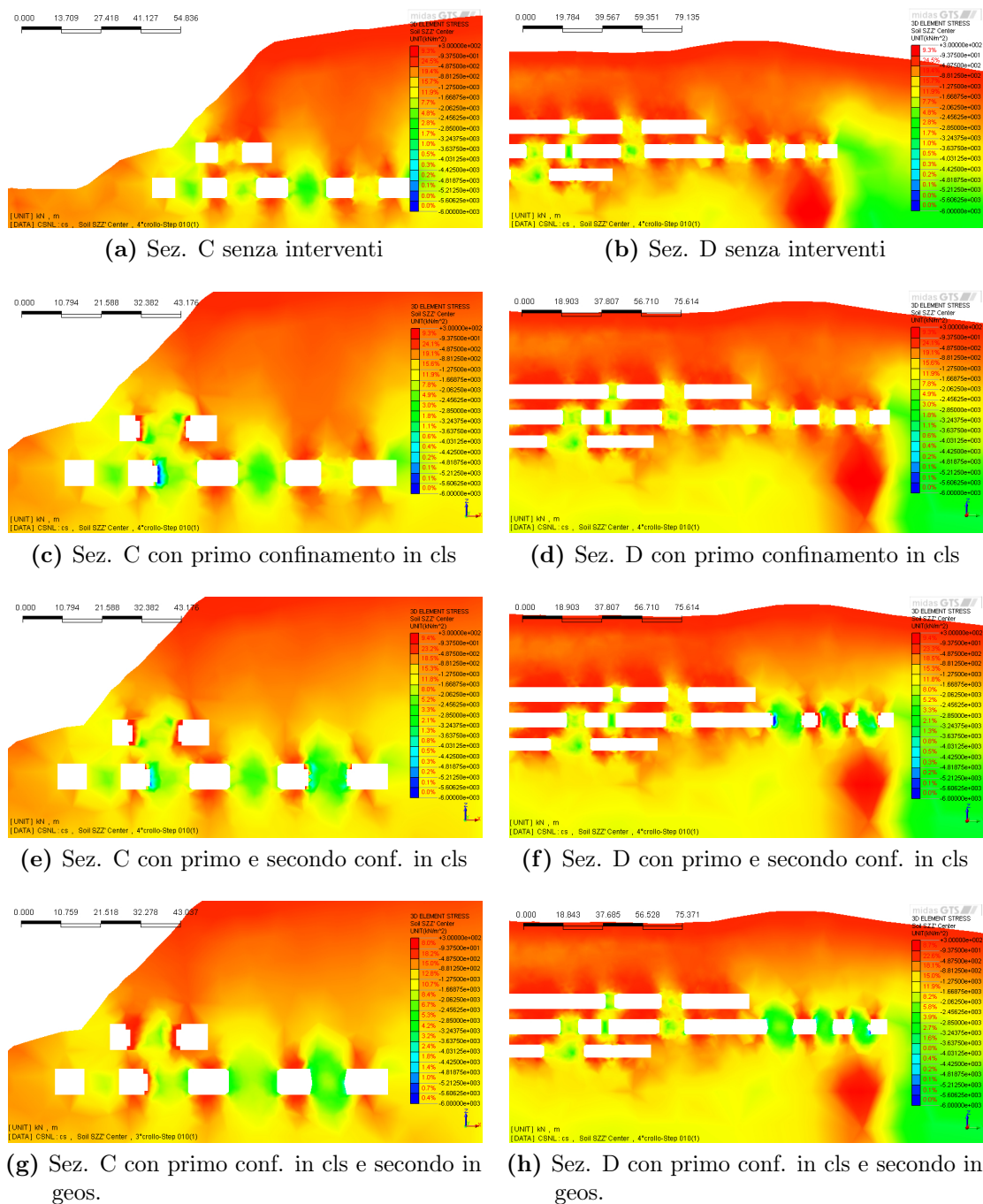
**Figura 9.12:** Sforzi a seguito del collasso dei pilastri 7 e 9 del terzo livello, con e senza i vari interventi di stabilizzazione

- il calcestruzzo, grazie alla notevole rigidezza, porta i pilastri a sopportare sforzi considerevoli, e in tal modo su di essi si distribuisce il carico che prima era imposto sui pilastri adiacenti;
- i geosintetici, ancora una volta incrementando il confinamento dei pilastri, permettono anch'essi sia un incremento che una migliore distribuzione degli sforzi, ed inoltre conducono ad una minore redistribuzione del carico dai



**Figura 9.13:** Sforzi a seguito del collasso dei rimanenti pilastri del terzo livello, con e senza i vari interventi di stabilizzazione

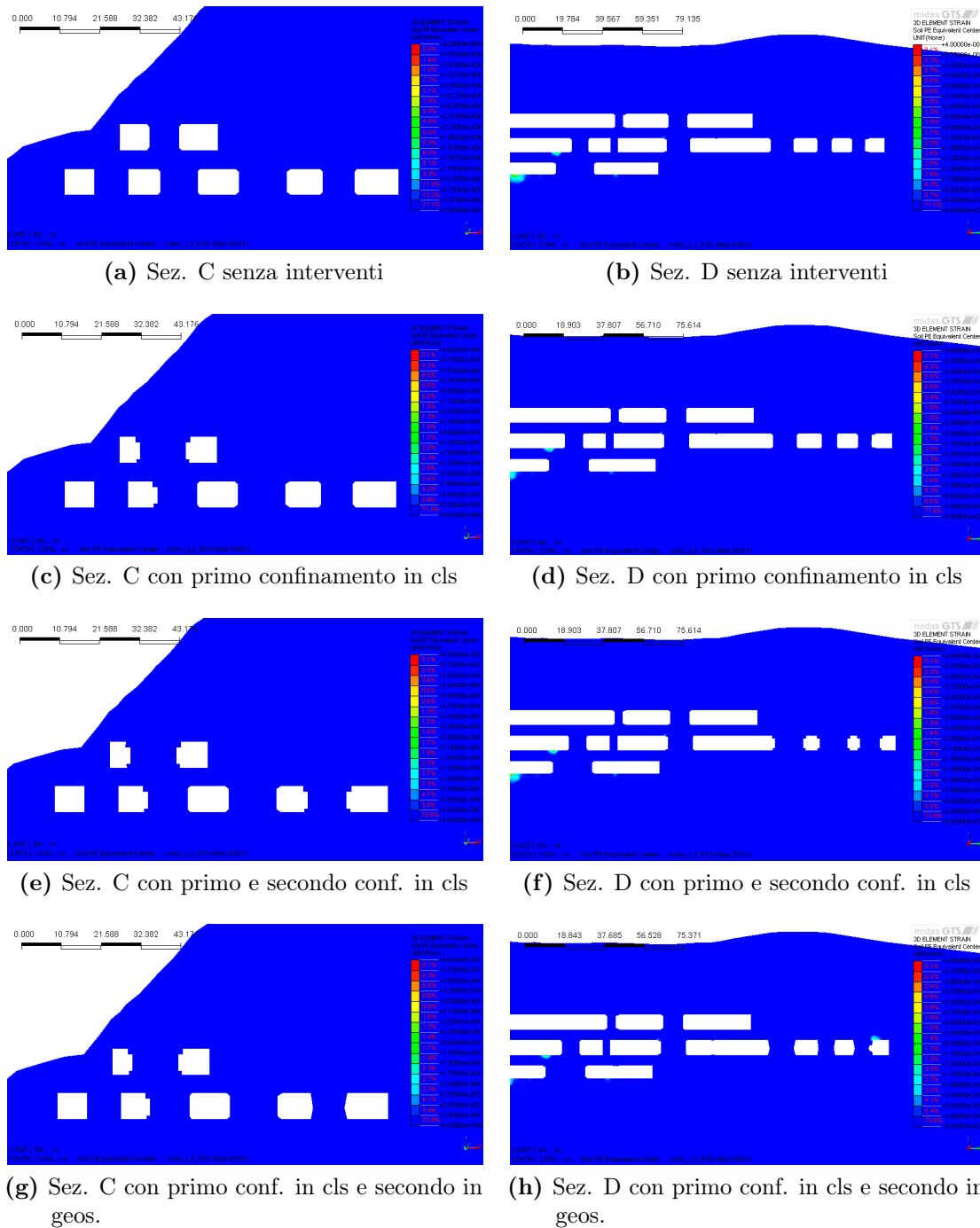
pilastri adiacenti, che se è a sfavore di sicurezza per l'intero sito, è a favore di sicurezza per le abitazioni sovrastanti.



**Figura 9.14:** Sforzi a seguito del collasso dei rimanenti pilastri del primo e secondo livello, con e senza i vari interventi di stabilizzazione



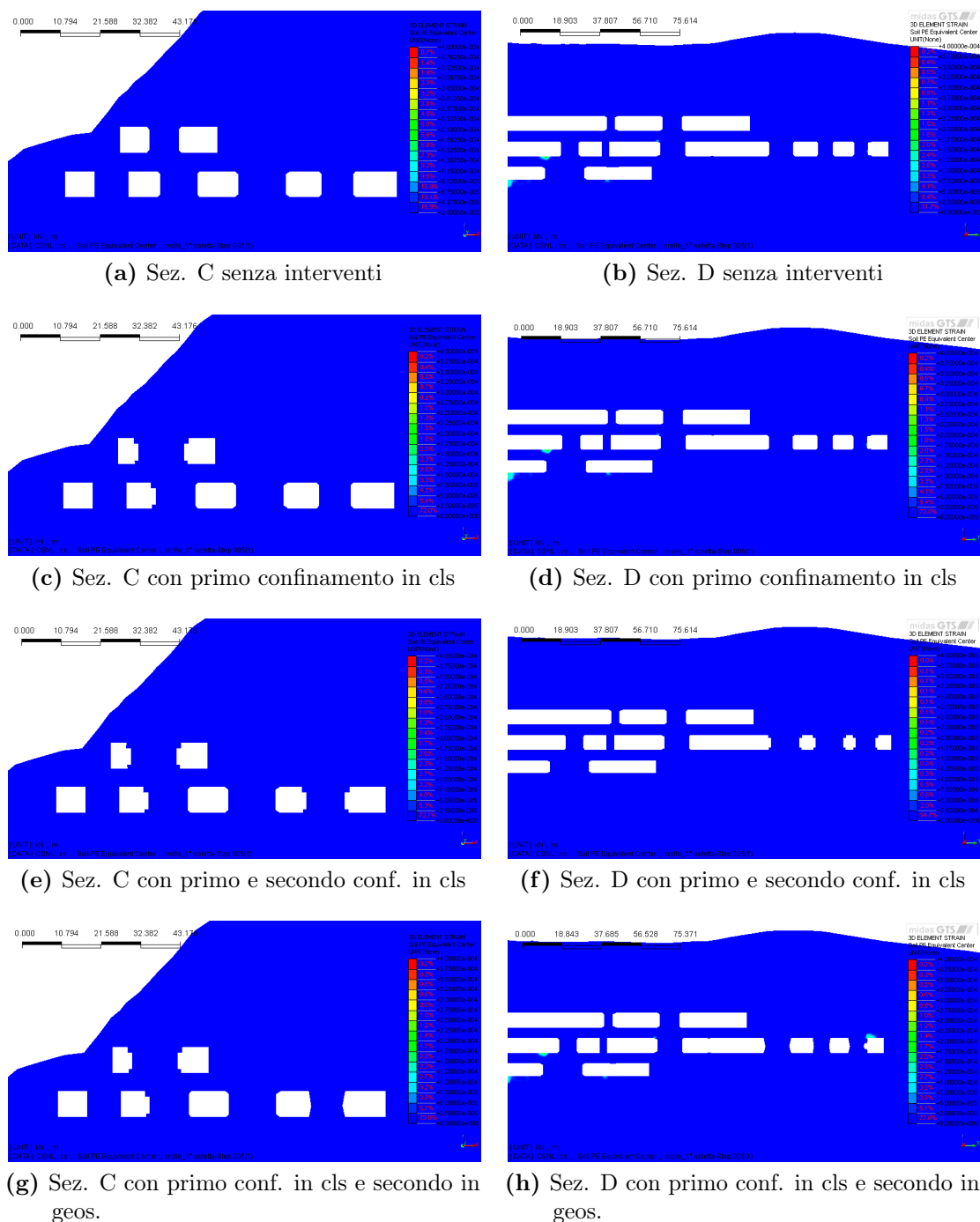
## 9.3.2.2 Deformazioni plastiche con e senza interventi



**Figura 9.15:** Deformazioni plastiche a seguito del collasso del pilastro 3 del terzo livello, con e senza i vari interventi di stabilizzazione

Vengono ora mostrate le deformazioni plastiche nelle sezioni d'interesse.

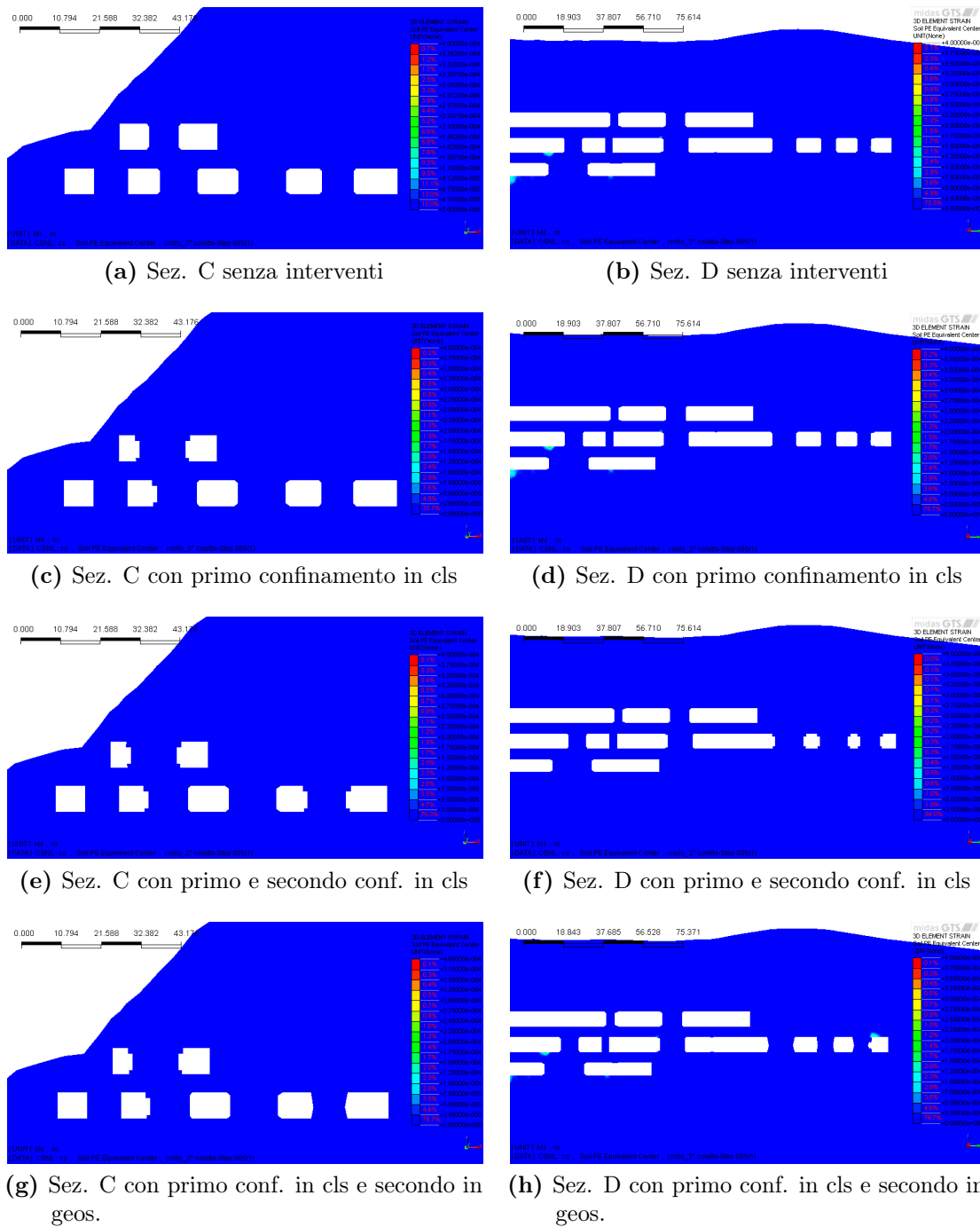
Si può notare che le sezioni prese in esame non siano particolarmente significative da un punto di vista delle plasticizzazioni, ma se non altro, gli interventi non



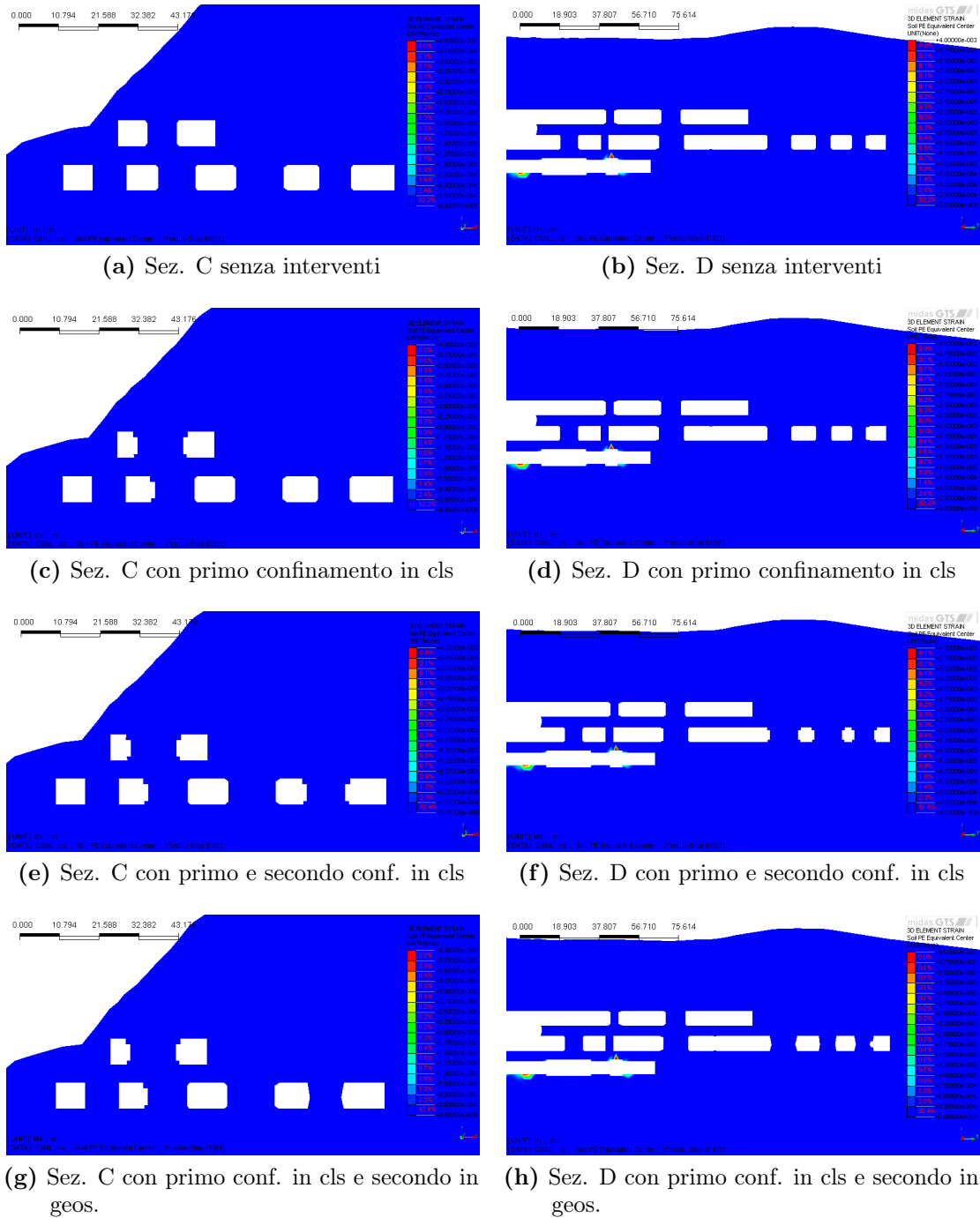
**Figura 9.16:** Deformazioni plastiche a seguito del collasso dei pilastri 1, 2 e 6 del terzo livello, con e senza i vari interventi di stabilizzazione

conducono alla formazione di più elevate, ed indesiderate, deformazioni plastiche.

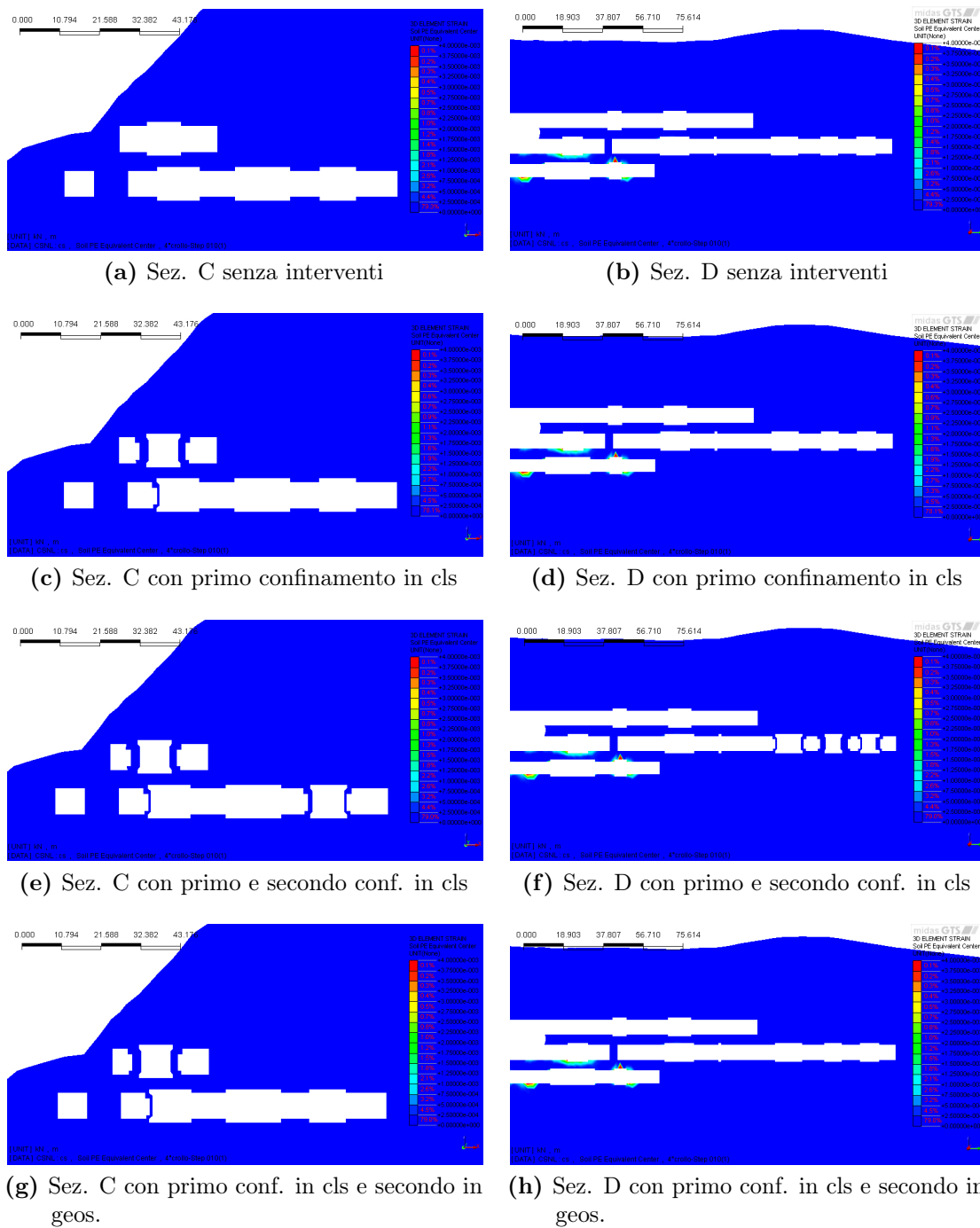
Solo nell'ultima fase di crollo sono visibili con evidenza zone intensamente plasticizzate, nel secondo e nel terzo livello, che comunque non sono interessate dagli interventi.



**Figura 9.17:** Deformazioni plastiche a seguito del collasso dei pilastri 7 e 9 del terzo livello, con e senza i vari interventi di stabilizzazione

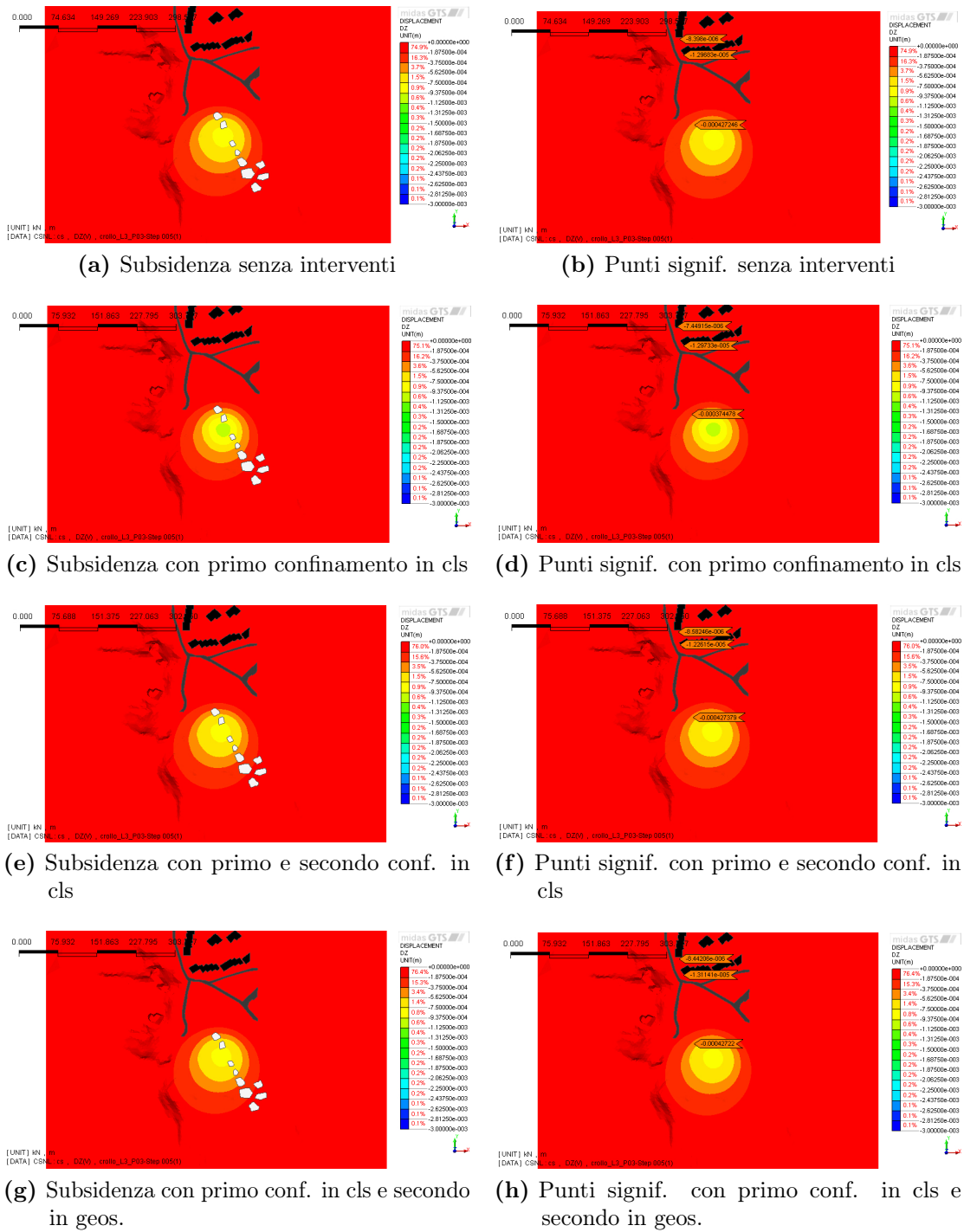


**Figura 9.18:** Deformazioni plastiche a seguito del collasso dei rimanenti pilastri del terzo livello, con e senza i vari interventi di stabilizzazione



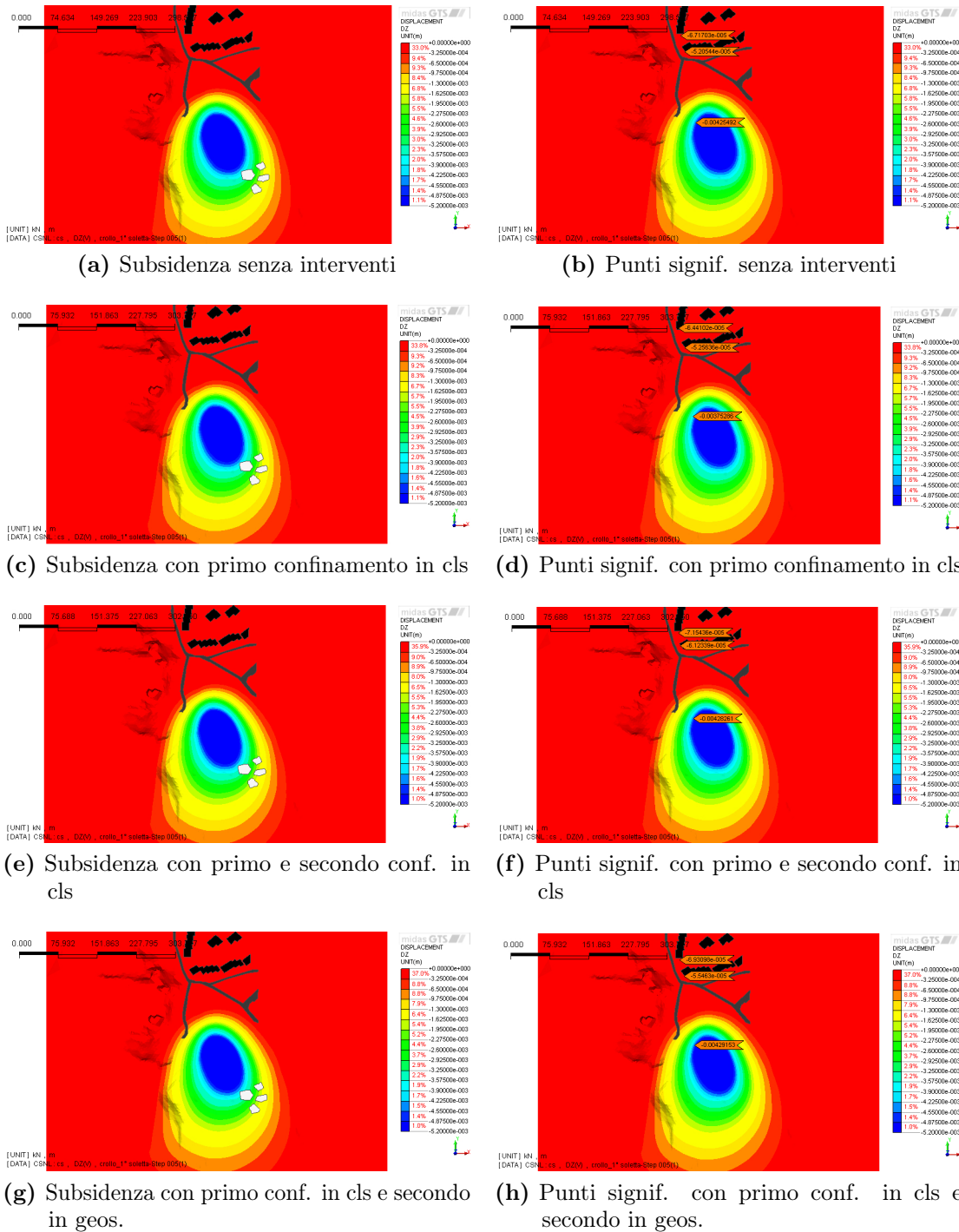
**Figura 9.19:** Deformazioni plastiche a seguito del collasso dei rimanenti pilastri del primo e secondo livello, con e senza i vari interventi di stabilizzazione

9.3.2.3 Cedimenti con e senza interventi



**Figura 9.20:** Cedimenti a seguito del collasso del pilastro 3 del terzo livello, con e senza i vari interventi di stabilizzazione

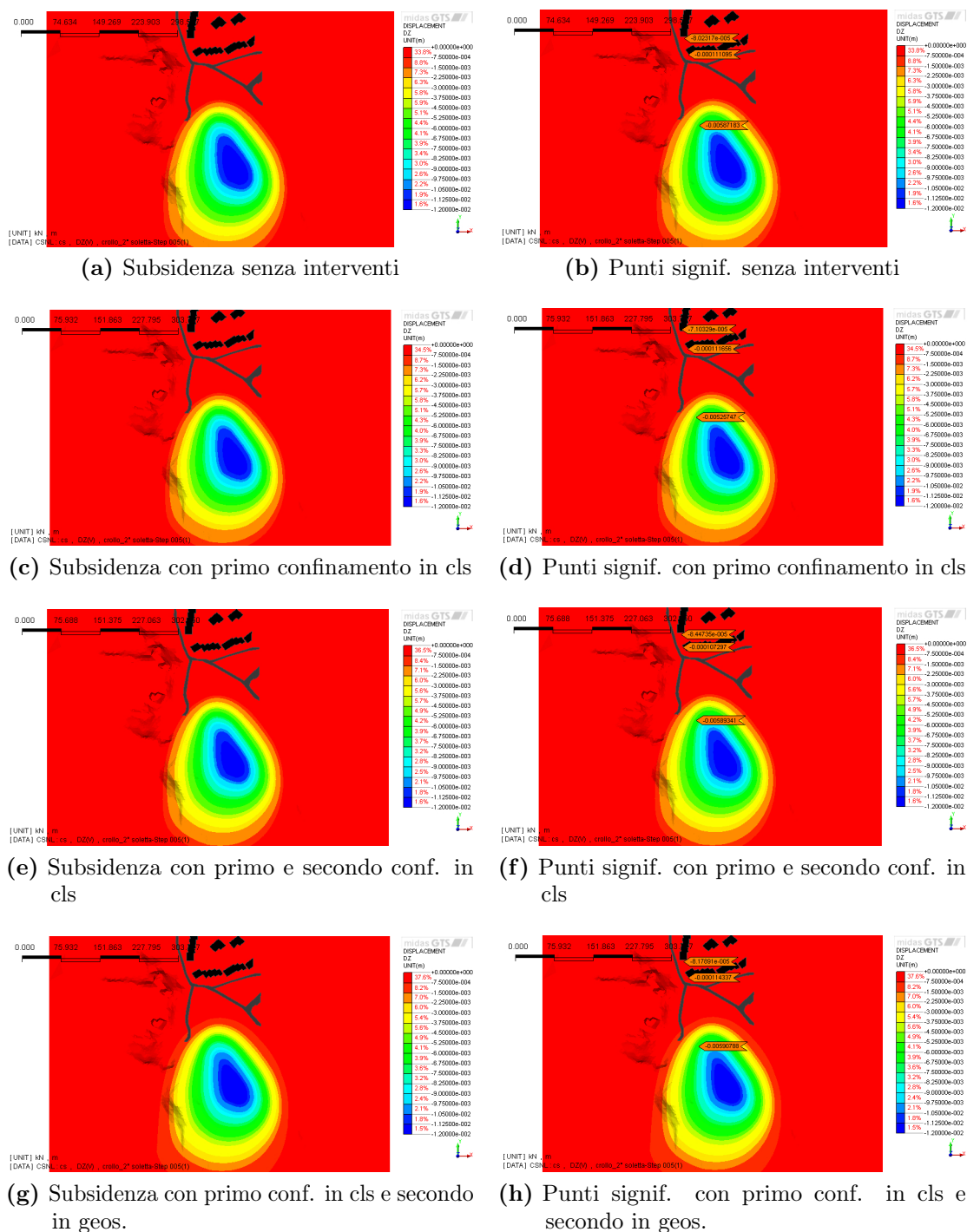
Per quanto riguarda i cedimenti in superficie, anche stavolta si può vedere che essi si propagano con forma conica, che ha come vertice il o i pilastri rimossi o indeboliti.



**Figura 9.21:** Cedimenti a seguito del collasso dei pilastri 1, 2 e 6 del terzo livello, con e senza i vari interventi di stabilizzazione

Nelle immagini è possibile osservare che i pilastri (in bianco) soggetti nelle fasi successive a collasso vengono rimossi, e i cedimenti in superficie di alcuni punti significativi, diversi da quelli del capitolo 7:

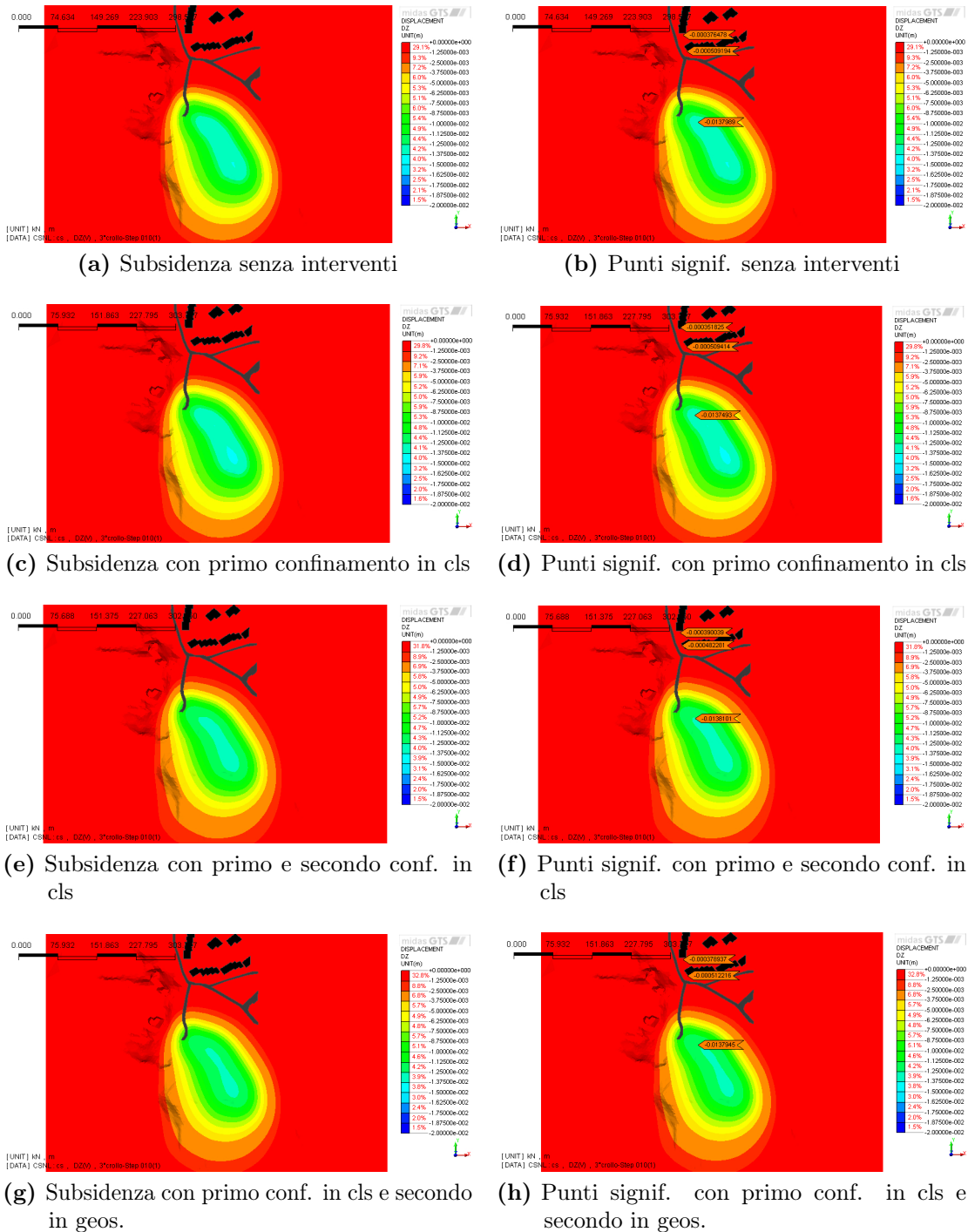
- *punto A*, il punto di cedimenti massimi nell'ultima fase;



**Figura 9.22:** Cedimenti a seguito del collasso dei pilastri 7 e 9 del terzo livello, con e senza i vari interventi di stabilizzazione

- *punto B*, il punto rappresentante i cedimenti al di sotto dell'abitazione più esposta del gruppo ad est;
- *punto C*, il punto rappresentante i cedimenti al di sotto dell'abitazione più esposta del gruppo a nord;

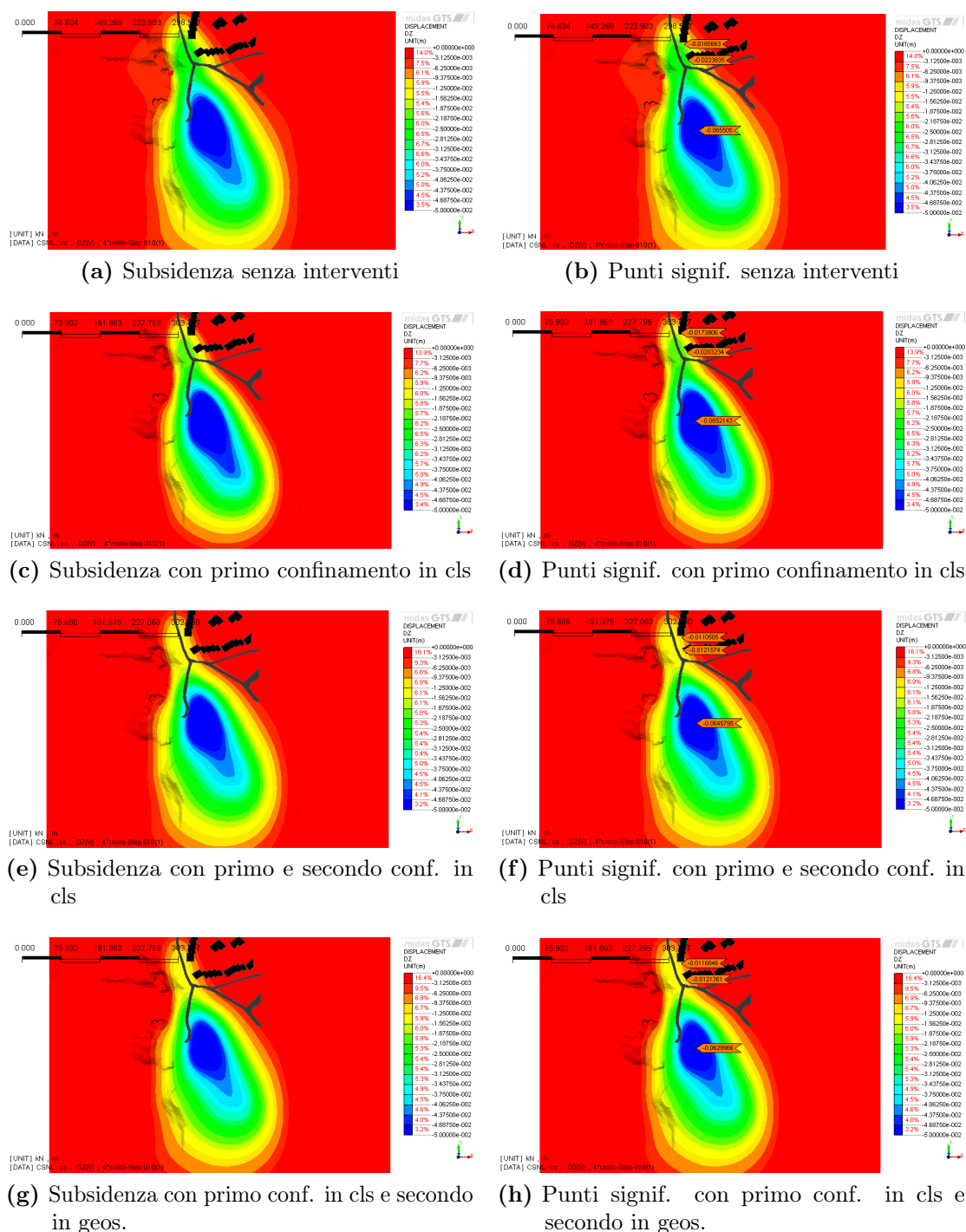




**Figura 9.23:** Cedimenti a seguito del collasso dei rimanenti pilastri del terzo livello, con e senza i vari interventi di stabilizzazione

In tabella 9.25 sono riassunte le riduzioni percentuali dei cedimenti, ove presenti, nelle varie fasi di crollo a seguito degli interventi di stabilizzazione modellati.

In particolare i punti B e C sono per noi da tenere in maggior considerazione, in quanto si riferiscono alle abitazioni più a rischio.



**Figura 9.24:** Cedimenti a seguito del crollo dei rimanenti pilastri del primo e secondo livello, con e senza i vari interventi di stabilizzazione

Nel punto B si può notare, modellando il primo e il secondo intervento con confinamento in calcestruzzo, una diminuzione dei cedimenti che è del 5% in caso di crollo del terzo pilastro del terzo livello, e arriva fino al 46% in caso di crollo generalizzato, valore ottenuto anche modellando il primo intervento in calcestruzzo e il secondo in geosintetico, ma si limita al 9% considerando solo il primo.

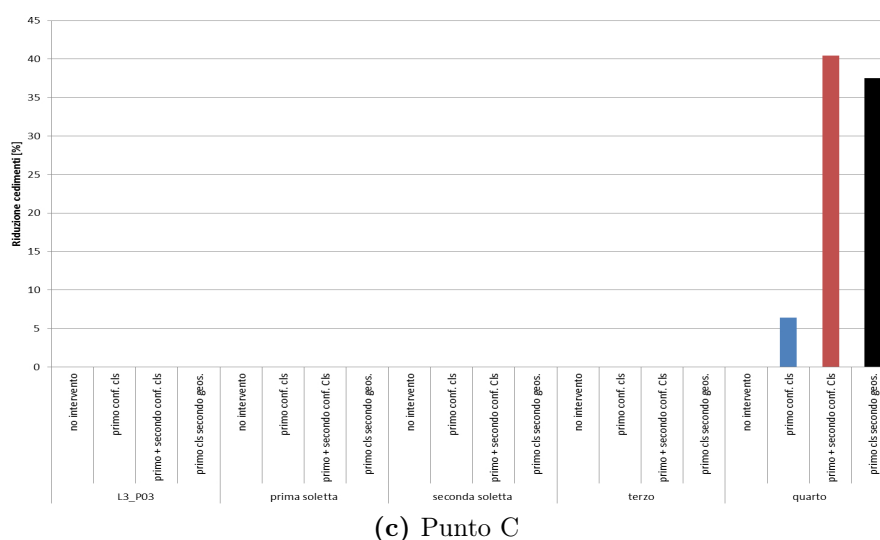
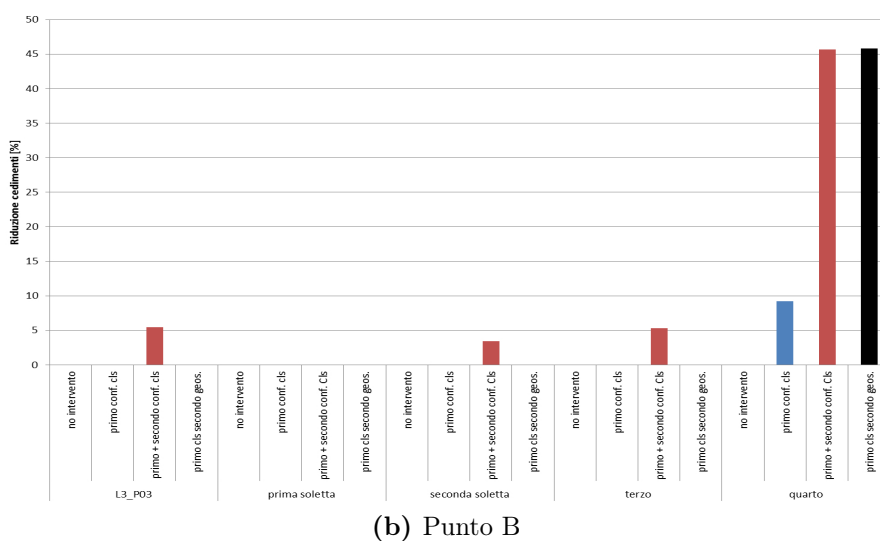
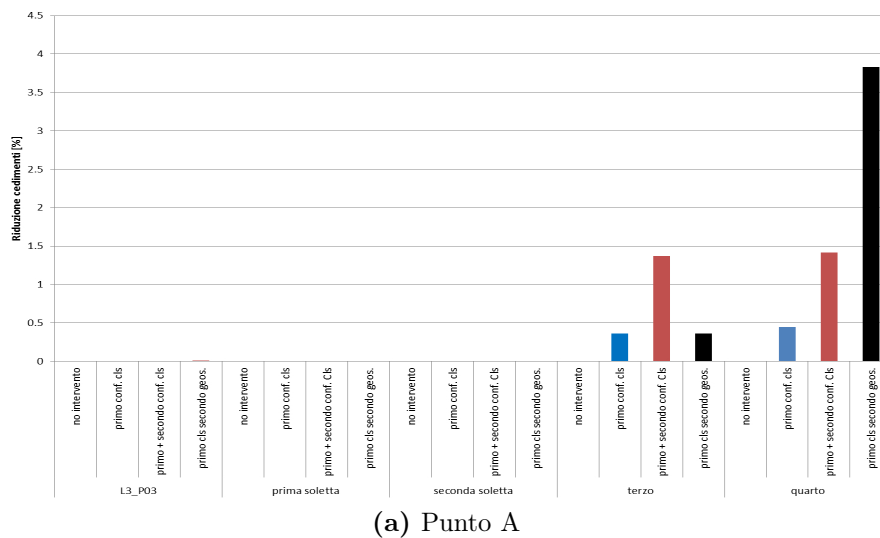


Figura 9.25: Riduzione % dei cedimenti con i diversi interventi nelle varie fasi

Nel punto C, invece, si misura una diminuzione dei cedimenti che è, in caso di collasso generalizzato, del 6% con il primo intervento, raggiunge il 40% con primo e secondo in calcestruzzo, e quindi il 37% con primo in calcestruzzo e secondo in geosintetico.

Un'ulteriore analisi avrebbe dovuto essere quella utilizzando le proprietà descritte al punto 1 del paragrafo 9.1.2 (100 kPa di confinamento), ma il collasso della workstation avuta in prestito dal Prof. Castellanza ne ha impedito lo svolgimento.

# Capitolo 10

## Conclusioni

In questo lavoro è stata studiata la stabilità geo-strutturale dell'ex-cava di gesso Prete Santo, e sono stati valutati alcuni interventi finalizzati alla mitigazione del rischio associato alla presenza di abitazioni, nell'area sovrastante la miniera. A tal fine sono state effettuate analisi tridimensionali agli Elementi Finiti, condotte mediante il software Midas GTS.

Già nel [capitolo III](#) si è mostrato come il gesso abbia un comportamento meccanico differente a seconda del livello di degrado; in particolare è molto vulnerabile all'acqua non satura e ai cicli di asciutto-bagnato.

Nel [capitolo IV](#) si è quindi utilizzato il modello di Castellanza, Nova e Geroly-matou [11] per stimare il presunto tempo di collasso per il terzo pilastro del secondo livello, posizionato al di sotto dell'abitato. Collasso che si ritiene avrà luogo quando il carico sopportato dal pilastro sarà pari ( $FS = 1$ ) a quello limite, quest'ultimo decrescente a causa del procedere del processo di degrado. Così operando si è ottenuto un periodo temporale di circa 100 anni, valore associato però ad un ricambio idrico particolarmente elevato.

Questo risultato ha indotto lo scrivente a sviluppare un [modello tridimensionale](#), su cui sviluppare [nel capitolo VII](#) un'analisi tridimensionale agli Elementi Finiti, per valutare lo stato di rischio del sistema (nel modello) e valutare alcuni interventi di mitigazione del rischio stesso.

Inizialmente l'analisi si è concentrata sui singoli pilastri, valutando come influiscono il fattore di forma, il degrado e il modello costitutivo utilizzato, tenendo inoltre in considerazione la riduzione di resistenza e rigidezza indotte dal degrado, e la limitata resistenza a trazione.

Con l'aumento del grado di verosimiglianza del modello si è visto che la rigidezza e la resistenza su cui si può fare affidamento sono sempre minori.

È stata quindi eseguita un'analisi sull'intero sito, individuando il fattore di sicurezza dei pilastri più critici, e confrontando quello ottenuto per l'L2P03 con il risultato del modello matematico, che è risultato meno cautelativo; l'FS a sua volta permette di determinare i possibili step consecutivi di crollo di pilastri e porzioni

minerari, cui fanno seguito variazioni tenso-deformative, e cedimenti in superficie: questi ultimi sono differenti nel caso il crollo di un pilastro venga simulato come rimozione della mesh corrispondente, oppure come riduzione delle caratteristiche meccaniche (subsidenza inferiore in questo secondo caso), ma per entrambi i cedimenti nelle immediate vicinanze delle abitazioni sono comunque contenute, fuorchè nel caso di crollo generalizzato di tutti i pilastri (evento molto remoto ma non impossibile).

Perciò si sono studiati alcuni interventi di mitigazione del rischio nel [capitolo VIII](#): sebbene siano stati considerati solo dal punto di vista modellistico-analitico e non da quello progettuale si ritiene che possano essere esaminati per un'eventuale progettazione esecutiva.

Nel [capitolo IX](#) si è valutato l'effetto di due di questi interventi, il confinamento in calcestruzzo e quello in geosintetico, applicati inizialmente sul singolo pilastro, in cui si nota chiaramente nel modello l'effetto incrementale su rigidezza e carico limite.

Alla luce di questo risultato positivo si è analizzato l'effetto degli interventi di confinamento, applicato su alcuni pilastri del secondo livello, sull'intero sito in riferimento ai cedimenti delle abitazioni nel modello, in caso di collasso catastrofico: l'analisi afferma che essi possono permettere una riduzione dei cedimenti nell'ordine del 40%, sicuramente un risultato apprezzabile per un intervento poco invasivo, se paragonato al completo riempimento della porzione a rischio.

Infatti partendo da quest'ultimo, con un costo di 5 M€, il modello ha passato in rassegna l'utilizzo del calcestruzzo (circa 300 k€), arrivando infine a suggerire come migliore il geosintetico ad alta resistenza, che riesce a garantire la stessa riduzione, più che accettabile, dei cedimenti con un costo realizzativo decisamente vantaggioso, che dovrebbe aggirarsi nell'intorno dei 100 k€(se simile a quello modellato), comprensivo della componentistica (flange, manicotti, etc.) necessaria alla trasmissione del tiro ai geosintetici.

Ulteriore vantaggio del geosintetico è che permette un più semplice monitoraggio dell'intervento, che comunque deve essere continuato per l'intero sito.

A questo proposito si sottolinea che il lavoro sviluppato in quest'elaborato non si conclude in questa sede, ma è suscettibile di ampliamento, in particolare considerando un geosintetico su cui è applicato un tiro minore (1), e sviluppando la propagazione dinamica del collasso.

# Appendice A

## Schede tecniche del geosintetico

Nella presente appendice sono presentate le schede tecniche del geosintetico considerato per l'analisi.

Properties [Standard]	Unit	PET 100	PET 150	PET 200	PET 300	PET 400	PET 600	PET 800	PET 1000	
<b>Mechanical properties</b>										
Characteristic tensile strength [EN ISO 10319]	MD kN/m	100	150	200	300	400	600	800	1000	
Elongation at characteristic strength [EN ISO 10319]	MD %	< 10	< 10	< 10	< 10	< 10	< 10	< 10	< 10	
<b>Creep</b>										
<i>f<sub>cr</sub></i> - Reduction factor for creep rupture										
10 years		1.40	1.40	1.40	1.40	1.40	1.40	1.40	1.40	
60 years		1.44	1.44	1.44	1.44	1.44	1.44	1.44	1.44	
120 years		1.46	1.46	1.46	1.46	1.46	1.46	1.46	1.46	
<b>Mechanical damage</b>										
<i>f<sub>m21</sub></i> - Reduction factor for mechanical damage										
Material beneath	Material on top	d <sub>max</sub>	d <sub>50</sub>							
Silt / Clay	Sand	2 mm	-	1.13	1.12	1.11	1.09	1.07	1.05	1.04
Silt / Clay	Sandy gravel	10 mm	6 mm	1.16	1.14	1.13	1.10	1.08	1.06	1.05
Silt / Clay	Round gravel	60 mm	3 mm	1.20	1.19	1.17	1.14	1.11	1.08	1.07
Silt / Clay	Crushed rock	20 mm	6 mm	1.25	1.23	1.20	1.17	1.14	1.10	1.08
Silt / Clay	Coarse gravel	40 mm	22 mm	1.30	1.27	1.24	1.20	1.17	1.13	1.10
<b>Chemical and biological effects</b>										
<i>f<sub>m22</sub></i> - Reduction factor for chemical and biological effects at 20 °C										
10 years		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
60 years		1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	
120 years		1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	
<b>Friction</b>										
Friction Coefficients ( $\tan \delta_{\text{soil}} / \text{Geolon PET} / \tan \delta_{\text{soil}}$ )										
Sand		0.78	0.78	0.78	0.78	0.78	0.78	0.78	0.78	

MD = machine direction / CD = cross direction

The values given obtained in our laboratories and in accredited testing institutes. The information given in this datasheet is to the best of our knowledge true and correct. However new research results and practical experience can make revisions necessary. The right is reserved to make changes without notice at any time. No guarantee or liability can be drawn from the information mentioned herein

Figura A.1: Geolon Pagina 1

**1. General**

Geolon PET woven polyester geotextiles are engineered materials suitable for short and long term soil reinforcement applications.

To use Geolon PET geotextiles in soil reinforcement applications an assessment of their load carrying capabilities for different design lives is required. Several assessments procedures have been proposed each adopting the use of the partial material factor approach to describe the behaviour of the reinforcement material over time under specific load and environmental regimes. The procedure adopted in this Geolon PET design properties sheet is in accordance with the BSI Code of Practice BS 8006: 1995. The procedure utilises the following partial factor approach to determine design strengths for the reinforcement materials at different design lives:

$$T_D = \frac{T_B}{f_m}$$

where:

$$f_m = f_{m1} \times f_{m2}$$

where:

$T_D$  is the design strength of the reinforcement at the required design life;

$T_B$  is the base strength of the reinforcement at the required design life – sometimes referred to as creep-limited strength;

$f_m$  is the partial material factor relating to  $T_D$  to  $T_B$ ;

$f_{m1}$  is the partial material factor related to the intrinsic properties of the reinforcement;

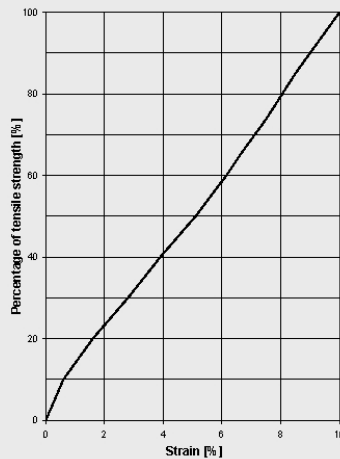
$f_{m2}$  is the partial material factor concerned with construction and environmental effects of the reinforcement.

**2. Tensile strength-strain properties**

Geolon PET woven polyester geotextiles are composed of high modulus polyester fibers

laid in a flat orientation that enables maximum load carrying efficiency.

The characteristic ultimate tensile strengths of the various Geolon PET grades are listed at the front of this design properties sheet. The tensile strength-strain master curve for Geolon PET geotextiles is shown in Figure 1. The ordinate values are expressed in terms of a percentage of nominal tensile strength. Thus, this one master curve may be used for all Geolon PET grades by converting the percentage values into actual strength values for individual grades.



**Figure 1:** Strength-strain master curve for Geolon PET woven polyester geotextiles.

**3. Reinforcement base strength,  $T_B$**

The reinforcement base strength  $T_B$  is the unfactored strength of the reinforcement at the end of the required design life. The reinforcement base strength is related to the ultimate tensile strength of the reinforcement by the following:

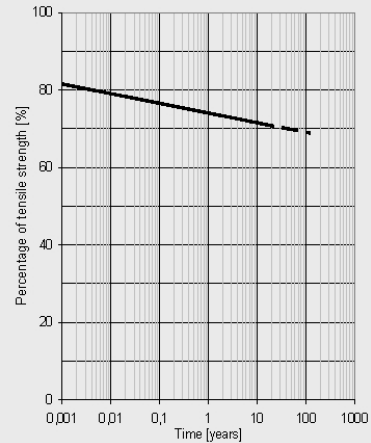
$$T_D = \frac{T_u}{f_{cr}}$$

where:

$T_u$  is the ultimate tensile strength of the reinforcement at time  $t = 0$ ;

$f_{cr}$  is the partial material factor relating to creep effects over the required design life of the reinforcement.

In assessing the magnitude of the partial material factor  $f_{cr}$  the creep rupture properties of the reinforcement must be known. Figure 2 shows the creep rupture curve for Geolon PET woven polyester geotextiles. Creep data (conventional- and SIM-data) is available for 7 years time period, and for greater design lives linear extrapolation is allowed in accordance with the method BS 8006:1995.



**Figure 2:** Creep rupture curve for Geolon PET woven polyester geotextiles

From Figure 2 values of  $f_{cr}$  can be obtained for different design lives. For example, at a 10 year design life Geolon PET shows a 72% strength retention which equates to a partial factor  $f_{cr} = 1.40 (=1,00/0.716)$ . Similarly, 5, 60 and 120 year design lives have values of  $f_{cr} = 1.38, 1.44$  and  $1.46$  respectively. These values are listed in the property table at the front of this sheet.

**Figura A.2:** Geolon Pagina 2



**4. Partial material factor  $f_{m1}$**

The partial material factor  $f_{m1}$  relates to the intrinsic properties of the reinforcement. This partial material factor has the value of 1.0 for Geolon PET woven polyester geotextiles for design lives up to and including 120 years.

**5. Partial material factor  $f_{m2}$**

The partial material factor  $f_{m2}$  relates to construction and environmental effects of the reinforcement. This partial factor comprises two components:

$$f_{m2} = f_{m21} \times f_{m22}$$

where,

$f_{m21}$  is the partial material factor related to the susceptibility of the reinforcement to construction damage during installation in the soil;

$f_{m22}$  is the partial factor related to the environment in which the reinforcement is installed.

The magnitude of  $f_{m21}$  is dependent on the structure of the reinforcement, the aggressiveness of the soil placed either side of the reinforcement, the fill thickness and the level of compaction performed. Values of  $f_{m21}$  are derived from field tests. Table 1 lists values of  $f_{m21}$  for Geolon PET geotextiles for a variety of soil conditions.

Soil combinations	Geolon PET							
	100	150	200	300	400	600	800	1000
Silty sand beneath Sand on top	1.13	1.12	1.11	1.09	1.07	1.05	1.04	1.04
Silty sand beneath Sandy gravel on top	1.16	1.14	1.13	1.10	1.08	1.06	1.05	1.05
Silty sand beneath Round gravel on top	1.20	1.19	1.17	1.14	1.11	1.08	1.07	1.07
Silty sand beneath Crushed rock on top	1.25	1.23	1.20	1.17	1.14	1.10	1.08	1.08
Silty sand beneath Crushed rock on top	1.30	1.27	1.24	1.20	1.17	1.13	1.10	1.09

**Table 1:** Values of  $f_{m21}$  for Geolon PET woven polyester geotextiles.

The magnitude of  $f_{m22}$  is dependent on the structure of the reinforcement as well as the durability of the polymers used. The high

modulus polyester fibres used in Geolon PET woven geotextiles are highly resistant to soil environments. For the vast majority of soil environments the pH  $\leq 10$ . It is only in very extreme cases that the soil pH  $> 10$ . Table 2 lists values of  $f_{m22}$  where the soil pH  $\leq 10$ .

Geolon PET design life in years	Values of $f_{m22}$	
	4 < pH $\leq 9$	9 < pH $\leq 10$
Up to 10	1.00	1.01
10 to 60	1.02	1.07
60 to 120	1.03	1.16

**Table 2:** Values of  $f_{m22}$  for Geolon PET woven polyester geotextiles at 20°C and 100% saturated soil.

**6. Creep strain properties**

In addition to the design strength of the reinforcement an assessment for strain over time also may be required in order to satisfy specific serviceability requirements. There are two components of strain – initial strain and creep strain and both components need to be assessed.

In reinforced soil structures strains occur as a result of strains developing in the Geolon

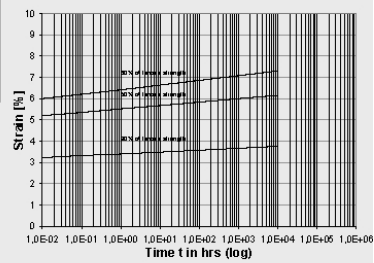
PET geotextile reinforcements. For Geolon PET geotextiles initial strains may be determined by use of either Figure 1 or the curve for time = 0 in Figure 3b.

Geolon PET geotextiles, being composed of high modulus polyester fibres, exhibit very

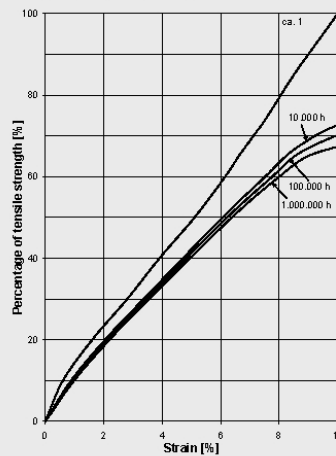
low creep strains even at high tensile load levels. Figure 3a shows creep strains of only 1.0% over 10,000 hours at load levels approaching 50% of initial tensile strength. This would extrapolate to creep strains less than 1.5% over a 120 year design life at a design load of 50% of initial tensile strength.

Both the initial strain and the creep strain properties of Geolon PET woven polyester geotextiles are shown in Figure 3b.

3a) Isostress creep curves



3b) Isochronous creep curves



**Figure 3:** Creep-strain time curves for Geolon PET woven polyester geotextiles.

**Figura A.3:** Geolon Pagina 3

		GEOLON® PET 100	GEOLON® PET 150	GEOLON® PET 150S	GEOLON® PET 200	STANDARD
<b>CONSTRUCTION</b>						
Construction type		woven	woven	woven	woven	
Yarn type length direction		multifil.	multifil.	multifil.	multifil.	
Yarn type cross direction		multifil.	multifil.	multifil.	multifil.	
Colour		white	white	white	white	
<b>MECHANICAL PROPERTIES</b>						
Length direction:						
Tensile strength at 10% elongation	kN/m	100	150	150	200	EN-ISO 10319
Tensile strength at 6% elongation	kN/m	50	75	75	100	EN-ISO 10319
Cross direction:						
Ultimate tensile strength	kN/m	50	50	150	50	EN-ISO 10319
Elongation at ultimate strength	%	12	12	12	12	EN-ISO 10319
<b>DURABILITY</b>						
Wheathering resistance:						
Retained tensile strength 50 MJ/m <sup>2</sup>	%	60-80	60-80	60-80	60-80	ENV 12224
<b>PHYSICAL PROPERTIES</b>						
Mass per unit area	g/m <sup>2</sup>	340	390	530	470	EN 965
Thickness (2 kN/m <sup>2</sup> pressure)	mm	0,7	0,8	1,1	0,9	EN 964-1
Roll width	m	5,00	5,00	5,00	5,00	
Roll length	m	200	300	200	300	
Roll diameter	m	0,4	0,52	0,5	0,52	
Roll weight	kg	400	645	590	765	
Ten Cate Nicolon code		976	977	978	980	

The tensile strength values are minimum values, other values are mean values.

The technical data are obtained from in- and external test procedures

The above listed geotextiles can be supplied in prefabricated panels.

© GEOLON® is a registered trade mark of Ten Cate Nicolon bv.

© Copyright Ten Cate Nicolon bv, May 2006

Subject to changes. Previously issued data are no longer valid.



Figura A.4: Geolon Pagina 4

		GEOLON® PET 300	GEOLON® PET 400	GEOLON® PET 500	STANDARD
<b>CONSTRUCTION</b>					
Construction type		woven	woven	woven	
Yarn type length direction		multifil.	multifil.	multifil.	
Yarn type cross direction		multifil.	multifil.	multifil.	
Colour		white	white	white	
<b>MECHANICAL PROPERTIES</b>					
Length direction:					
Tensile strength at 10% elongation	kN/m	300	400	500	EN ISO 10319
Tensile strength at 6% elongation	kN/m	150	200	250	EN ISO 10319
Cross direction:					
Ultimate tensile strength	kN/m	50	50	50	EN ISO 10319
Elongation at ultimate strength	%	12	12	12	EN ISO 10319
<b>DURABILITY</b>					
Wheatering resistance:					
Retained tensile strength 50 MJ/m <sup>2</sup>	%	60-80	60-80	60-80	ENV 12224
<b>PHYSICAL PROPERTIES</b>					
Mass per unit area	g/m <sup>2</sup>	660	890	1000	EN 965
Thickness (2 kN/m <sup>2</sup> pressure)	mm	1,1	1,3	1,3	EN 964-1
Roll width	m	5,00	5,00	5,00	
Roll length	m	200	200	150	
Roll diameter	m	0,52	0,55	0,55	
Roll weight	kg	720	950	880	
Ten Cate Nicolon code		983	986	989	

The tensile strength values are minimum values, other values are mean values.

The technical data are obtained from in- and external test procedures

The above listed geotextiles can be supplied in prefabricated panels.

© GEOLON® is a registered trade mark of Ten Cate Nicolon bv.

© Copyright Ten Cate Nicolon bv, May 2006

Subject to changes. Previously issued data are no longer valid.



Figura A.5: Geolon Pagina 5

		GEOLON® PET 600	GEOLON® PET 800	GEOLON® PET 1000	STANDARD
<b>CONSTRUCTION</b>					
Construction type		woven	woven	woven	
Yarn type length direction		multifil.	multifil.	multifil.	
Yarn type cross direction		multifil.	multifil.	multifil.	
Colour		white	white	white	
<b>MECHANICAL PROPERTIES</b>					
Length direction:					
Tensile strength at 10% elongation	kN/m	600	800	1000	EN+ISO 10319
Tensile strength at 6% elongation	kN/m	300	400	500	EN+ISO 10319
Cross direction:					
Ultimate tensile strength	kN/m	100	100	100	EN+ISO 10319
Elongation at ultimate strength	%	12	12	12	EN+ISO 10319
<b>DURABILITY</b>					
Wheatering resistance:					
Retained tensile strength 50 MJ/m <sup>2</sup>	%	60-80	60-80	60-80	ENV 12224
<b>PHYSICAL PROPERTIES</b>					
Mass per unit area	g/m <sup>2</sup>	1250	1640	2000	EN 965
Thickness (2 kN/m <sup>2</sup> pressure)	mm	1,8	2	3	EN 964-1
Roll width	m	5,00	5,00	5,00	
Roll length	m	150	100	100	
Roll diameter	m	0,6	0,55	0,65	
Roll weight	kg	998	880	1115	
Ten Cate Nicolon code		993	996	998	

The tensile strength values are minimum values, other values are mean values.

The technical data are obtained from in- and external test procedures

The above listed geotextiles can be supplied in prefabricated panels.

© GEOLON® is a registered trade mark of Ten Cate Nicolon bv.

© Copyright Ten Cate Nicolon bv, May 2006

Subject to changes. Previously issued data are no longer valid.



Figura A.6: Geolon Pagina 6

# Bibliografia

- [1] AICAP. *Progettazione di strutture in calcestruzzo armato, Guida all'uso dell'Eurocodice 2*. Roma: Progetto Ulisse, 2008 (cit. a p. 106).
- [2] Jacob Bear e Alexander Cheng. *Modeling Groundwater Flow and Contaminant Transport*. New York: Springer, 2010 (cit. alle pp. 10, 12).
- [3] Paolo Bedani. «Stima dello stato tensionale nella miniera abbandonata di San Lazzaro di Savena (BO) mediante analisi tridimensionale». Tesi triennale. Milano: Politecnico, 2011 (cit. alle pp. xix, 17, 58–60, 66, 68).
- [4] Luca Benvenuti e Matteo Castelletti. «Modello in piccola scala per simulare il collasso di pilastri di gesso proveniente dall'ex cava di gesso Prete Santo (San Lazzaro di Savena BO)». Tesi triennale. Milano: Politecnico, 2007 (cit. alle pp. xix, 19, 27, 30, 37).
- [5] Paolo Berry. *Valutazione delle condizioni di stabilità delle cavità minerarie (1° e 2° livello) sotterranee della ex Cava di gesso Prete Santo (località Ponticella, San Lazzaro) e proposta di sviluppo del programma di attività di monitoraggio*. Relazione. Università di Bologna, 2008 (cit. alle pp. 2, 41).
- [6] Luca Bertolini. *Materiali da costruzione*. Vol. 1. Novara: De Agostini ed. Città Studi, 2006 (cit. a p. 105).
- [7] David Betti. «Effetti della degradazione chimica sul comportamento meccanico di rocce ad alto contenuto di gesso». Tesi magistrale. Milano: Politecnico, 2005 (cit. alle pp. 7, 9, 11, 30).
- [8] *Bing Maps*. 2012. URL: <http://www.bing.com/maps/> (cit. a p. 1).
- [9] Michela Breviario e Benedetta Ossola. «La miniera abbandonata di San Lazzaro di Savena (BO): caratterizzazione meccanica dei materiali ed analisi numeriche 2D». Tesi triennale. Milano: Politecnico, 2012 (cit. alle pp. xix, 18, 21, 24).
- [10] Riccardo Castellanza. *Prove sperimentali e analisi di degrado del sistema minerario abbandonato denominato ex cava Prete Santo a San Lazzaro di Savena (BO)*. Relazione finale. Milano: Politecnico, 2011 (cit. a p. 20).
- [11] Riccardo Castellanza, Roberto Nova e Eleni Gerolymatou. «An Attempt to Predict the Failure Time of Abandoned Mine Pillars». In: *Rock Mech. Rock Eng.* (2007) (cit. alle pp. xix, 35, 36, 137).
- [12] Riccardo Castellanza, Roberto Nova e Gianmarco Orlandi. «Evaluation and Remediation of an Abandoned Gypsum Mine». In: *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* (2010) (cit. a p. 41).

- [13] Riccardo Castellanza et al. *Analisi numeriche e tridimensionali per la defizione del volume d'acqua esondabile dal sistema minerario ex cava Prete Santo in San Lazzaro di Savena (BO) in caso di eventuale crollo*. Relazione finale. Milano: Università Bicocca, 2012.
- [14] Midas Information Technology Company, cur. *Midas GTS manual*. 2012 (cit. a p. 45).
- [15] Alberto Corigliano e Alberto Taliercio. *Meccanica computazionale*. Bologna: Progetto Leonardo, 2005 (cit. a p. 59).
- [16] *Carta Tecnica Regionale dell'Emilia-Romagna*. 2012. URL: <http://geoportale.regione.emilia-romagna.it/it/catalogo/dati-cartografici/cartografia-di-base/cartografia-tecnica/carta-tecnica-regionale-1-5.000-digitale-edizione-1998> (cit. alle pp. 55, 57).
- [17] Regione Emilia-Romagna, cur. *Servizio Geologico, Sismico e dei Suoli*. 2005 (cit. a p. 2).
- [18] D. Fabre e M. Dayre. «Proprietes geotechniques de gypses et anhydrites du trias des alpes de savoie». In: *Bulletin of the International Association of Engineering Geology* (1982) (cit. alle pp. 9, 10).
- [19] Luca Flessati e Francesco Frassinella. «Effetti dissolutivi indotti dall'acqua sulle proprietà meccaniche dei gessi del ex cava Prete Santo loc. Ponticella San Lazzaro di Savena (BO)». Tesi triennale. Milano: Politecnico, 2007 (cit. alle pp. xix, 15, 23, 26, 28).
- [20] Società Geologica Italiana. *Carte geologiche regionali Appennino Tosco Emiliano*. Vol. 4. Milano: BeMa Editrice, 1992 (cit. a p. 2).
- [21] *Google Maps*. 2012. URL: <http://maps.google.it/maps> (cit. a p. 1).
- [22] Evert Hoek, Carlos Carranza-Torres e Brent Corkum. «Hoek-Brown failure criterion». In: *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* (2002) (cit. alle pp. 43, 45).
- [23] A. N. James e A.R.R. Lupton. «Gypsum and anhydrite in foundations of hydraulic structures». In: *Géotechnique, Volume 28, Issue 3* (1978) (cit. a p. 9).
- [24] *Martinetti Piatti*. 2012. URL: [http://www.boviar.net/schede\\_prodotti/Diagnostica%20delle%20strutture/Martinetti%20piatti.pdf](http://www.boviar.net/schede_prodotti/Diagnostica%20delle%20strutture/Martinetti%20piatti.pdf).
- [25] Roberto Nova. *Fondamenti di meccanica delle terre*. Milano: McGraw-Hill, 2002.
- [26] Alessandro Paoletti e Umberto Sanfilippo. *Dighe e traverse*. Corso di Costruzioni Idrauliche 1. Milano: Politecnico, 2006 (cit. a p. 108).
- [27] Comitato per la Salvaguardia della Ponticella, cur. *Compendio cronologico degli eventi e delle relazioni peritali della cava Prete Santo ex IACME Ghelli S.p.A. Ponticella di San Lazzaro di Savena*. 2005 (cit. a p. 3).

- [28] Claudio di Prisco, Riccardo Castellanza e Gabriele Frigerio. *Studio della propagazione del fenomeno di subsidenza indotta dal sistema minerario abbandonato denominato ex cava Prete Santo in San Lazzaro di Savena (Bo)*. Relazione finale. Milano: Politecnico, 2012 (cit. alle pp. 22, 41, 47, 50, 83).
- [29] Pier Luigi Raviolo. *Il laboratorio geotecnico. Procedure di prova, elaborazione, acquisizione dati*. Milano: Editrice Controls, 1998 (cit. a p. 13).
- [30] Laura Scesi, Monica Papini e Paola Gattinoni. *Geologia applicata*. Vol. 1. Milano: Casa Editrice Ambrosiana, 2006.
- [31] C. Sorgi. *Contribution méthodologique et expérimentale à l'étude de la diminution de la résistance des massifs rocheux par vieillissement*. Rapport final. Paris: Ineris, 2004 (cit. a p. 8).
- [32] Daniele Spada. «Caratterizzazione meccanica del gesso della miniera di Santa Brigida». Tesi magistrale. Milano: Politecnico, 2005.
- [33] Studio Associato di Geologia Spada e Gianmarco Orlandi, cur. *Progetto definitivo-esecutivo: interventi di messa in sicurezza della ex cava Prete Santo e delle aree circostanti, opere urgenti ed indifferibili finalizzate alla riduzione del rischio geologico, 1° stralcio*. 2012 (cit. a p. 104).
- [34] Studio Associato di Geologia Spada e Gianmarco Orlandi, cur. *Relazione geologico idrogeologica: completamento degli studi geologici idrogeologici finalizzati alla valutazione delle condizioni di stabilità della ex cava di gesso Prete Santo e delle aree circostanti*. 2011 (cit. alle pp. 55, 58).
- [35] International Standards Worldwide. «Annual book of ASTM standards». In: New York: ASTM, 2004. Cap. 4.
- [36] Livio Trevisan e Gaetano Giglia. *Introduzione alla geologia*. Ospedaletto Pisa: Pacini editore, 1978 (cit. a p. 41).
- [37] *Wikipedia*. 2012. URL: [http://it.wikipedia.org/wiki/Gesso\\_\(minerale\)](http://it.wikipedia.org/wiki/Gesso_(minerale)) (cit. a p. 8).
- [38] Duncan C. Wyllie e Christopher W. Mah. *Rock Slope Engineering*. New York: Spon Press, 2005 (cit. alle pp. 41, 42, 51).
- [39] I. Yilmaz. «Gypsum/anhydrite: some engineering problems». In: *Bulletin of Engineering Geology and the Environment* (2001) (cit. a p. 9).