



**UNIVERSIDAD DE CHILE
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA DE MINAS**

METODOLOGÍA DE DISEÑO PARA POST-PILLAR CUT & FILL

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL DE MINAS

SEBASTIÁN BENJAMÍN CARRASCO ESPINOZA

**PROFESOR GUÍA:
JAVIER VALLEJOS MASSA**

**MIEMBROS DE LA COMISIÓN
VICTOR ENCINA MONTENEGRO
LUIS MERINO MEDINA**

**SANTIAGO DE CHILE
AGOSTO 2012**

RESUMEN

Las metodologías utilizadas actualmente para la estimación de las dimensiones requeridas para la explotación mediante el método de Post-Pillar constan básicamente del cálculo del tamaño de pilares a emplear mediante fórmulas de limitada aplicación, dejando fuera restricciones sobre tamaño de paneles, altura de pilares en caso de falla por desprendimiento del techo u otras consideraciones operativas.

El presente trabajo propone una nueva metodología de diseño para el método en cuestión. Utilizando como base herramientas tradicionales como metodologías analíticas y empíricas, el modelamiento numérico en FLAC3D permite integrar parte de esta metodología tradicional logrando un estudio con mayor nivel de detalle, mejorando las estimaciones. En base a las propiedades geomecánicas de la roca intacta, del macizo rocoso y condiciones de esfuerzo, es posible determinar las dimensiones de un pilar cuya resistencia se puede estimar a través de modelamiento numérico mediante la selección de un material de relleno. Por otra parte, es posible calcular las dimensiones del panel de explotación, altura máxima de este y el tamaño del pilar barrera en caso de ser necesario.

Los resultados del modelamiento numérico muestran que la resistencia peak de los pilares con relleno aumenta con respecto a la resistencia sin relleno para todos los valores de GSI estudiados. Sin embargo, la contribución del relleno es considerablemente mayor para macizos de menor calidad llegando a aumentos de hasta un 500% en el mejor de los casos. Para valores de GSI de 60, 70 y 80, hay una clara tendencia a la disminución de la resistencia con relleno a medida que el pilar incrementa su altura. Para el GSI de 50 en cambio, la resistencia con relleno tiende a estabilizarse en un valor que depende de la geometría del pilar. Con respecto a las variables que influyen en su valor, esta presenta dependencia del ancho del pilar, del GSI del macizo rocoso y de las propiedades del relleno.

Del trabajo realizado se desprende además la importancia de la etapa de modelamiento numérico como parte de la metodología considerando que esta herramienta permite integrar factores que la metodología empírica de estimación de resistencia de pilares deja fuera. Sin embargo se debe tener cuidado con ciertos aspectos. El criterio de falla de Hoek y Brown escogido para los pilares presenta en general buenos resultados para el GSI de 80 pero a medida que se disminuye este valor la calidad de los resultados también disminuye. Por otra parte, los métodos seleccionados para la secuencia de diseño responden a los elementos críticos identificados en el diseño del Post-Pillar, pero en este caso se deben plantear ciertas variantes para su uso.

Las recomendaciones a futuro se relacionan con la estimación del tamaño de la losa cuando los pilares alcancen las alturas recomendadas y con el estudio de estallido de pilares integrando parámetros post-peak al modelamiento numérico.

ABSTRACT

Current methodologies for design estimations in Post-pillar mining method are based on the estimation of pillar width and length through restricted empirical approaches. They neglect the stope size, the pillar failure caused by detachment and other operational considerations.

This work establishes a new design methodology for Post-Pillar. Numerical modeling in FLAC3D allows considering analytical and empirical approaches. The result is a better analysis and a significant improvement in estimations. Design guidelines for the estimation of rib pillars, stope size, and maximum height of pillars are proposed too.

Results of numerical modeling show an increase in strength of backfilled pillars for each GSI value. However, backfill contribution is higher for worse rock masses. For GSI values of 60, 70 and 80, backfilled pillar strength decreases with width-to-height ratio. Backfilled strength is constant and depends on the pillar geometry for GSI value of 50. Besides of pillar width, the strength value depends on rock mass GSI and backfill properties.

Numerical modeling is an important technique within the methodology. This tool is able to consider several factors which are neglected by empirical formula. Attention must be focus with some elements though. Hoek and Brown failure criterion shows generally better results for a GSI of 80. The quality of results decreases when a lower GSI is used.

The selected methods of design sequence satisfy critical design elements in Post-Pillar but some changes must be carried out so they can be useful.

The final recommendations are related with the estimation of sill pillars when post pillars reach the detachment height and with the analysis of pillar burst. This could be accomplished using post-peak parameters in numerical modeling.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo marca el fin de una importante etapa y muchas fueron las experiencias vividas a lo largo de ella. Vale la pena reflexionar un segundo sobre estas y en especial sobre las personas que las han hecho posibles. Vale la pena pensar un momento también en la gente que me ha acompañado durante este camino y a las que han ayudado no solamente en el desarrollo de este trabajo sino que también en mi desarrollo personal.

Primero que nada, quisiera agradecer al Departamento de Ingeniería Civil de Minas de la Universidad de Chile, a todos los docentes y en especial a todos los funcionarios que forman parte de él ya que sin su colaboración nada funcionarían como debiese ser.

A Ingeroc, en especial a Luis Merino quién me dio la oportunidad de unirme al equipo de trabajo y me planteó el tema para el desarrollo de la memoria. No puedo dejar fuera a Juan Alvarado, Exequiel Toledo y José Miguel Rodríguez, quienes me guiaron inicialmente en FLAC3D y que ante cualquier duda, siempre tuvieron la mejor disposición a ayudarme.

A mis profesores guía y co-guía, Javier Vallejos y Victor Encina, que a pesar de estar ocupados con trabajo la mayor parte del día, me apoyaron constantemente y siempre respondieron cuando tuve alguna duda.

Los meses de trabajo en la memoria estuve bastante ausente de mi casa. Agradezco también a mi familia que tuvo que aguantarme todo ese tiempo y que comprendió que solo iba a ser algo pasajero. Les agradezco su comprensión, dedicación y sobre todo su cariño incondicional en todas las etapas de mi vida.

Sin duda los trabajos y el estudio es la peor parte de la vida universitaria. Agradezco a mis compañeros mineros, en especial Yerko Yávar y Carlos Hunt, por hacer de esa aburrida pero necesaria tarea, algo menos desagradable durante esas largas sesiones nocturnas donde en realidad el estudio no fue lo principal. Agradezco también a mis compañeros de sección de primer año que, si bien casi todos tomaron rumbos diferentes, siempre hubo y habrán momentos para juntarse y recordar momentos de la vida universitaria.

Finalmente quisiera agradecer a Daniela Pardo por estar conmigo durante todo este tiempo alentándome y siendo un apoyo fundamental. Me has enseñado y mostrado muchas cosas nuevas sobre la vida. Contigo he aprendido también que no todo es como uno cree y que después de una caída hay que volver a pararse siempre.

ÍNDICE

RESUMEN	i
ABSTRACT	ii
AGRADECIMIENTOS	iii
ÍNDICE	iv
ÍNDICE DE FIGURAS	vi
ÍNDICE DE TABLAS	xi
1. INTRODUCCIÓN	1
1.1. Motivación del trabajo	1
1.2. Objetivos	2
1.2.1. Objetivo General	2
1.2.2. Objetivos Específicos	2
1.3. Alcances	2
2. ANTECEDENTES	3
2.1. Post-Pillar Cut & Fill	3
2.2. Elementos básicos de diseño en Post-Pillar Cut & Fill	4
2.2.1. Esfuerzo sobre pilares	5
2.2.2. Resistencia de pilares	8
2.2.3. Altura de cortes	17
2.3. Diseños de Post-Pillar Cut & Fill	17
2.3.1. Nivel 27 Mosabani, India	17
2.3.2. Dome, Canadá	19
2.3.3. Strathcona, Canadá	20
2.3.4. Dolphin, Australia	20
2.4. Modelamiento numérico en tres dimensiones	21
2.4.1. Método de diferencias finitas	21
2.4.2. FLAC3D	22
3. METODOLOGÍA	25
4. SECUENCIA DE DISEÑO	27
4.1. Tamaño máximo de calles	28
4.2. Tamaño de paneles de explotación	29
4.2.1. Diagrama de estabilidad de Laubscher	30
4.2.2. Metodología empírica de Mathews	32
4.2.3. Factor de propagación de caving (CPF)	35
4.2.4. Comparación de herramientas para estimación de tamaño de paneles	40
4.3. Altura de cortes	42
4.4. Dimensiones de pilares a ser modelados numéricamente en FLAC3D	42
4.5. Tamaño pilar barrera	43
4.6. Desprendimiento del pilar del techo	45
5. MODELAMIENTO NUMÉRICO EN FLAC3D	47
6. ANÁLISIS DE RESULTADOS	55
6.1. Resistencia de pilares	55
6.1.1. Geometría de pilar a 400 metros de profundidad (caso base)	55
6.1.2. Geometría de pilar a 200 metros de profundidad	63
6.1.3. Geometría de pilar a 600 metros de profundidad	66
6.1.4. Comparación de geometrías a distintas profundidades	69

6.1.5. Variación de relleno.....	77
6.2. Resistencia de porción expuesta de pilar sobre el relleno	80
6.3. Estado tensional de techos de calles de producción.....	88
6.4. Modelamiento a pequeña escala	101
7. CONCLUSIONES.....	107
7.1. Secuencia de diseño	107
7.2. Modelamiento numérico en FLAC3D	108
7.3. Recomendaciones finales de diseño	110
8. REFERENCIAS	111
ANEXO A	113
ANEXO B	120
ANEXO C	122
ANEXO D	124
ANEXO E.....	125

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Esquema explotación mediante Post-Pillar	3
Figura 2. Consideraciones sobre altura de pilar. (a) Pilar expuesto por sobre el relleno (b) Pilar completo	5
Figura 3. Método área tributaria (Vallejos, 2011)	5
Figura 4. Comparación entre método de área tributaria y método de Coates para $k=2$, $h=10$ m, $L=100$ m, $w_0=10$ m, $v_p=v_{rm}=0,25$, $E_p=50$ GPa, $E_{rm}=75$ GPa	7
Figura 5. Criterios de falla empíricos en pilares (Vallejos, 2011).....	8
Figura 6. Gráfico de estabilidad para principales fórmulas empíricas de resistencia de pilares (Maybee, 2000).....	10
Figura 7. Resumen de pilares en falla, estables y transición para figura 6 (Martin, 2000)	10
Figura 8. Gráfico de estabilidad de Lunder y Pakalnis (1997).....	12
Figura 9. Aumento de confinamiento en función de razón k (Martin, 2000).....	13
Figura 10. Gráfico de estabilidad de Lunder y Pakalnis y resultados modelamiento de pilares con parámetros convencionales de Hoek y Brown (curvas GSI 40, 60, 80) (Martin, 2000)	14
Figura 11. Gráfico estabilidad empírico comparado con resistencia de pilar usando criterio de falla Hoek y Brown (Maybee, 2000)	15
Figura 12. Comparación de gráfico de estabilidad con estabilidad usando parámetros frágiles de Hoek y Brown (Martin, 2000)	16
Figura 13. Modelamiento elasto-plástico con parámetros convencionales Hoek y Brown (Maybee, 2000).....	17
Figura 14. Grilla cuadrada uniforme para método diferencias finitas (Jing, 2003).....	21
Figura 15. Primitiva radial en túnel cilíndrico.....	22
Figura 16. Resumen principales primitivas FLAC3D	23
Figura 17. Metodología de trabajo	25
Figura 18. Secuencia de diseño propuesta.....	27
Figura 19. Estimación de luz máxima (Hutchinson y Diederichs, 1996).....	28
Figura 20. Luz máxima en arreglo de pilares. Vista en planta	29
Figura 21. Definición radio hidráulico en Post-Pillar.....	30
Figura 22. Diagrama de estabilidad de Laubscher modificado por Karzulovic (Flores, 2004)	32
Figura 23. Gráfico de cálculo de factor A (Hutchinson y Diederichs, 1996).....	33
Figura 24. Gráfico de cálculo de factor B (Hutchinson y Diederichs, 1996).....	34
Figura 25. Gráfico de cálculo de factor C (Hutchinson y Diederichs, 1996)	34
Figura 26. Gráfico de estabilidad de Mathews modificado por Mawdesley (Mawdesley, 2002) .	35
Figura 27. Dimensiones necesarias para cálculo de CPF (Flores, 2004)	36
Figura 28. Cuadro propagación caving para caso H_T 100 a 500 metros, $m_i = 20$, UCS = 100 MPa, GSI 30 a 50 (Flores, 2004)	36
Figura 29. Cuadro propagación caving para caso H_T 100 a 500 metros, $m_i = 20$, UCS = 100 MPa, GSI 50 a 70 (Flores, 2004)	37
Figura 30. Cuadro propagación caving para caso H_T 100 a 500 metros, $m_i = 20$, UCS = 100 MPa, GSI 70 a 90 (Flores, 2004)	37
Figura 31. Cuadro propagación caving para caso H_T 500 a 900 metros, $m_i = 20$, UCS = 100 MPa, GSI 30 a 50 (Flores, 2004)	38
Figura 32. Cuadro propagación caving para caso H_T 500 a 900 metros, $m_i = 20$, UCS = 100 MPa, GSI 50 a 70 (Flores, 2004)	38

Figura 33. Cuadro propagación caving para caso H_T 500 a 900 metros, $m_i = 20$, UCS = 100 MPa, GSI 70 a 90 (Flores, 2004)	39
Figura 34. Área tributaria en estimación de pilares barrera	44
Figura 35. Sección A-A' de figura 34 señalando equilibrio de fuerzas	44
Figura 36. Fuerzas involucradas en desprendimiento del pilar con respecto al techo	45
Figura 37. Utilización de simetría en pilares	48
Figura 38. Generación de cortes en pilar sin relleno de 15 metros de altura.....	49
Figura 39. Generación de cortes en pilar con relleno de 15 metros de altura	49
Figura 40. Sección transversal de pilar sin relleno de 15 metros de altura en falla	50
Figura 41. Sección transversal de pilar con relleno de 15 metros de altura en falla	50
Figura 42. Zona de medición de esfuerzos en sección transversal de pilar sin relleno	51
Figura 43. Zona de medición de esfuerzos en sección transversal de pilar con relleno	51
Figura 44. Arreglo de pilares, vista en planta.....	52
Figura 45. Arreglo de pilares, sección central A-A'	52
Figura 46. Modelo fino y grueso, vista en planta	53
Figura 47. Modelo fino y grueso, sección central A-A'	54
Figura 48. Resistencia pilar GSI=80, 400 metros profundidad, $k=1,5$	56
Figura 49. Resistencia pilar GSI=70, 400 metros profundidad, $k=1,5$	56
Figura 50. Resistencia pilar GSI=60, 400 metros profundidad, $k=1,5$	57
Figura 51. Resistencia pilar GSI=50, 400 metros profundidad, $k=1,5$	57
Figura 52. Resistencia pilar GSI=60, 400 metros profundidad, $k=1$	58
Figura 53. Resistencia pilar GSI=60, 400 metros profundidad, $k=2$	59
Figura 54. Resistencia pilar GSI=60, geometría de 400 metros profundidad a 600 metros, $k=1,5$	59
Figura 55. Resistencia pilar GSI=60, 400 metros de profundidad, $k=1,5$, variación de ancho de pilar.....	60
Figura 56. Comparación de resistencias para distintos anchos de pilar GSI=60, 400 metros de profundidad, $k=1,5$	61
Figura 57. Resistencia pilar GSI=60, 400 metros de profundidad, $k=1,5$, variación de razón de extracción.....	62
Figura 58. Resistencia pilar GSI=50, 400 metros de profundidad, $k=1,5$, variación de razón de extracción.....	62
Figura 59. Resistencia pilar GSI=80, 200 metros profundidad, $k=1,5$	64
Figura 60. Resistencia pilar GSI=70, 200 metros profundidad, $k=1,5$	64
Figura 61. Resistencia pilar GSI=60, 200 metros profundidad, $k=1,5$	64
Figura 62. Resistencia pilar GSI=50, 200 metros profundidad, $k=1,5$	65
Figura 63. Resistencia pilar GSI=80, 600 metros profundidad, $k=1,5$	67
Figura 64. Resistencia pilar GSI=70, 600 metros profundidad, $k=1,5$	67
Figura 65. Resistencia pilar GSI=60, 600 metros profundidad, $k=1,5$	67
Figura 66. Resistencia pilar GSI=50, 600 metros profundidad, $k=1,5$	68
Figura 67. Resistencia pilares sin y con relleno GSI=80 a distintas profundidades.....	69
Figura 68. Resistencia pilares sin y con relleno GSI=70 a distintas profundidades.....	69
Figura 69. Resistencia pilares sin y con relleno GSI=60 a distintas profundidades.....	70
Figura 70. Resistencia pilares sin y con relleno GSI=50 a distintas profundidades.....	70
Figura 71. Confinamiento pilares sin y con relleno GSI=80 a distintas profundidades.....	71
Figura 72. Confinamiento pilares sin y con relleno GSI=70 a distintas profundidades.....	71
Figura 73. Confinamiento pilares sin y con relleno GSI=60 a distintas profundidades.....	72
Figura 74. Confinamiento pilares sin y con relleno GSI=50 a distintas profundidades.....	72

Figura 75. Comparación fórmulas de Laubscher y resistencias con relleno GSI=80	73
Figura 76. Comparación fórmulas de Laubscher y resistencias con relleno GSI=70	74
Figura 77. Comparación fórmulas de Laubscher y resistencias con relleno GSI=60	74
Figura 78. Comparación fórmulas de Laubscher y resistencias con relleno GSI=50	75
Figura 79. Resistencia pilar GSI=50, 200 metros de profundidad, k=1,5, variación de relleno ...	78
Figura 80. Resistencia pilar GSI=50, 400 metros de profundidad, k=1,5, variación de relleno ...	78
Figura 81. Resistencia pilar GSI=50, 600 metros de profundidad, k=1,5, variación de relleno ...	79
Figura 82. Curva esfuerzo-deformación para dos materiales de distintas rigideces	79
Figura 83. Resistencia pilar total y porción expuesta GSI=80, 200 metros de profundidad, k=1,5	81
Figura 84. Resistencia pilar total y porción expuesta GSI=70, 200 metros de profundidad, k=1,5	81
Figura 85. Resistencia pilar total y porción expuesta GSI=60, 200 metros de profundidad, k=1,5	81
Figura 86. Resistencia pilar total y porción expuesta GSI=50, 200 metros de profundidad, k=1,5	82
Figura 87. Resistencia pilar total y porción expuesta GSI=80, 400 metros de profundidad, k=1,5	83
Figura 88. Resistencia pilar total y porción expuesta GSI=70, 400 metros de profundidad, k=1,5	84
Figura 89. Resistencia pilar total y porción expuesta GSI=60, 400 metros de profundidad, k=1,5	84
Figura 90. Resistencia pilar total y porción expuesta GSI=50, 400 metros de profundidad, k=1,5	84
Figura 91. Resistencia pilar total y porción expuesta GSI=80, 600 metros de profundidad, k=1,5	86
Figura 92. Resistencia pilar total y porción expuesta GSI=70, 600 metros de profundidad, k=1,5	86
Figura 93. Resistencia pilar total y porción expuesta GSI=60, 600 metros de profundidad, k=1,5	86
Figura 94. Resistencia pilar total y porción expuesta GSI=50, 600 metros de profundidad, k=1,5	87
Figura 95. Esfuerzo principal menor, geometría de pilar a 200 metros de profundidad, GSI=80, k=1,5.....	88
Figura 96. Esfuerzo principal menor, geometría de pilar a 200 metros de profundidad, GSI=70, k=1,5.....	89
Figura 97. Esfuerzo principal menor, geometría de pilar a 400 metros de profundidad, GSI=80, k=1,5.....	89
Figura 98. Esfuerzo principal menor, geometría de pilar a 400 metros de profundidad, GSI=70, k=1,5.....	90
Figura 99. Esfuerzo principal menor, geometría de pilar a 600 metros de profundidad, GSI=80, k=1,5.....	90
Figura 100. Esfuerzo principal menor, geometría de pilar a 600 metros de profundidad, GSI=70, k=1,5.....	91
Figura 101. Esfuerzo principal menor, wp=13 metros, wo=16 metros, 400 metros de profundidad, GSI=70, k=1,5	92
Figura 102. Esfuerzo principal menor, wp=13 metros, wo=16 metros, 400 metros de profundidad, GSI=60, k=1,5	92

Figura 103. Esfuerzo principal menor, $w_p=13$ metros, $w_o=16$ metros, 400 metros de profundidad, GSI=50, $k=1,5$	93
Figura 104. Estado de falla en techo de calle de producción, $w_p=13$ metros, $w_o=16$ metros, 400 metros de profundidad, GSI=70, $k=1,5$	94
Figura 105. Estado de falla en techo de calle de producción, $w_p=13$ metros, $w_o=16$ metros, 400 metros de profundidad, GSI=60, $k=1,5$	95
Figura 106. Estado de falla en techo de calle de producción, $w_p=13$ metros, $w_o=16$ metros, 400 metros de profundidad, GSI=50, $k=1,5$	96
Figura 107. Estado de falla en techo de calle de producción, geometría de pilar a 400 metros de profundidad, GSI=80, $k=1,5$	97
Figura 108. Estado de falla en techo de calle de producción, geometría de pilar a 400 metros de profundidad, GSI=70, $k=1,5$	98
Figura 109. Estado de falla en techo de calle de producción, geometría de pilar a 400 metros de profundidad, GSI=60, $k=1,5$	99
Figura 110. Estado de falla en techo de calle de producción, geometría de pilar a 400 metros de profundidad, GSI=50, $k=1,5$	100
Figura 111. Estado de falla en pilares y techo, sección central, corte 2, UCS=100 MPa	101
Figura 112. Estado de falla en pilares y techo, sección central, corte 4, UCS=100 MPa	102
Figura 113. Estado de falla en pilares y techo, sección central, corte 5, UCS=100 MPa	102
Figura 114. Estado de falla en pilares y techo, sección central, corte 5, UCS=90 MPa	103
Figura 115. Estado de falla en pilares y techo, sección central, corte 5, UCS=80 MPa	103
Figura 116. Estado de falla en techo, vista en planta, corte 2, UCS=100 MPa.....	104
Figura 117. Estado de falla en techo, vista en planta, corte 4, UCS=100 MPa.....	105
Figura 118. Estado de falla en techo, vista en planta, corte 5, UCS=100 MPa.....	105
Figura 119. Estado de falla en techo, vista en planta, corte 5, UCS=90 MPa.....	106
Figura 120. Resistencia pilar GSI=80, 400 metros profundidad, $k=1$	113
Figura 121. Resistencia pilar GSI=70, 400 metros profundidad, $k=1$	113
Figura 122. Resistencia pilar GSI=50, 400 metros profundidad, $k=1$	114
Figura 123. Resistencia pilar GSI=80, 400 metros profundidad, $k=2$	114
Figura 124. Resistencia pilar GSI=70, 400 metros profundidad, $k=2$	114
Figura 125. Resistencia pilar GSI=50, 400 metros profundidad, $k=2$	115
Figura 126. Resistencia pilar GSI=80, 400 metros profundidad, $k(E-W)=1,5$, $k(N-S)=1$	115
Figura 127. Resistencia pilar GSI=70, 400 metros profundidad, $k(E-W)=1,5$, $k(N-S)=1$	115
Figura 128. Resistencia pilar GSI=60, 400 metros profundidad, $k(E-W)=1,5$, $k(N-S)=1$	116
Figura 129. Resistencia pilar GSI=50, 400 metros profundidad, $k(E-W)=1,5$, $k(N-S)=1$	116
Figura 130. Resistencia pilar GSI=80, 400 metros profundidad, $k(E-W)=1$, $k(N-S)=0,66$	117
Figura 131. Resistencia pilar GSI=70, 400 metros profundidad, $k(E-W)=1$, $k(N-S)=0,66$	117
Figura 132. Resistencia pilar GSI=60, 400 metros profundidad, $k(E-W)=1$, $k(N-S)=0,66$	117
Figura 133. Resistencia pilar GSI=50, 400 metros profundidad, $k(E-W)=1$, $k(N-S)=0,66$	118
Figura 134. Resistencia pilar GSI=80, 400 metros profundidad, $k(E-W)=2$, $k(N-S)=1,33$	118
Figura 135. Resistencia pilar GSI=70, 400 metros profundidad, $k(E-W)=2$, $k(N-S)=1,33$	119
Figura 136. Resistencia pilar GSI=60, 400 metros profundidad, $k(E-W)=2$, $k(N-S)=1,33$	119
Figura 137. Resistencia pilar GSI=50, 400 metros profundidad, $k(E-W)=2$, $k(N-S)=1,33$	119
Figura 138. Resistencia pilar GSI=80, geometría de 400 metros profundidad a 600 metros, $k=1,5$	120
Figura 139. Resistencia pilar GSI=70, geometría de 400 metros profundidad a 600 metros, $k=1,5$	120

Figura 140. Resistencia pilar GSI=50, geometría de 400 metros profundidad a 600 metros, $k=1,5$	121
Figura 141. Resistencia pilar GSI=80, 400 metros de profundidad, $k=1,5$, variación de ancho de pilar.....	122
Figura 142. Resistencia pilar GSI=70, 400 metros de profundidad, $k=1,5$, variación de ancho de pilar.....	122
Figura 143. Resistencia pilar GSI=50, 400 metros de profundidad, $k=1,5$, variación de ancho de pilar.....	123
Figura 144. Resistencia pilar GSI=80, 400 metros de profundidad, $k=1,5$, variación de razón de extracción.....	124
Figura 145. Resistencia pilar GSI=70, 400 metros de profundidad, $k=1,5$, variación de razón de extracción.....	124
Figura 146. Diagrama de flujo metodología de diseño para Post-Pillar.....	125

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Principales fórmulas de estimación de resistencia de pilares en roca competente (Maybee, 2000).....	9
Tabla 2. Puntaje asignado a la resistencia a la compresión simple de la roca intacta dentro del método de clasificación de Laubscher.....	11
Tabla 3. Geometría cuerpo mina Mosabani.....	18
Tabla 4. Características de macizo rocoso mina Mosabani.....	18
Tabla 5. Condición de esfuerzos in situ mina Mosabani.....	18
Tabla 6. Diseño Post-Pillar mina Mosabani.....	18
Tabla 7. Propiedades relleno mina Mosabani.....	18
Tabla 8. Geometría cuerpo mina Dome.....	19
Tabla 9. Características de roca intacta mina Dome.....	19
Tabla 10. Condición de esfuerzos in situ mina Dome.....	19
Tabla 11. Diseño Post-Pillar mina Dome.....	19
Tabla 12. Propiedades de relleno mina Dome.....	19
Tabla 13. Características cuerpo mineralizado mina Strathcona.....	20
Tabla 14. Diseño Post-Pillar mina Strathcona.....	20
Tabla 15. Características cuerpo mineralizado mina Dolphin.....	20
Tabla 16. Diseño Post-Pillar mina Dolphin.....	20
Tabla 17. Principales modelos constitutivos FLAC3D.....	24
Tabla 18. Propiedades geomecánicas de roca intacta/macizo rocoso a estudiar.....	26
Tabla 19. Tamaño máximo de calles GSI 50, 60, 70, 80 considerando ESR=2.....	29
Tabla 20. Ajuste por meteorización MRMR, Am (Laubscher, 1990).....	30
Tabla 21. Ajuste por orientación de estructuras MRMR, Ao (Laubscher, 1990).....	31
Tabla 22. Ajuste por esfuerzos inducidos MRMR, As (Laubscher, 1990).....	31
Tabla 23. Ajuste por tipo de tronadura MRMR, At (Laubscher, 1990).....	31
Tabla 24. Índices geotécnicos para determinación de tamaño de panel 1.....	40
Tabla 25. Factores de Mathews en estimación de panel 1.....	40
Tabla 26. Índices geotécnicos para determinación de tamaño de panel 2.....	41
Tabla 27. Factores de Mathews en estimación de panel 2.....	41
Tabla 28. Índices geotécnicos para determinación de tamaño de panel 3.....	41
Tabla 29. Factores de Mathews en estimación de panel 3.....	42
Tabla 30. Resumen resultados comparación metodologías para estimación de tamaño de panel.....	42
Tabla 31. Estimación de dimensiones de pilar caso profundidad 200 metros y altura de pilar 5 metros.....	43
Tabla 32. Estimación de dimensiones de pilar caso profundidad 400 metros y altura de pilar 5 metros.....	43
Tabla 33. Estimación de dimensiones de pilar caso profundidad 600 metros y altura de pilar 5 metros.....	43
Tabla 34. Resistencia a la tracción del macizo rocoso.....	46
Tabla 35. Alturas críticas de pilares para que se desprendan del techo.....	46
Tabla 36. Parámetros asociados a criterio de falla de Hoek y Brown.....	47
Tabla 37. Propiedades de relleno.....	47
Tabla 38. Valores ajustados parámetro mb en función del GSI.....	55
Tabla 39. Resultados resistencia pilar GSI=80, 400 metros profundidad, k=1,5.....	55
Tabla 40. Resultados resistencia pilar GSI=70, 400 metros profundidad, k=1,5.....	55

Tabla 41. Resultados resistencia pilar GSI=60, 400 metros profundidad, k=1,5	55
Tabla 42. Resultados resistencia pilar GSI=50, 400 metros profundidad, k=1,5	56
Tabla 43. Resultados resistencia pilar GSI=60, 400 metros profundidad, k=1	58
Tabla 44. Resultados resistencia pilar GSI=60, 400 metros profundidad, k=2	58
Tabla 45. Resultados resistencia pilar GSI=60, geometría de 400 metros profundidad a 600 metros, k=1,5	59
Tabla 46. Resultados resistencia pilar GSI=60, 400 metros de profundidad, k=1,5, variación de ancho de pilar.....	60
Tabla 47. Resultados resistencia pilar GSI=60, 400 metros de profundidad, k=1,5, variación de razón de extracción.....	61
Tabla 48. Resultados resistencia pilar GSI=50, 400 metros de profundidad, k=1,5, variación de razón de extracción.....	61
Tabla 49. Resultados resistencia pilar GSI=80, 200 metros profundidad, k=1,5	63
Tabla 50. Resultados resistencia pilar GSI=70, 200 metros profundidad, k=1,5	63
Tabla 51. Resultados resistencia pilar GSI=60, 200 metros profundidad, k=1,5	63
Tabla 52. Resultados resistencia pilar GSI=50, 200 metros profundidad, k=1,5	63
Tabla 53. Resultados resistencia pilar GSI=80, 600 metros profundidad, k=1,5.....	66
Tabla 54. Resultados resistencia pilar GSI=70, 600 metros profundidad, k=1,5.....	66
Tabla 55. Resultados resistencia pilar GSI=60, 600 metros profundidad, k=1,5.....	66
Tabla 56. Resultados resistencia pilar GSI=50, 600 metros profundidad, k=1,5.....	66
Tabla 57. Parámetros de ajuste por efectos de relleno para distintos GSI.....	73
Tabla 58. Resultados resistencia pilar GSI=50, 200 metros de profundidad, k=1,5, variación de relleno.....	77
Tabla 59. Resultados resistencia pilar GSI=50, 400 metros de profundidad, k=1,5, variación de relleno.....	77
Tabla 60. Resultados resistencia pilar GSI=50, 600 metros de profundidad, k=1,5, variación de relleno.....	77
Tabla 61. Resultados resistencia porción expuesta pilar GSI=80, 200 metros de profundidad, k=1,5.....	80
Tabla 62. Resultados resistencia porción expuesta pilar GSI=70, 200 metros de profundidad, k=1,5.....	80
Tabla 63. Resultados resistencia porción expuesta pilar GSI=60, 200 metros de profundidad, k=1,5.....	80
Tabla 64. Resultados resistencia porción expuesta pilar GSI=50, 200 metros de profundidad, k=1,5.....	80
Tabla 65. Resultados resistencia porción expuesta pilar GSI=80, 400 metros de profundidad, k=1,5.....	82
Tabla 66. Resultados resistencia porción expuesta pilar GSI=70, 400 metros de profundidad, k=1,5.....	82
Tabla 67. Resultados resistencia porción expuesta pilar GSI=60, 400 metros de profundidad, k=1,5.....	83
Tabla 68. Resultados resistencia porción expuesta pilar GSI=50, 400 metros de profundidad, k=1,5.....	83
Tabla 69. Resultados resistencia porción expuesta pilar GSI=80, 600 metros de profundidad, k=1,5.....	85
Tabla 70. Resultados resistencia porción expuesta pilar GSI=70, 600 metros de profundidad, k=1,5.....	85

Tabla 71. Resultados resistencia porción expuesta pilar GSI=60, 600 metros de profundidad, k=1,5	85
Tabla 72. Resultados resistencia porción expuesta pilar GSI=50, 600 metros de profundidad, k=1,5	85
Tabla 73. Profundidad media de relajación para distintos GSI	91
Tabla 74. Parámetros modelo a pequeña escala	101

1. INTRODUCCIÓN

1.1. Motivación del trabajo

El método de explotación Post-Pillar Cut & Fill fue desarrollado en la mina candiense Strathcona, perteneciente a Falconbridge Nickel Mines Limited, a comienzos de la década de los setenta. La producción de esta mina comenzó en 1968 y ya en 1970 alcanzó un movimiento de 2,2 millones de toneladas de mineral sulfurado al año. El método original empleado fue Cut & Fill con cámaras de 13 metros de ancho, separadas por pilares barrera de 5 metros de espesor. Luego se comenzó a emplear relleno con la finalidad de controlar y minimizar estallidos de roca.

Con la aparición de los equipos LHD se da una evolución al enfoque del problema de soporte de rocas en aplicaciones del método Cut & Fill definiéndose lo que sería el Post-Pillar. El desarrollo de este método es uno de los pocos ejemplos en que una nueva idea es sujeta a rigurosos análisis de la geomecánica durante la etapa de planificación y luego llevada a la práctica exitosamente.

La primera explotación mediante Post-Pillar en Chile se desarrolló en la mina Mantos Blancos donde, debido a la falta de experiencia en la aplicación del método, se presentaron diversos problemas de estabilidad en las cámaras de explotación. De ahí en adelante se ha utilizado en faenas como Candelaria Norte y Michilla. En la actualidad los siguientes proyectos contemplan como un método factible de explotación el método de Post Pillar: proyecto minero Tres Valles, Mantos de la Luna. Sin embargo su utilización se limita a la mediana minería, escala en la cual conceptos como recuperación, selectividad y seguridad, cobran gran importancia.

Una de las principales motivaciones de este trabajo corresponde al bajo nivel de investigación y desarrollo ligado al Post-Pillar. Existe una carencia de herramientas específicas que respalden el diseño e integren los conceptos nombrados anteriormente. La información que se maneja hoy en día se ha obtenido mayoritariamente de la experiencia en minas, pero no se han desarrollado modelos ni guías que permitan estimar el comportamiento de elementos tan básicos del método como los pilares con relleno, los que corresponden al soporte principal de este tipo de explotación subterránea. Por otra parte, la información existente ligada al Post-Pillar es escasa debido a que presenta menor aplicación que otros métodos de explotación.

Otro aspecto importante corresponde al gran desarrollo que han tenido en los últimos años las herramientas de modelamiento numérico, específicamente las relacionadas al método de diferencias finitas, las que brindan un importante apoyo y validación a los estudios geomecánicos. Es por esto que se pretende desarrollar una metodología que sustente el cálculo de los elementos críticos de diseño del Post-Pillar, planteando además, recomendaciones de mejora a futuro.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo General

El objetivo general del trabajo corresponde a la elaboración de una metodología de diseño para el método de minería subterránea Post-Pillar Cut & Fill, utilizando herramientas empíricas, analíticas y modelamiento numérico.

1.2.2. Objetivos Específicos

- Revisión bibliográfica del estado del arte del Post-Pillar con el fin de establecer de qué manera se diseñan las minas que utilizan este método de explotación.
- Establecer la secuencia lógica de diseño para la aplicación del método, de modo de obtener un diseño óptimo desde un punto de vista de seguridad y de recuperación de las reservas.
- Desarrollo de metodología de cálculo para el diseño de paneles, cámaras, pilares, pilares barrera y otros en el caso que se requiera.
- Construcción, resolución e interpretación de modelos numéricos en FLAC3D que permitan estudiar los efectos del relleno y diversos aspectos relacionados al comportamiento del sistema mientras evoluciona la explotación.

1.3. Alcances

La generación de la metodología de diseño consiste en determinar una secuencia de pasos que permitan entregar un diseño confiable de Post-Pillar para la explotación de un yacimiento. Los criterios a utilizar corresponden a criterios geotécnicos, geomecánicos y mineros. Dentro del estudio no se incluyen consideraciones del tipo económicas. Para la generación de la metodología, se utilizan antecedentes geotécnicos, mineros y el software de modelamiento numérico FLAC3D proporcionado por la empresa Ingeniería de Rocas LTDA. Dentro del estudio no se considera el pandeo del pilar ni se incorporan estructuras geológicas aunque se reconoce su importancia para la estabilidad de cualquier excavación subterránea.

2. ANTECEDENTES

2.1. Post-Pillar Cut & Fill

El Post-Pillar corresponde a una variante entre los métodos Room & Pillar y Cut & Fill. Es un método selectivo, de productividad media en comparación con un método masivo de minería subterránea y por lo general es aplicado a cuerpos con potencias mayores a 30 metros e inclinación menor a 20 grados. La extracción comienza en la parte inferior del cuerpo mineralizado y se extiende en la vertical por cortes como se muestra en la figura 1. Una vez realizada la perforación, tronadura, carguío y transporte del mineral, se procede a rellenar el caserón. El relleno aumenta el confinamiento de los pilares permitiendo el diseño de estos con un factor de seguridad menor, aumentando la recuperación (Vallejos, 2011).

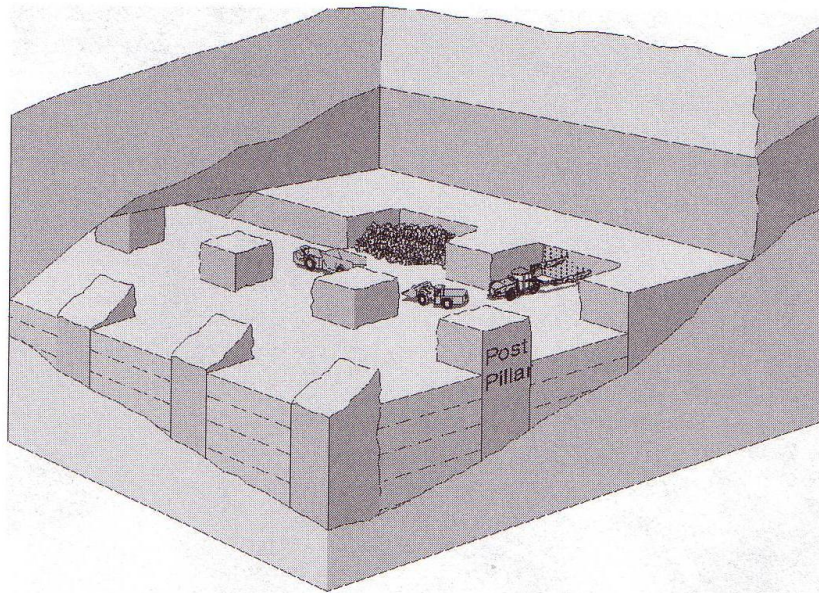


Figura 1. Esquema explotación mediante Post-Pillar

Al ser diseñados con un menor factor de seguridad, los pilares del método Post-Pillar podrían eventualmente llegar a fallar sin generar grandes problemas en la operación al estar confinados por el relleno, soportando solamente el techo inmediato a ellos. De esta forma el esfuerzo extra es transferido a los otros pilares y a los contornos de la excavación. Las probables etapas de carga de un pilar son las siguientes (Hernández, 1987):

- Durante la explotación del primer corte, el ancho del pilar es mayor que su altura y este es bastante competente.
- A medida que la explotación asciende, la altura del pilar llega a ser mayor que el ancho. El esfuerzo sobre el pilar aumenta acercándose a su resistencia peak o crítica.

- Con el avance aún mayor de la explotación, el pilar se fractura y su resistencia disminuye a niveles inferiores al esfuerzo de sobrecarga al cual se encuentra sometido. El exceso de esfuerzo es transferido a los demás pilares y a los contornos de la excavación para mantener el equilibrio entre resistencia y esfuerzos solicitantes.
- Después de varios cortes adicionales, la resistencia del pilar alcanza su valor residual, el cual probablemente no se alterará cuando la explotación continúe. Una proporción significativa del esfuerzo originalmente en el pilar ha sido transferido a la roca sólida en los contornos.

Esta secuencia de eventos depende de la profundidad. En una condición más superficial con un ancho de pilar dado, se necesita una mayor altura de pilar para que su resistencia se iguale al esfuerzo aplicado sobre este provocando así su falla. A mayor profundidad, la altura requerida para que esto ocurra es menor.

El relleno es importante en la estabilidad del pilar previniendo el lajamiento de los bordes. Además, el confinamiento ejercido ayuda a evitar el pandeo de los pilares delgados y el campo triaxial generado por este aumenta la resistencia del pilar. Por otra parte Barrett (1981) plantea que, debido a la altura que alcanzan los pilares y el relleno, el esfuerzo generado por el peso del pilar y el esfuerzo transferido a este producto del relleno deben ser considerados dentro del análisis.

2.2. Elementos básicos de diseño en Post-Pillar Cut & Fill

La metodología tradicional de diseño contempla el cálculo de las dimensiones del pilar para un factor de seguridad que varía dependiendo de qué se considere como pilar. Si el pilar corresponde a la parte expuesta de este por sobre el relleno se diseña para un factor de seguridad de 1,3 (figura 2a) Este valor tiene sus bases en la minería de Room & Pillar donde, estadísticamente, se observa que la mayoría de los pilares que se consideran estables son diseñados para un factor de seguridad entre 1,3 y 1,9 por lo que un valor razonable para el diseño es 1,6 (Brady, 2006). Este factor asegura que los caserones serán estables en el corto y largo plazo, lo que es necesario en este método de explotación. Como en Post-Pillar los pilares son confinados rápidamente, la parte expuesta, considerada pilar en este caso, posee una vida útil corta y en consecuencia el factor de seguridad puede reducirse. Cuando se considera el pilar completo se diseña para un factor de seguridad de 1 (figura 2b). Esta idea se sustenta en que, idealmente, el diseño de un pilar es tal que, de producirse una falla en este, esta se generará bajo la línea del relleno manteniendo la columna de roca fallada confinada (Hernández, 1987).

Los elementos básicos a estimar para un diseño de Post-Pillar según la metodología tradicional contemplan lo siguiente:

- Esfuerzo sobre pilares
- Resistencia de pilares
- Altura de cortes de producción

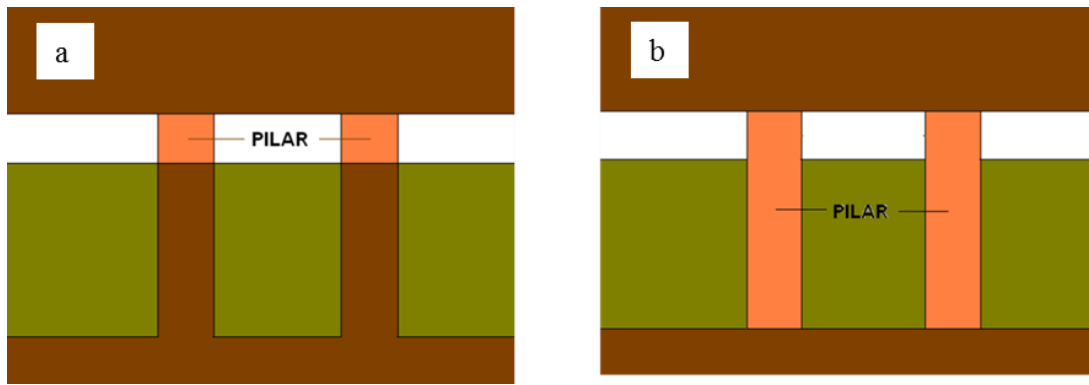


Figura 2. Consideraciones sobre altura de pilar. (a) Pilar expuesto por sobre el relleno (b) Pilar completo

2.2.1. Esfuerzo sobre pilares

El método del área tributaria se basa en la hipótesis de que el esfuerzo sobre cada pilar es función de la columna vertical de roca inmediatamente sobre el pilar, el área de este y el área que teóricamente este debe soportar.

El procedimiento de cálculo se muestra en la figura 3 (Vallejos, 2011).

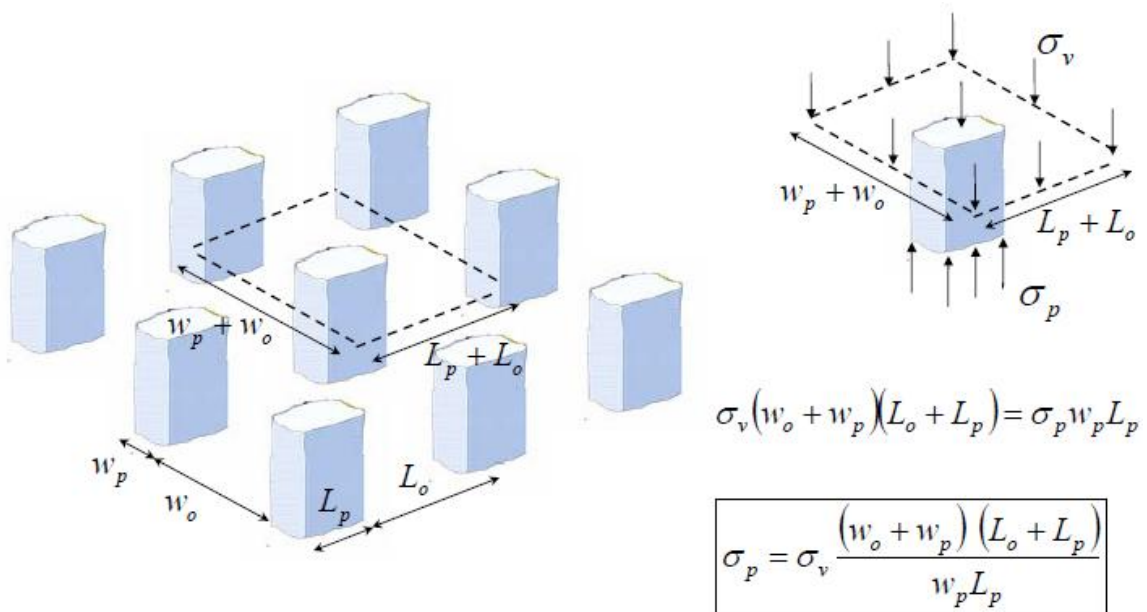


Figura 3. Método área tributaria (Vallejos, 2011)

Donde:

- σ_p = Esfuerzo sobre el pilar [MPa]
- σ_v = Esfuerzo vertical = γ x profundidad [MPa]
- w_o = Ancho de la calle [m]
- w_p = Ancho del pilar [m]
- L_o = Largo de la calle [m]
- L_p = Largo del pilar [m]
- γ = Peso específico de la roca [MPa/m]

El enfoque de área tributaria asume que el área a explotar es extensa y que todos los pilares tienen la misma dimensión. Ignora las propiedades de deformación del macizo rocoso circundante al pilar de roca. En general, los pilares al centro del panel están sometidos a un mayor esfuerzo que los pilares en el borde (Hustrulid, 2001). Todo esto trae como consecuencia una sobre estimación del esfuerzo sobre el pilar (Barclay, 1988). Coates (1981) resolvió parte de este problema desarrollando la siguiente expresión que toma en cuenta el ancho del panel, las propiedades mecánicas del pilar y del macizo rocoso. Su utilización apunta por ejemplo, a yacimientos donde la profundidad de este es mucho mayor que su ancho.

$$\frac{\sigma_p}{\sigma_v} = \frac{2r \left(1 + \frac{h}{L}\right) - k \frac{h}{L} \left(1 - \bar{\nu}_r + \bar{\nu}_p \frac{1 - \nu_p^2}{1 - \nu_{rm}^2} \frac{E_{rm}}{E_p}\right)}{\frac{h}{L} \frac{1 - \nu_p^2}{1 - \nu_{rm}^2} \frac{E_{rm}}{E_p} + 2(1 - r) \left(1 + \frac{h}{L}\right) + 2r \frac{w_o}{L} \frac{1 - \bar{\nu}_r}{\pi}} + 1$$

$$\bar{\nu} = \frac{\nu}{1 - \nu}$$

Donde:

- σ_p = Esfuerzo sobre el pilar [MPa]
- σ_v = Esfuerzo vertical [MPa]
- h = Altura pilares [m]
- L = Ancho del área explotada [m]
- k = Razón entre esfuerzos horizontales y verticales
- E = Módulo de Young (rm = macizo rocoso; p = pilar) [MPa]
- ν = Módulo de Poisson (rm = macizo rocoso; p = pilar)
- r = Razón de extracción = $w_o / (w_o + w_p)$ [%]
- w_o = Ancho de excavación [m]
- w_p = Ancho del pilar [m]

Si bien esta ecuación se basa en teoría elástica en dos dimensiones y por lo tanto aplica a pilares largos y angostos como los pilares barrera, sirve como aproximación para el esfuerzo promedio sobre el pilar. A medida que la razón E_{rm}/E_p aumenta, el esfuerzo promedio sobre el pilar decrece. De la misma manera, a medida que el ancho del panel L disminuye, y la razón h/L aumenta, el esfuerzo medio sobre el pilar decae (Hustrulid, 2001).

Al igual que el método de área tributaria, la solución de Coates (1981) asigna un esfuerzo promedio a todos los pilares del panel y no realiza una estimación particular de este valor para cada uno de los pilares a través del panel (Hustrulid, 2001).

La figura 4 muestra una comparación donde es posible observar que la diferencia entre ambas estimaciones aumenta con la razón de extracción respectiva en cada caso.

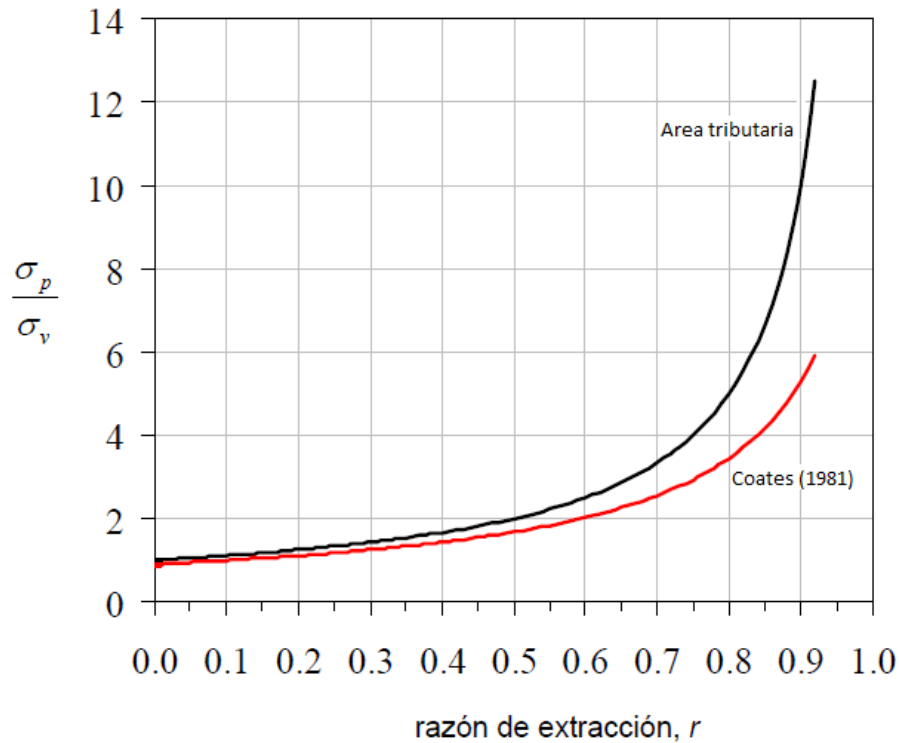


Figura 4. Comparación entre método de área tributaria y método de Coates para $k=2$, $h=10$ m, $L=100$ m, $w_0=10$ m, $\nu_p = \nu_{rm}=0,25$, $E_p=50$ GPa, $E_{rm}=75$ GPa

La recuperación mediante el método de área tributaria se puede escribir en función del ancho y largo, de pilares y calles, de la siguiente forma:

$$R = \frac{(w_0 + w_p)(L_o + L_p) - w_p L_p}{(w_0 + w_p)(L_o + L_p)}$$

Luego, el esfuerzo sobre el pilar σ_p , se puede re escribir de la siguiente forma:

$$\sigma_p = \sigma_v \left(\frac{1}{1 - R} \right)$$

Finalmente es posible observar que la fórmula de Coates tiende a esta misma expresión cuando el ancho del área a explotar L tiende a infinito.

2.2.2. Resistencia de pilares

Uno de los principales métodos utilizados para estimar la resistencia de pilares corresponde al *back analysis* (Vallejos, 2011). Este método requiere datos de terreno donde se han observado fallas en pilares. Posteriormente se ajusta un criterio de falla a estos datos. La mayoría de los casos han sido recolectados en minas de carbón, sin embargo, pocos estudios se han realizado en pilares de roca competente (Maybee, 2000).

Los criterios de falla empíricos poseen la siguiente forma general (Vallejos, 2011):

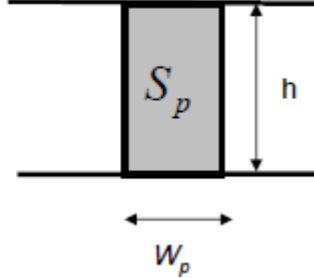
$$S_p = S_o \left[A + B \left(\frac{w_p^\alpha}{h^\beta} \right) \right]$$


Figura 5. Criterios de falla empíricos en pilares (Vallejos, 2011)

Donde:

S_p = Resistencia del pilar

S_o = Constante relacionada con la resistencia del material

w_p = Ancho del pilar

h = Altura del pilar

A, B, α, β = Constantes derivadas del ajuste

A su vez existen las fórmulas de efecto forma y fórmulas de efecto tamaño. En las primeras α es igual a β por lo que la resistencia del pilar, S_p , depende solo de w_p/h , es decir, es independiente del tamaño de este. En el segundo caso α es distinto de β , con lo que el valor de S_p depende del tamaño del pilar.

Las constantes en las ecuaciones empíricas se calibran basándose en observaciones de pilares estables y colapsados. Maybee (2000) resume las principales fórmulas de estimación para la resistencia de pilares en roca competente y concluye que las curvas empíricas dan resultados consistentes, sin embargo se sustentan en la falla del pilar. Idealmente, a lo que se debe aspirar es a la predicción del desempeño del pilar en las etapas previas a la falla.

Tabla 1. Principales fórmulas de estimación de resistencia de pilares en roca competente (Maybee, 2000)

Autor(es)	Ecuación	UCS [MPa]	Pilares en la base de datos
Hedley y Grant, 1972 Pritchard y Hedley, 1993	$Sp = 133 \frac{W_p^{0.5}}{h^{0.75}}$	230	28
Potvin et al., 1989	$\frac{Sp}{UCS} = 0.4162 \frac{W_p}{h}$	-	47
Von Kimmelman et al., 1984	$Sp = 65 \frac{W_p^{0.46}}{h^{0.66}}$	94,1	57
Krauland y Soder, 1987	$Sp = 35.4(0.778 + 0.222 \frac{W_p}{h})$	100	287
Sjoberg, 1992	$Sp = 74(0.778 + 0.222 \frac{W_p}{h})$	240	9
Lunder y Pakalnis, 1997	$Sp = (0.44 \cdot UCS) \cdot (0.68 + 0.52 \cdot \kappa)$	-	178

Donde:

UCS = Resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta [MPa]

$\kappa = \tan(\arccos((1 - C_{pav}) / (1 + C_{pav})))$

$C_{pav} = \text{Confinamiento medio del pilar} = 0,46[\log(w/h + 0,75)]^{1,4/(w/h)}$ [MPa]

La siguiente figura muestra la resistencia estimada por las fórmulas anteriores para un ancho de pilar de 5 metros.

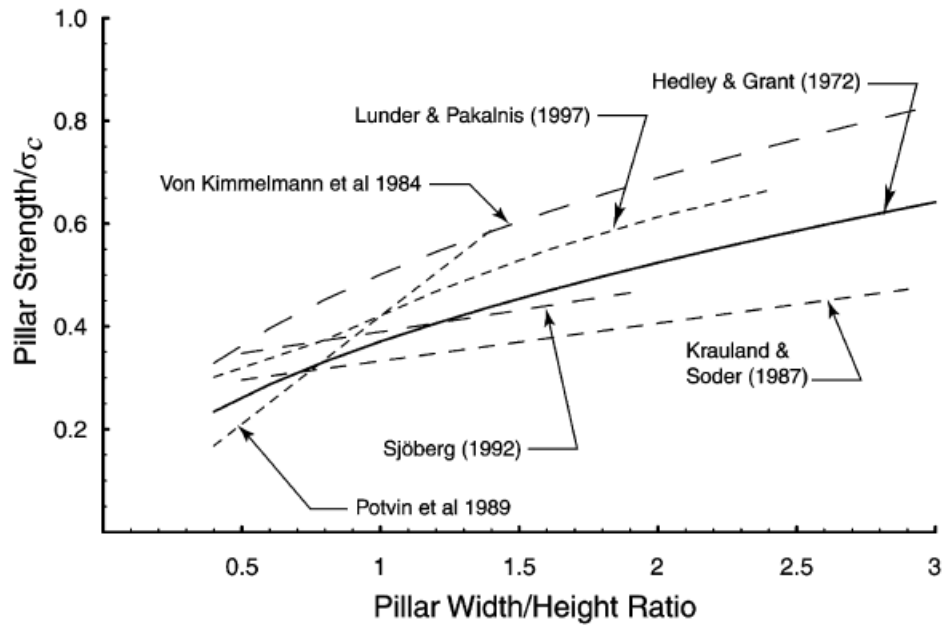


Figura 6. Gráfico de estabilidad para principales fórmulas empíricas de resistencia de pilares (Maybee, 2000)

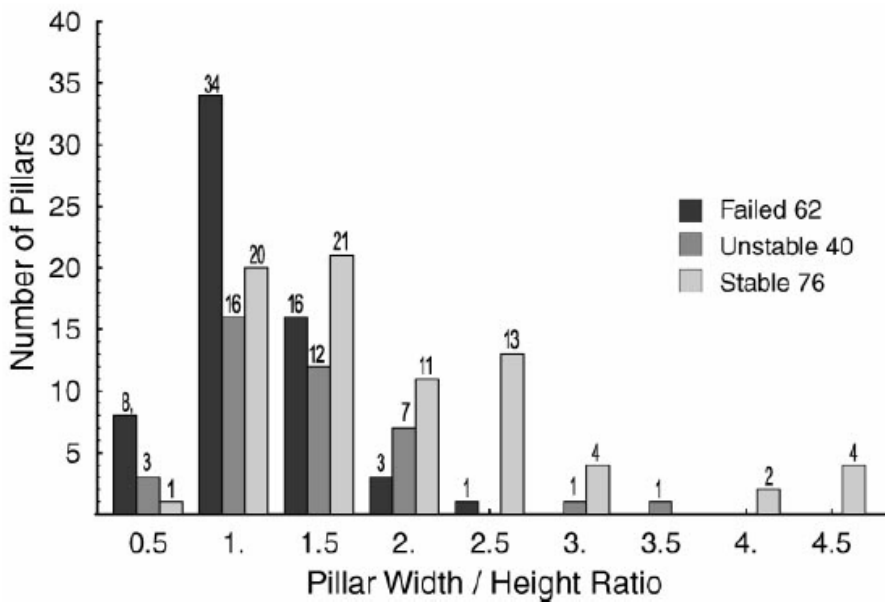


Figura 7. Resumen de pilares en falla, estables y transición para figura 6 (Martin, 2000)

Las resistencias de la figura 6 se encuentran normalizadas por la resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta. Como muestra esta figura, las fórmulas predicen resistencias muy parecidas para pilares con razones ancho-alto entre 0,5 y 2,5, rango en el cual la mayoría de los pilares fallan (figura 7). Los esfuerzos sobre el pilar para la formulación de estas ecuaciones fueron determinados ya sea mediante el método de área tributaria o modelamiento numérico elástico en dos o tres dimensiones. En todos los casos de la tabla 1, excepto la fórmula que presenta Lunder y Pakalnis, la resistencia del pilar ignora los efectos del confinamiento asociados

a la razón w/h del pilar y se basan en esta razón y en la resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta para su estimación (Martin, 2000). Si bien todas las fórmulas fueron desarrolladas para una calidad de macizo rocoso específica, ninguna considera la variación de esta propiedad.

Otra aproximación para la resistencia del pilar viene dada por la fórmula de Laubscher (1990), la cual además de incorporar la calidad del macizo rocoso considera efectos de tronadura y meteorización en la estimación.

$$S_p = DRMS \times \frac{w_e^{0,5}}{h^{0,7}}$$

Donde:

w_e = Ancho efectivo del pilar = 4 x (Área pilar)/(Perímetro pilar) [m]

h = Altura del pilar [m]

DRMS = Design Rock Mass Strength. Corresponde a la resistencia del macizo rocoso ajustada de acuerdo al efecto de la actividad minera [MPa]

Se debe determinar el valor de la resistencia del macizo rocoso in situ RMS (Rock Mass Strength). Laubscher propone la siguiente:

$$RMS = \left(\frac{A - B}{80} \right) \times C \times 0.8$$

Donde:

A = RMR (Rock Mass Rating). Sistema de clasificación propuesto por Laubscher.

B = Puntaje asignado a la resistencia a la compresión simple de la roca intacta dentro del método de clasificación de Laubscher.

C = Resistencia a la compresión simple de la roca intacta.

Tabla 2. Puntaje asignado a la resistencia a la compresión simple de la roca intacta dentro del método de clasificación de Laubscher

IRS [MPa]	Puntaje
>185	20
165-185	18
145-164	16
125-144	14
105-124	12
85-104	10
65-84	8
45-64	6
35-44	5
25-34	4
12-24	3
5-11	2
1-4	1

Finalmente el DRMS se obtiene como:

$$\text{DRMS} = \text{RMS} \times \text{ajuste intemperización} \times \text{ajuste tronadura} \times \text{ajuste orientación de estructuras}$$

La utilización de estas fórmulas debería estar restringida a razones ancho-alto entre 0,5 y 2, rango en el cual existe un número considerable de datos (casos estudiados). La mayor base de datos de pilares de roca competente fue desarrollada por Lunder y Pakalnis quienes analizaron 178 casos históricos de minas en este tipo de roca (Martín, 2000).

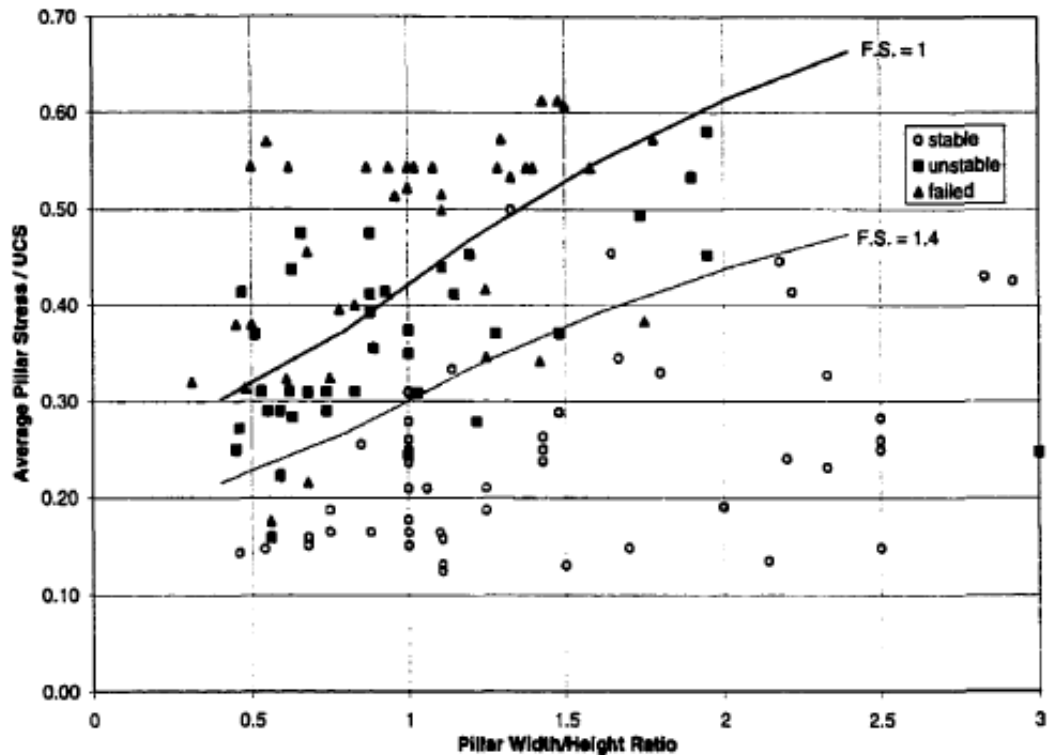


Figura 8. Gráfico de estabilidad de Lunder y Pakalnis (1997)

Sheorey (2002) plantea como una alternativa al uso de fórmulas empíricas, la utilización de modelamiento numérico elasto-plástico para el cálculo de resistencia de pilares. En base a las dimensiones de distintos pilares, genera la geometría necesaria en el software de modelamiento numérico FLAC3D e incorporando las propiedades de la roca, los esfuerzos in situ y condiciones de borde, calcula la resistencia de los pilares de forma análoga a como se realizaría un ensayo de compresión de laboratorio. Además, calcula la resistencia de los pilares mediante una fórmula empírica. Al contrastar ambos resultados concluye que la herramienta utilizada podría llegar a ser una alternativa más precisa que la estimación típica de resistencia mediante fórmulas.

Un concepto muy importante mencionado anteriormente corresponde al confinamiento del pilar asociado a su razón w/h. Lunder y Pakalnis (1997) estudiaron la distribución de esfuerzos en minas de roca competente canadienses y propusieron la siguiente fórmula en términos de la razón σ_3/σ_1 mediante modelamiento numérico elástico. Notar que para w/h menor a 0,25, σ_3/σ_1 es nulo.

$$\frac{\sigma_3}{\sigma_1} = 0.46 \left[\log \left(\frac{W}{H} + 0.75 \right) \right]^{\frac{1.4}{(W/H)}}$$

Según la fórmula anterior, el confinamiento medio del pilar es función de la geometría de este. Por otra parte, Maybee (2000) estudió la variación del confinamiento, medido como el esfuerzo principal menor en el centro del pilar, en función de la razón entre esfuerzo horizontal y vertical k en pilares barrera mediante modelamiento numérico en dos dimensiones obteniendo los siguientes resultados.

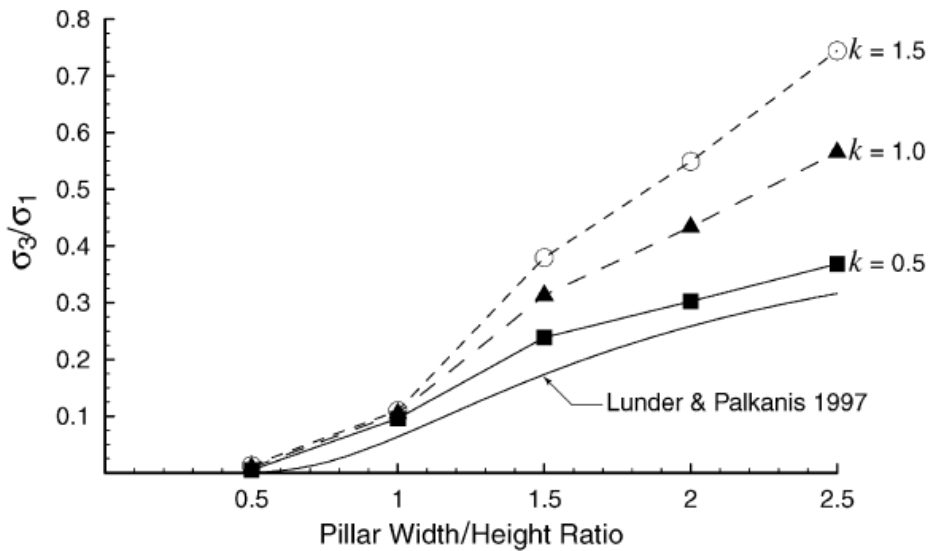


Figura 9. Aumento de confinamiento en función de razón k (Martin, 2000)

Se observa que para razones w/h menores que 1, el efecto de la constante k puede ser despreciado. Sin embargo si la razón es mayor que 1, el efecto comienza a ser significativo.

La resistencia del macizo rocoso puede ser usualmente descrita en términos de una componente de cohesión constante y una componente dependiente del confinamiento (Martin, 2000). Uno de los criterios de falla empíricos más usados corresponde al criterio de Hoek y Brown (2007). Su forma generalizada para macizos fracturados está dada por:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a$$

Donde σ_1 y σ_3 corresponden al esfuerzo principal mayor y menor al momento de la falla, m_b es el valor de la constante de Hoek y Brown m_i para el macizo rocoso, s y a son constantes que dependen de la calidad del macizo rocoso y σ_{ci} corresponde a la resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta. Para utilizar el criterio, se debe conocer la resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta que forma parte del macizo, la constante de Hoek y Brown m_i para el

espécimen de roca y el índice GSI del macizo rocoso. De esta forma los parámetros de entrada al criterio vienen dados por:

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28}\right)$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9}\right)$$

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

El criterio también permite realizar una estimación de la resistencia a la compresión uniaxial del macizo rocoso UCS_{rm} . Tomando el confinamiento σ_3 igual a 0 se tiene que:

$$UCS_{rm} = (\sigma_{ci} \times s)^a$$

Martin y Maybee (2000), modelaron el comportamiento de pilares para los siguientes valores utilizando el criterio mencionado:

- $\sigma_{ci} = 230$ MPa
- $m_i = 22$
- $GSI = 40, 60, 80$

Obteniendo los siguientes resultados en contraste con los obtenidos por Lunder y Pakalnis.

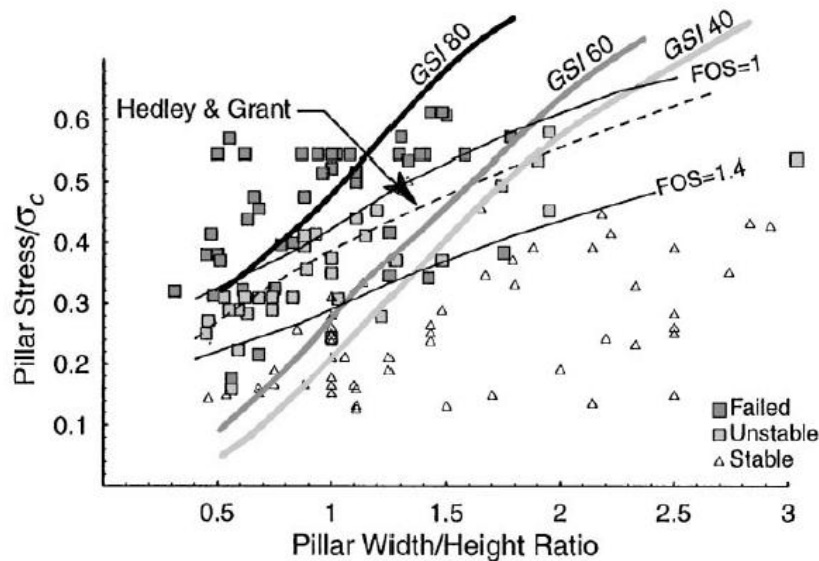


Figura 10. Gráfico de estabilidad de Lunder y Pakalnis y resultados de modelamiento de pilares con parámetros convencionales de Hoek y Brown (curvas GSI 40, 60, 80) (Martin, 2000)

En general se puede observar que las curvas empíricas tienden a ser más horizontales y llegan a resistencias que varían entre 0,2 y 0,35 veces σ_c para una razón w/h igual a 0,5. Para la misma razón, las curvas modeladas por Martin alcanzan resistencias entre 0,05 y $0,33\sigma_c$. Las curvas mas verticales, para los distintos valores de GSI, reflejan el efecto del aumento del confinamiento σ_3 en el pilar a medida que se incrementa la razón w/h (Martin, 2000).

Similares resultados obtiene Maybee (2000) al realizar modelamiento numérico elástico para los siguientes parámetros de Hoek y Brown y un valor de k igual a 1.

- $\sigma_{ci} = 240$ MPa
- $m_i = 25$
- $GSI = 70$

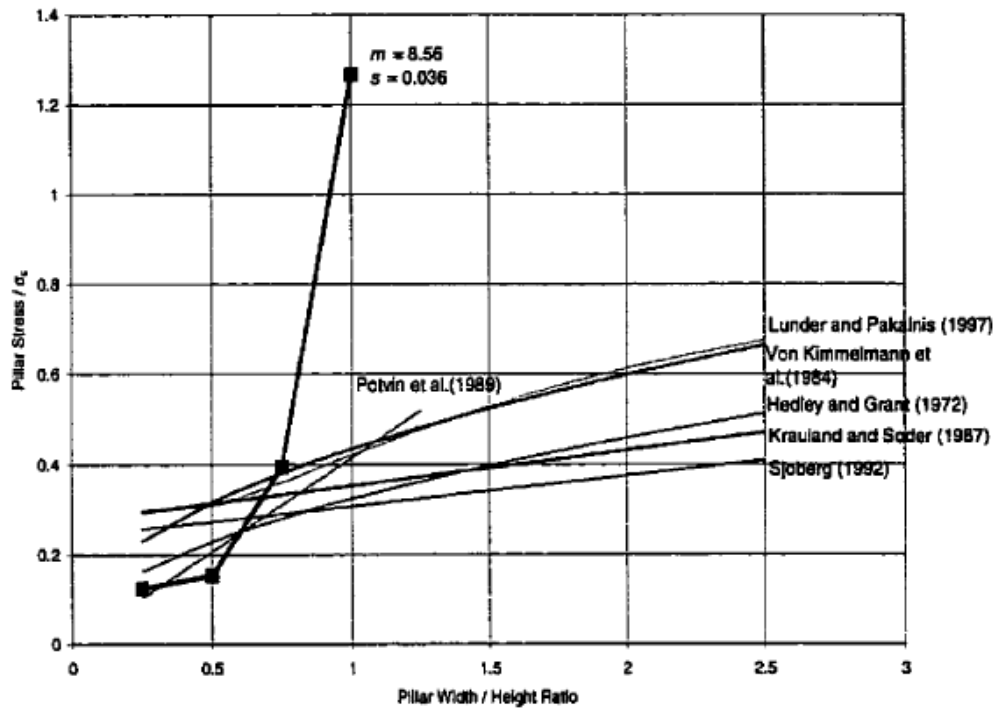


Figura 11. Gráfico estabilidad empírico comparado con resistencia de pilar usando criterio de falla Hoek y Brown (Maybee, 2000)

Se tiene que para bajos confinamientos (w/h menor que 0,5), la resistencia del pilar es subestimada. El criterio de falla de Hoek y Brown involucra un término de fricción y otro de cohesión, m_b y s respectivamente, ambos obtenidos del GSI. El criterio es mucho mas sensible a una variación del término de fricción m_b que se encuentra directamente asociado al confinamiento σ_3 (Maybee, 2000). La contribución del confinamiento para razones w/h mayores que 0,5, genera un aumento significativo en la componente de fricción lo que repercute en un aumento drástico de σ_1 .

Lo anterior implica que para razones w/h menores a 0,5, los términos asociados a la fricción y a la cohesión no juegan un rol fundamental en la resistencia del pilar, es decir, en su mecanismo de falla. Para razones mayores, si comienzan a tener importancia en la resistencia del pilar.

La figura 12 muestra los resultados del mismo modelamiento elástico pero esta vez con los parámetros frágiles de Hoek y Brown ($m_b=0$, $s=0,11$) y un k igual a 1,5.

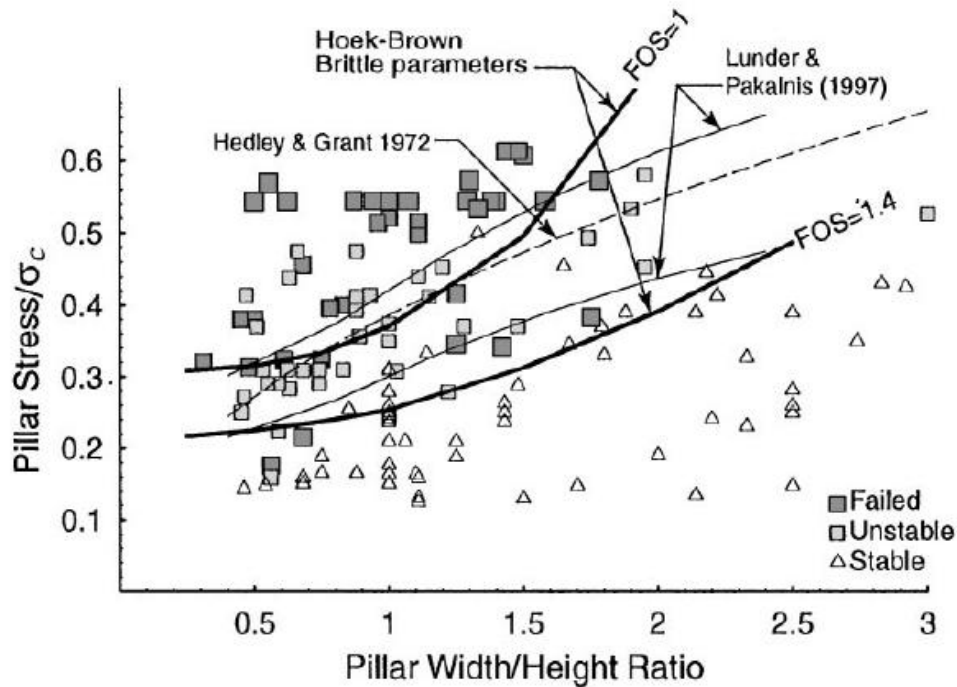


Figura 12. Comparación de gráfico de estabilidad con estabilidad usando parámetros frágiles de Hoek y Brown (Martin, 2000)

El supuesto principal de este análisis es que el proceso de falla está dominado por una pérdida de cohesión asociada al fracturamiento del macizo y que el término de fricción asociado al confinamiento puede ser ignorado (Martin, 2000). Estos parámetros implican que la resistencia es solo dependiente de la diferencia de esfuerzos principales y es independiente del confinamiento, a diferencia del criterio convencional de Hoek y Brown que es altamente dependiente de este término.

De la figura 12 se observa un mejor ajuste a las curvas para razones w/h menores a 1,5. Las pendientes de las curvas son notablemente parecidas para el rango w/h entre 0,5 y 1,5. Para razones ancho-alto menores que 1 la resistencia se torna constante, reflejando el bajo confinamiento, y solo depende de la resistencia a la compresión uniaxial del macizo rocoso (según el criterio de Hoek y Brown cuando σ_3 tiende a 0, σ_1 tiende a UCS_{mm}).

Finalmente Maybee (2000) realiza un análisis elasto-plástico con un criterio de falla de Hoek y Brown para sus parámetros iniciales de estudio ($\sigma_{ci}=240$ MPa, $m_i=25$, $GSI=70$) obteniendo resultados similares a los obtenidos mediante modelamiento elástico como lo muestra la figura 13.

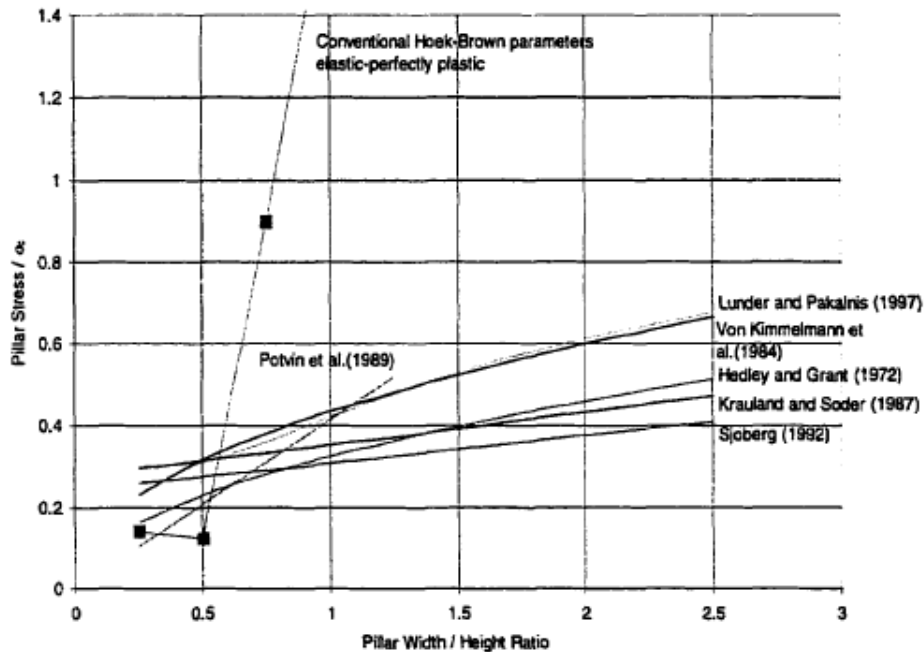


Figura 13. Modelamiento elasto-plástico con parámetros convencionales Hoek y Brown (Maybe, 2000)

Resulta evidente que nuevamente se subestima la resistencia de pilares esbeltos y sobre estima groseramente la resistencia para razones ancho-alto mayores que 0,5.

2.2.3. Altura de cortes

Hernández (1987) establece que desde el punto de vista de ritmo de explotación y rendimiento de perforación y tronadura, es conveniente emplear la mayor altura posible en los cortes horizontales. Por otra parte, teniendo en cuenta la integridad de los pilares, control de las operaciones de acuñadura, apernado y calidad de las inspecciones visuales del techo, se recomienda utilizar alturas menores. Finalmente establece la utilización de cortes de 4 metros de altura en la mina Mantos Blancos. Barclay (1988), Singh (1995), Fouilloux (2011) utilizan en sus evaluaciones alturas de corte que van entre los 4 y 5,5 metros de altura.

2.3. Diseños de Post-Pillar Cut & Fill

2.3.1. Nivel 27 Mosabani, India

La mina Mosabani es una de las minas de cobre localizadas en la zona sur-este del cinturón de Singhbhum, India. La roca caja, colgante y yacente están formadas por un granito compacto y un esquisto con alteración de cuarzo, clorita/biotita. La mineralización principal de cobre corresponde a calcopirita. Existe además pirita y pirrotina. El ancho de los cuerpos explotados varía por lo general entre 2 y 4 metros, pero existen zonas donde llega hasta los 20 metros. Tres métodos son utilizados dependiendo del ancho y condiciones geomecánicas; Room & Pillar, Cut & Fill horizontal y Post-Pillar.

Las siguientes tablas resumen los aspectos más importantes de la explotación mediante Post-Pillar:

Tabla 3. Geometría cuerpo mina Mosabani

Geometría del cuerpo	
Ancho real del cuerpo [m]	15
Manteo [°]	30
Profundidad media [m]	937

Tabla 4. Características de macizo rocoso mina Mosabani

Características macizo rocoso	
Resistencia compresión uniaxial macizo rocoso [MPa]	32
Resistencia tracción macizo rocoso [MPa]	3
Densidad [kg/m ³]	2780
Módulo Young [GPa]	18
Razón de Poisson	0,2
Ángulo interno de fricción [°]	30

Tabla 5. Condición de esfuerzos in situ mina Mosabani

Condición esfuerzos in situ	
Esfuerzo vertical [MPa]	26,1
Esfuerzo horizontal [MPa]	28,5

Tabla 6. Diseño Post-Pillar mina Mosabani

Diseño Post-Pillar	
Ancho pilar [m]	4,5 a 5,5
Largo pilar [m]	5,5 a 6,5
Ancho calle [m]	6 a 9
Largo calle [m]	10 a 13
Altura de cortes [m]	4

Tabla 7. Propiedades relleno mina Mosabani

Propiedades del relleno	
Módulo Young [MPa]	10
Razón de Poisson	0,1
Cohesión [MPa]	0
Ángulo interno de fricción [°]	30

2.3.2. Dome, Canadá

Corresponde a una mina de oro que trataba 3100 toneladas por día. La mineralización se presenta generalmente en vetas las que se encuentran contenidas en esquistos masivos. Para la explotación se utilizaban principalmente 4 métodos; Shrinkage stoping, Cut & Fill convencional para vetas angostas, Cut & Fill mecanizado para minería en paneles y Blast-Hole Stopping, similar a una explotación mediante Sub Level Stopping. La aplicación de Post-Pillar se planteó como una alternativa a la explotación mediante Cut & Fill esperando alcanzar mayores productividades.

A continuación se resumen los aspectos más importantes de la explotación mediante Post-Pillar:

Tabla 8. Geometría cuerpo mina Dome

Geometría del cuerpo	
Profundidad media [m]	1061

Tabla 9. Características de roca intacta mina Dome

Características roca intacta	
Resistencia compresión uniaxial roca intacta [MPa]	33
Densidad [kg/m ³]	2800
Módulo Young [GPa]	21,2
Razón de Poisson	0,2

Tabla 10. Condición de esfuerzos in situ mina Dome

Condición esfuerzos in situ	
Esfuerzo vertical [MPa]	29,3

Tabla 11. Diseño Post-Pillar mina Dome

Diseño Post-Pillar	
Ancho pilar [m]	3,7
Largo pilar [m]	3,7
Ancho calle [m]	6,1
Largo calle [m]	6,1
Altura de cortes [m]	5,5

Tabla 12. Propiedades de relleno mina Dome

Propiedades del relleno	
Módulo Young [MPa]	89,6

2.3.3. *Strathcona, Canadá*

La explotación en este caso se realiza mediante dos filas de pilares y 3 calles de explotación limitadas por pilares barreras a ambos lados.

Tabla 13. Características cuerpo mineralizado mina Strathcona

Características del cuerpo	
Profundidad media [m]	650
Ancho [m]	60-70
Manteo [°]	45
Tipo de roca	Brecha

Tabla 14. Diseño Post-Pillar mina Strathcona

Diseño Post-Pillar	
Ancho pilar [m]	6
Largo pilar [m]	6
Ancho calle [m]	9
Largo calle [m]	13,4
Ancho pilar barrera [m]	5
Ancho panel [m]	39
Altura final de pilar [m]	30

2.3.4. *Dolphin, Australia*

No se utilizan pilares barrera en este caso. Se explota la cámara completamente.

Tabla 15. Características cuerpo mineralizado mina Dolphin

Características del cuerpo	
Profundidad media [m]	60
Ancho [m]	350-450
Manteo [°]	30
Tipo de roca	Skarn

Tabla 16. Diseño Post-Pillar mina Dolphin

Diseño Post-Pillar	
Ancho pilar [m]	6
Largo pilar [m]	6
Ancho calle [m]	8
Largo calle [m]	8
Altura final de pilar [m]	30

2.4. Modelamiento numérico en tres dimensiones

2.4.1. Método de diferencias finitas

El método de diferencias finitas corresponde al método más antiguo de obtención de soluciones aproximadas de ecuaciones en derivadas parciales (EDP) aplicado a problemas de ingeniería específicamente dinámica de fluidos, transferencia de calor y mecánica de sólidos (Jing, 2003). El concepto básico del método consiste en reemplazar las derivadas parciales de la función objetivo, por ejemplo desplazamiento, por diferencias definidas sobre cierto intervalo Δx , Δy , Δz en las direcciones x , y , z respectivamente. Con esto, es posible establecer un sistema de ecuaciones de la función objetivo en una grilla de nodos sobre el dominio de interés el cual es posible resolver mediante la incorporación de condiciones iniciales y de borde sobre los límites de la grilla.

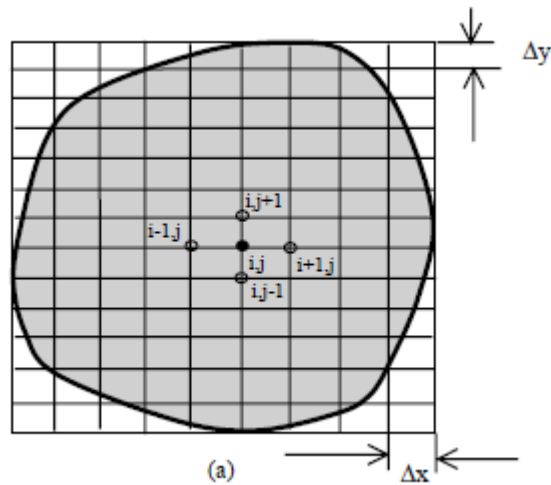


Figura 14. Grilla cuadrada uniforme para método diferencias finitas (Jing, 2003)

La ecuación resultante en el nodo (i,j) , corresponde a una combinación de funciones de desplazamiento y fuerza en los 4 nodos vecinos y en el nodo (i,j) respectivamente. Los coeficientes que acompañan las funciones dependen de las propiedades elásticas del sólido y los intervalos Δx , Δy . Construyendo similares ecuaciones para todos los nodos de la grilla se logra el sistema de ecuaciones el cual se puede resolver para ciertos intervalos de tiempo Δt con el fin de determinar el valor de la función en t , en base a su valor en $t - \Delta t$ (Jing, 2003).

El principio fundamental del método corresponde a la discretización de las ecuaciones en derivadas parciales, reemplazando estas últimas por diferencias definidas en la vecindad de los nodos de la grilla (Jing, 2003). La elección de la grilla determinará que tan buenos sean los resultados en función de que tan fina sea esta.

2.4.2. FLAC3D

FLAC3D es un programa que permite realizar análisis de esfuerzo-deformación en estructuras 3D de roca, suelo u otro material que puede adquirir un comportamiento plástico una vez alcanzado el punto de fluencia. Los materiales se representan mediante poliedros dentro de una grilla que se ajusta por el usuario al objeto a modelar. Cada elemento se comporta de acuerdo a la relación esfuerzo-deformación seleccionada como respuesta a las fuerzas aplicadas o restricciones en los bordes.

A continuación se describen los pasos necesarios para resolver un problema estático en ingeniería geotécnica:

Generación de grilla: La construcción de la grilla de diferencias finitas se lleva a cabo mediante primitivas predefinidas. Existen distintos tipos de primitivas con las cuales se pueden generar geometrías complejas en tres dimensiones. Se deben ingresar las dimensiones a utilizar además del número de zonas que se desea que existan dentro de esta. Un aspecto importante es que, en los modelos construidos en base a varias primitivas, los nodos que conforman los planos de contacto deben calzar exactamente, de lo contrario los resultados no serán correctos.

A continuación se muestra el concepto de zona y nodo en una primitiva radial del tipo túnel cilíndrico:

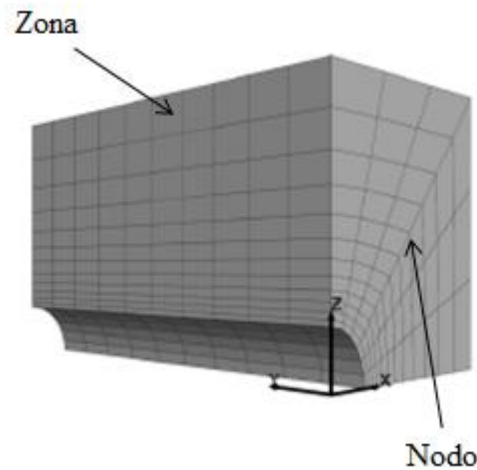


Figura 15. Primitiva radial en túnel cilíndrico

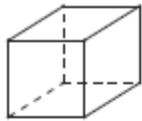
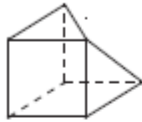
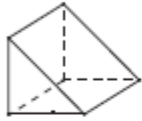
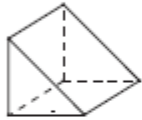
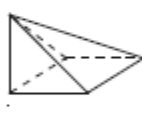
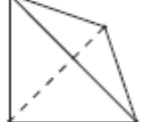

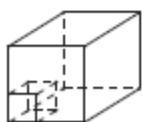
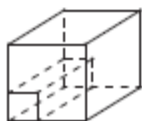
Shape	Name	Keyword	Reference Points	Size Entries	Dimension Entries	Fill
	Brick	brick	8	3	0	No
	Degenerate Brick	dbrick	7	3	0	No
	Wedge	wedge	6	3	0	No
	Uniform Wedge	uwedge	6	3	0	No
	Pyramid	pyramid	5	3	0	No
	Tetrahedron	tetrahedron	4	3	0	No
	Cylinder	cylinder	6	3	0	No
	Radial Brick	radbrick	15	4	3	Yes
	Radial Tunnel	radtunnel	14	4	4	Yes

Figura 16. Resumen principales primitivas FLAC3D

Condiciones de borde: Corresponde a los valores de las variables que se fijan en el borde de la grilla. Existen dos categorías: reales y artificiales. Las primeras existen en el objeto físico que será modelado, por ejemplo la superficie de un túnel o la superficie del terreno. Las artificiales apuntan a la limitación del modelo y sus zonas. Se pueden utilizar ejes de simetría o líneas de contorno suficientemente alejadas para truncar el modelo. Las condiciones de borde mecánicas pueden ser de dos tipos; de esfuerzo o desplazamiento. Es importante mencionar que ambos tipos de condiciones de borde acotan el problema por lo que, para que la solución no se vea influida por este hecho, los bordes deben estar suficientemente alejados de la zona crítica de estudio.

Condiciones iniciales: Estas buscan reproducir el estado in situ de esfuerzos en el terreno antes de que cualquier excavación sea realizada. Aplicando estas condiciones se logra que el resultado final del estudio esté influenciado por estas y además se logra disminuir el tiempo de cálculo para alcanzar el equilibrio tensional.

Secuencia de modelamiento: Aplicando diferentes estados de carga al modelo en diferentes etapas, es posible simular cambios físicos de esfuerzos como secuencias de excavaciones o construcciones. Estos cambios pueden ser especificados por ejemplo aplicando nuevas condiciones de borde de esfuerzos o desplazamientos, cambiando el material ya sea a otro tipo o a uno nulo y cambiando las propiedades del material.

Modelos constitutivos: Las relaciones constitutivas tratan de describir, en términos de leyes fenomenológicas, el comportamiento esfuerzo-deformación de los materiales sólidos. Los principales modelos constitutivos aplicables en FLAC3D son los siguientes:

Tabla 17. Principales modelos constitutivos FLAC3D

Modelo Constitutivo	Uso
Null	Material vacío, excavaciones
Elástico, isotrópico	Material continuo, homogéneo, isotrópico, lineal
Elástico, ortotrópico	Material elástico con anisotropía bien definida
Elástico, transversalmente isotrópico	Material elástico con anisotropía bien definida
Drucker-Prager, plástico	Arcillas suaves de baja fricción
Mohr-Coulomb, plástico	Materiales que fallan por corte debido a esfuerzo principal mayor y menor
Ubiquitous joint, plástico	Material Mohr-Coulomb con anisotropía bien definida debido a planos de debilidad
Endurecimiento-emblandecimiento, plástico	Material Mohr-Coulomb que presenta aumento o reducción de esfuerzo de corte una vez que se alcanzó el límite
Hoek y Brown, plástico	Relación lineal empírica que representa esfuerzo límite en roca intacta y macizos rocosos

Interpretación de resultados: FLAC3D es un programa que converge a una solución mecánica de los problemas en estudio. La convergencia debe ser evaluada a partir de criterios prácticos que permitan tiempos de operación razonables. Uno de los criterios típicos corresponde a la fuerza no balanceada. Cada nodo se encuentra rodeado de hasta ocho zonas, las que contribuyen con fuerzas hacia el medio. En el equilibrio, la suma de esas fuerzas corresponde a un valor cercano a cero. La convergencia a una constante distinta de cero es reflejo de que el modelo se encuentra en falla y está ocurriendo flujo plástico. Durante una simulación se tiene constantemente registro de la máxima fuerza no balanceada. Lo que se busca es que, el cociente entre la fuerza no balanceada más representativa de la zona en estudio y la máxima fuerza no balanceada sea cercano a cero. Esta razón nunca alcanzará ese valor pero se considera que un modelo está en estado de equilibrio si se alcanza un valor entre 0,1 y 1%. Otro criterio de convergencia corresponde a la velocidad de los nodos. Si la velocidad converge a valores cercanos a cero, entonces se ha alcanzado absoluto equilibrio. Si se converge a un valor distinto de cero, flujo plástico continuo esta ocurriendo. Si la velocidad se encuentra en constante fluctuación entonces el sistema se encuentra fuera del equilibrio.

3. METODOLOGÍA

Las principales limitaciones de la metodología tradicional utilizada para el diseño del Post-Pillar se encuentran relacionadas a la estimación de la resistencia del pilar donde las fórmulas existentes no integran simultáneamente la calidad del macizo y el confinamiento. Además se considera solamente la parte expuesta del pilar para el diseño, es decir la parte de este que se encuentra por sobre el relleno. Esto, principalmente a modo de simplificación y debido a la escasez de información existente de pilares con una razón w/h menor que 0,5. Justamente este tipo de razones ancho-alto alcanzan los pilares del método en cuestión. Por otra parte, no se consideran los efectos que tiene el relleno en la resistencia de los pilares, no se realizan recomendaciones sobre el tamaño máximo de paneles de explotación, altura de pilares en caso de falla por desprendimiento del techo ni tampoco recomendaciones operativas.

Las etapas del trabajo corresponden principalmente a la elaboración de la secuencia de diseño para el método Post-Pillar, integrando los elementos antes mencionados, y un estudio en paralelo sobre los efectos del relleno en la resistencia peak de pilares mediante el software de diferencias finitas FLAC3D, con el fin de determinar su influencia en el diseño minero. Finalmente se tiene el desarrollo y análisis de un modelo numérico a pequeña escala, el que se somete a ciertas variaciones en las propiedades geomecánicas de la roca intacta que lo forma.

A continuación se muestra un esquema de los pasos a seguir:

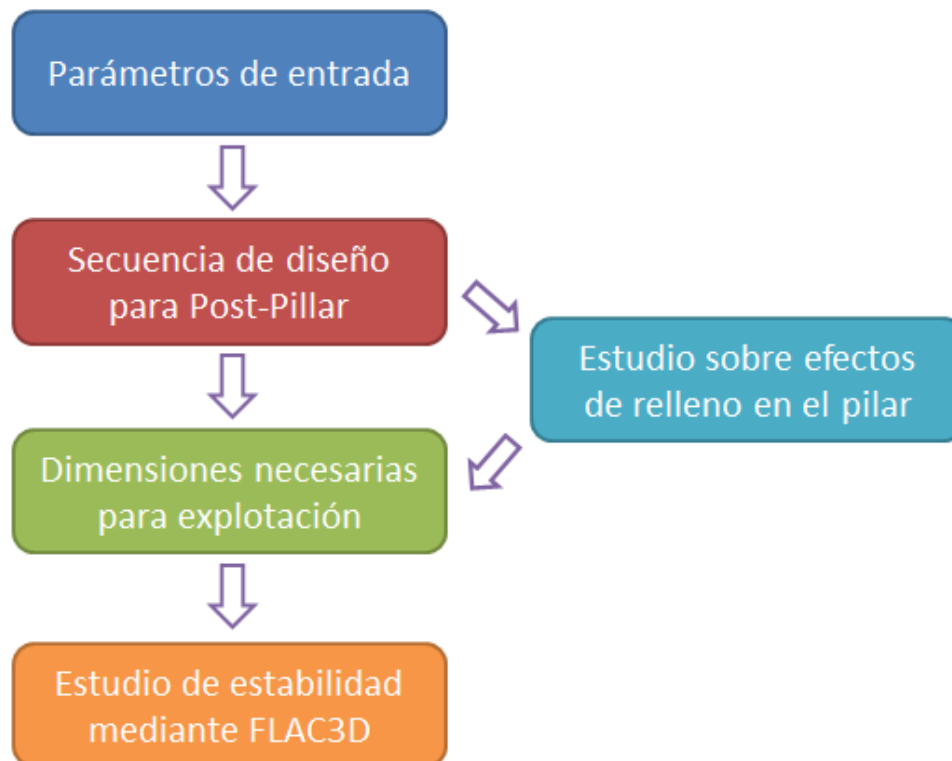


Figura 17. Metodología de trabajo

Como parámetros de entrada se consideran propiedades geomecánicas de la roca intacta y del macizo rocoso; resistencia a la compresión uniaxial de roca intacta (UCS), módulo de elasticidad de roca intacta (E_i), calidad de macizo rocoso (GSI), razón de poisson (ν). Además se consideran los esfuerzos in situ y geometría del yacimiento. Los valores seleccionados para las propiedades y condiciones de esfuerzos corresponden a valores representativos observados en minas chilenas. A modo de simplificación, no se consideran cambios en la resistencia a la compresión uniaxial ni en el módulo de young, ambos de roca intacta, con la variación del GSI del macizo rocoso.

Tabla 18. Propiedades geomecánicas de roca intacta/macizo rocoso a estudiar

Resistencia compresión uniaxial [MPa]	UCS	100	100	100	100
Módulo de Young [GPa]	E_i	40	40	40	40
Razón de Poisson	ν	0,25	0,25	0,25	0,25
Calidad macizo rocoso	GSI	50	60	70	80
Densidad [Kg/m^3]	ρ	2700	2700	2700	2700

Para la secuencia de diseño se utilizan herramientas y fórmulas ad-hoc, las cuales se integran de manera lógica con el fin de concebir la metodología. En esta etapa es necesario establecer los elementos críticos en el diseño de Post-Pillar por lo que las herramientas seleccionadas deben responder a estos.

Los efectos del relleno en la resistencia se estudian para los distintos tipos de roca mencionadas. A través de la secuencia de diseño se establecen las dimensiones del pilar para un caso base a 400 metros de profundidad. Se estudian las resistencias para este caso utilizando una razón de esfuerzo horizontal-vertical k , igual a 1,5. Luego se realiza un análisis de sensibilidad con el fin de determinar los factores que afectan la resistencia del pilar. Finalmente se realiza el mismo procedimiento para profundidades de 200 y 600 metros. Otros resultados esperados de esta etapa se encuentran asociados a la resistencia de la porción expuesta del pilar sobre el relleno y estado tensional de techos de calles de producción.

El modelamiento a pequeña escala tiene como fin analizar el comportamiento y estado de falla en un sistema compuesto por un pequeño arreglo de pilares en el caso que se produzca una falla en el pilar central.

4. SECUENCIA DE DISEÑO

Para que el diseño sea óptimo en términos de recuperación y seguridad es necesario establecer dos escenarios, uno de estabilidad a nivel mina y otro a nivel local.

A nivel mina se reconoce que los elementos críticos que responden al diseño de Post-Pillar Cut & Fill corresponden a:

- Tamaño máximo de calles
- Tamaño máximo de paneles de explotación
- Tamaño de pilares dentro de cada panel
- Altura de cortes
- Otros: Diseño operacional, tamaño de pilar barrera (en caso de ser necesario), altura máxima de pilares, ancho de losas

A continuación se muestra un esquema de la secuencia de diseño propuesta:

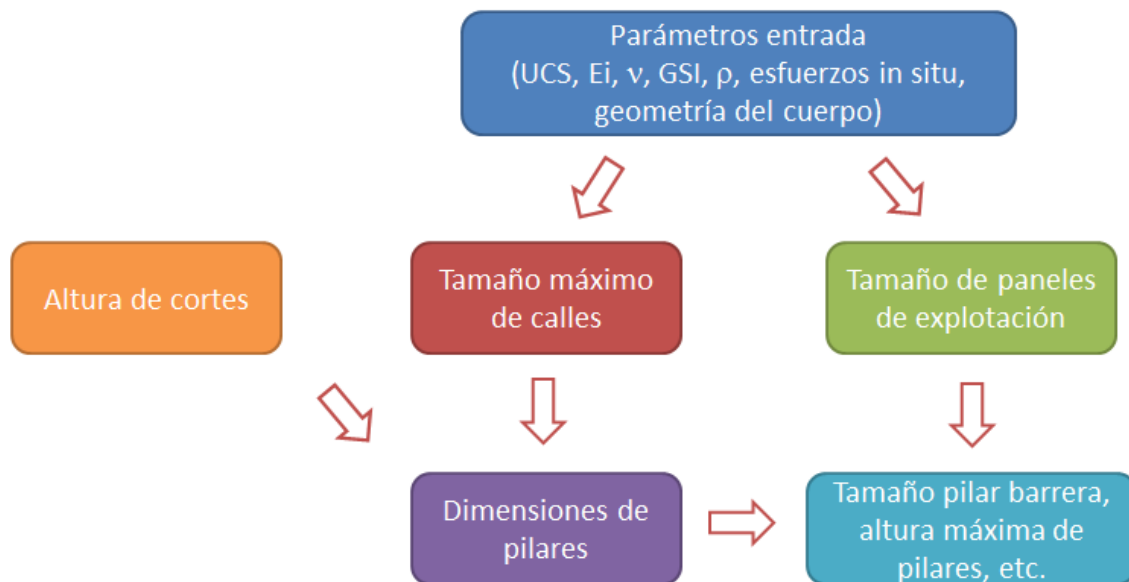


Figura 18. Secuencia de diseño propuesta

La estabilidad local apunta a que existan condiciones que aseguren la minimización de peligros en la operación misma. Estos se encuentran asociados a estallido de pilares y desprendimiento de cuñas en presencia de estructuras por relajación de esfuerzos en los techos de las calles de producción. El cumplimiento del segundo punto en cuestión se chequea con los resultados del modelamiento numérico. Dado el tiempo que se tiene para el desarrollo de este trabajo, no se desarrollan metodologías de estimación para el ancho de losas ni se establecen criterios de diseño operacional.

4.1. Tamaño máximo de calles

Se debe estandarizar el tamaño de las calles. En sectores de menor calidad geotécnica, si es que se requiere, se deberá fortificar, de caso contrario la roca debe ser autosoportante. En función de la calidad de roca que se encuentre en el techo, la dimensión máxima sin fortificar viene dada por la figura 19, en función del índice Q de Barton, el que se puede estimar mediante el RMR de Bieniawsky RMR_b , como:

$$Q = e^{(RMR-44)/9}$$

La relación entre GSI y RMR_b se muestra a continuación:

$$\text{Si } RMR_{B76} \geq 18 \rightarrow GSI = RMR_{B76}$$

$$\text{Si } RMR_{B89} \geq 23 \rightarrow GSI = RMR_{B89} - 5$$

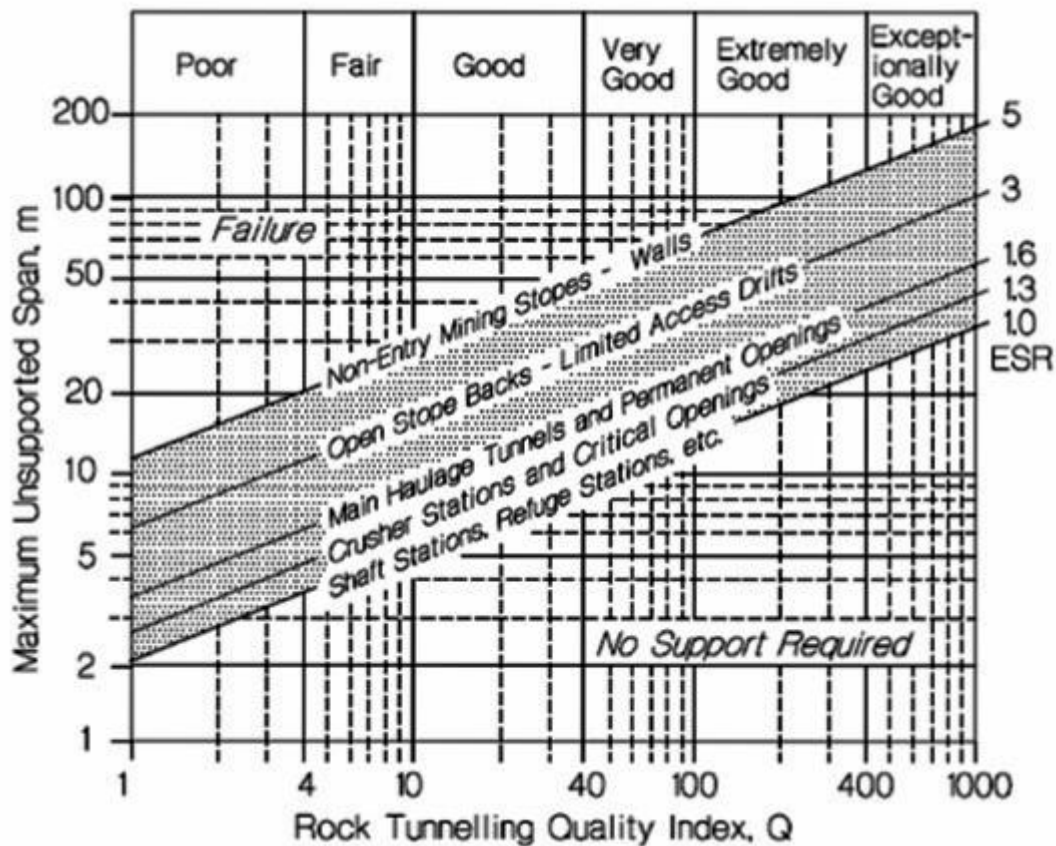


Figura 19. Estimación de luz máxima (Hutchinson y Diederichs, 1996)

La luz máxima sin refuerzo para un arreglo equi-espaciado de pilares se muestra en la figura 20 y viene dada por:

$$L = 2 \times ESR \times Q^{0,4}$$

Donde ESR corresponde a un factor de modificación que toma en cuenta la funcionalidad de la labor. De esta manera, excavaciones mineras temporales requieren menor fortificación (ESR igual a 3) que una excavación permanente (ESR igual a 1,6). Se sugiere para Post-Pillar, si bien las excavaciones son temporales, tomar un valor igual a 2.

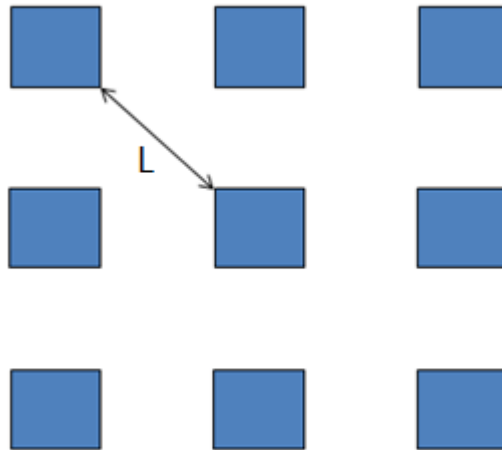


Figura 20. Luz máxima en arreglo de pilares. Vista en planta

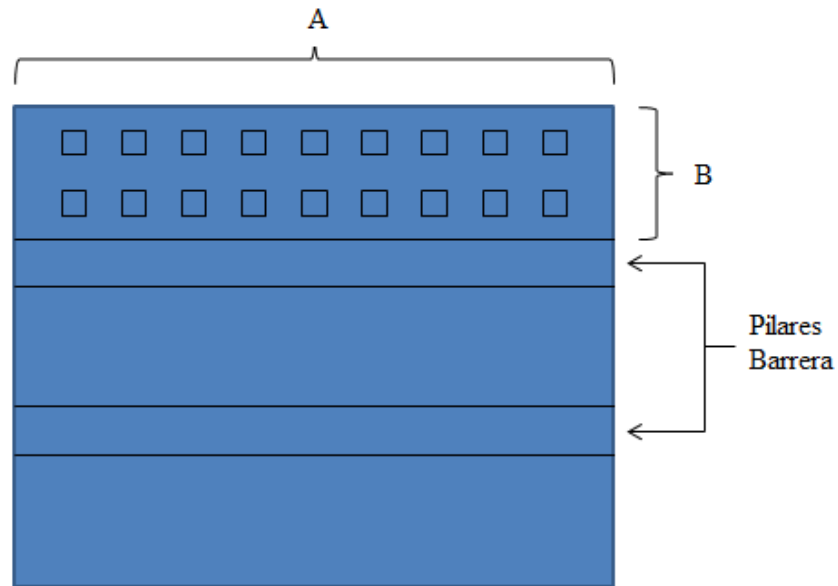
Considerando las calidades de las rocas en estudio, se tienen las siguientes dimensiones para las calles:

Tabla 19. Tamaño máximo de calles GSI 50, 60, 70, 80 considerando ESR=2

GSI	50	60	70	80
Q	3,3	10,3	31,3	95,1
Luz máxima sin refuerzo [m]	6	10	15	24
Tamaño de calles [m]	4	7	10	16

4.2. Tamaño de paneles de explotación

El método de explotación Post-Pillar requiere el empleo de pilares barrera cuando las dimensiones del área a explotar son muy altas. Mediante estos pilares se elimina o reduce la posibilidad de colapsos masivos del área en explotación. La definición del radio hidráulico R_h , para un panel de explotación en Post-Pillar, está dada por la fórmula expresada en la figura 21.



$$Rh = \frac{A \times B}{2(A + B)}$$

Figura 21. Definición radio hidráulico en Post-Pillar

El método propuesto para definir el tamaño de los paneles corresponde a una combinación de tres herramientas; el diagrama de estabilidad/inestabilidad de Laubscher (Flores, 2004), el método empírico de Mathews (Mawdesley, 2001), y el factor de propagación de caving CPF (Flores, 2004).

4.2.1. Diagrama de estabilidad de Laubscher

La utilización del diagrama de Laubscher requiere el índice MRMR. Este corresponde a un ajuste al índice RMR_L por esfuerzos in situ e inducidos, efectos de tronadura y alteración por exposición de la roca fresca al ambiente.

El primer ajuste corresponde al ajuste por meteorización, Am . La aplicabilidad depende de si el macizo expuesto alcanzará la meteorización en el tiempo de exposición (Vallejos, 2011).

Tabla 20. Ajuste por meteorización MRMR, Am (Laubscher, 1990)

Grado de meteorización	Tiempo de meteorización [año]				
	0,5	1	2	3	4
No hay	1	1	1	1	1
Leve	0,88	0,9	0,92	0,94	0,96
Moderada	0,82	0,84	0,86	0,88	0,9
Intensa	0,7	0,72	0,74	0,76	0,78
Total	0,54	0,56	0,58	0,6	0,62
Transformación en suelo	0,3	0,32	0,34	0,36	0,38

El ajuste por orientación, A_o , es función de las estructuras con respecto a la vertical del bloque:

Tabla 21. Ajuste por orientación de estructuras MRMR, A_o (Laubscher, 1990)

Número de estructuras que definen el bloque	Número de caras del bloque inclinadas con respecto a la vertical	A_o
3	3	0,7
	2	0,8
4	4	0,7
	3	0,75
	2	0,85
5	5	0,7
	4	0,75
	3	0,8
	2	0,85
	1	0,9

El ajuste por esfuerzos inducidos, A_s , se muestra a continuación:

Tabla 22. Ajuste por esfuerzos inducidos MRMR, A_s (Laubscher, 1990)

Condición de esfuerzo con respecto a la estructuras	A_s
Esfuerzos en dirección normal al plano de las estructuras	1,2
Esfuerzos tangenciales a plano de las estructuras	0,7

Finalmente el ajuste por tronadura, A_t , viene dado por la tabla 23:

Tabla 23. Ajuste por tipo de tronadura MRMR, A_t (Laubscher, 1990)

Tipo de tronadura	A_t
Excavación mecánica, sin tronadura	1
Controlada	0,97
Convencional de buena calidad	0,94
Mala calidad	0,8

El MRMR se define como:

$$MRMR = A_M \times A_O \times A_S \times A_T \times RMR_L$$

El radio hidráulico que entrega el diagrama de Laubscher no considera la existencia de pilares en el panel. Para el caso de Post-Pillar, dada la calidad geotécnica, considerando que al interior de cada panel habrá pilares soportando el techo y que además estarán confinados con relleno, se acepta que el radio hidráulico se encuentre en la zona de transición.

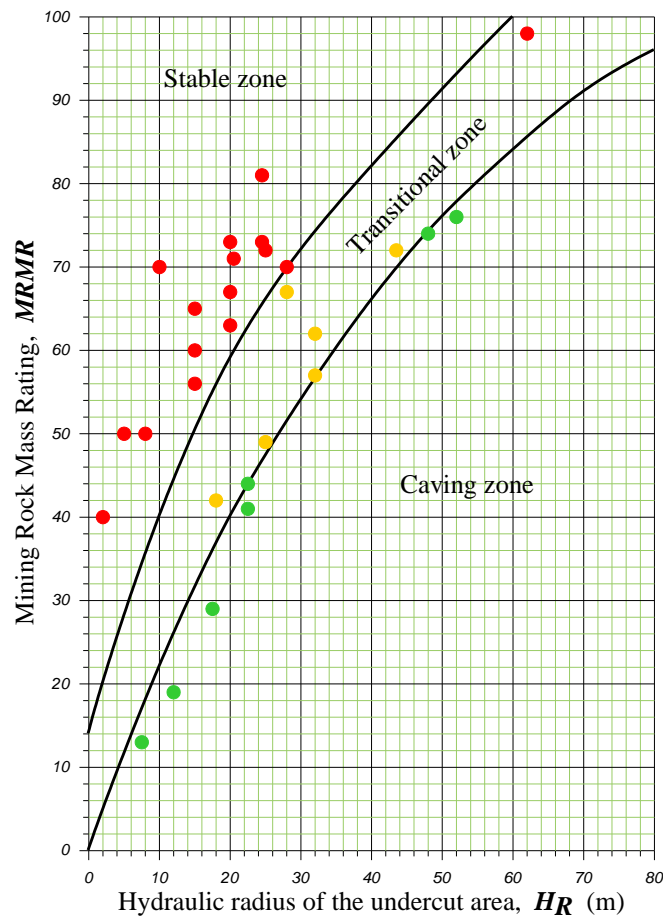


Figura 22. Diagrama de estabilidad de Laubscher modificado por Karzulovic (Flores, 2004)

El diagrama entrega el radio hidráulico admisible y finalmente dependiendo de la geometría del yacimiento se determinan las dimensiones máximas del panel a explotar.

4.2.2. Metodología empírica de Mathews

Para realizar la estimación según el método de Mathews, se deben calcular dos valores; el número de estabilidad de Mathews N , que representa la capacidad de la roca de mantenerse estable bajo ciertas condiciones de esfuerzos y el radio hidráulico R_h (Shape Factor S), que considera la forma de la excavación. En este método, el número N define el eje Y del gráfico de estabilidad y corresponde a una medida de calidad de la roca en torno al caserón y a ajustes que toman en consideración los esfuerzos inducidos como también la orientación de la excavación. El cálculo de estabilidad se realiza para superficies individuales de la excavación; 4 cajas laterales y techo.

El método de Mathews utiliza un valor modificado del sistema Q , denominado Q' , para caracterizar la calidad del macizo rocoso. En él, el parámetro de reducción por agua y el factor de reducción por esfuerzos son ambos iguales a 1. La calidad de la roca queda definida por:

$$Q' = (RQD \times J_r) / (J_n \times J_a)$$

Donde:

RQD = Índice de calidad de la roca

J_n = Número de sets de discontinuidades

J_r = Rugosidad de las discontinuidades

J_a = Alteración de las discontinuidades

El número de estabilidad de Mathews se determina mediante el ajuste del valor de Q' por los esfuerzos inducidos, orientación de discontinuidades y la orientación de las superficies de la excavación. Este número queda definido como:

$$N = Q' \times A \times B \times C$$

Donde:

A = Factor de esfuerzos en la roca

B = Factor de ajuste por la orientación de las estructuras

C = Factor de orientación de las superficies

Cada uno de estos factores se obtiene de las figuras que se encuentran a continuación:

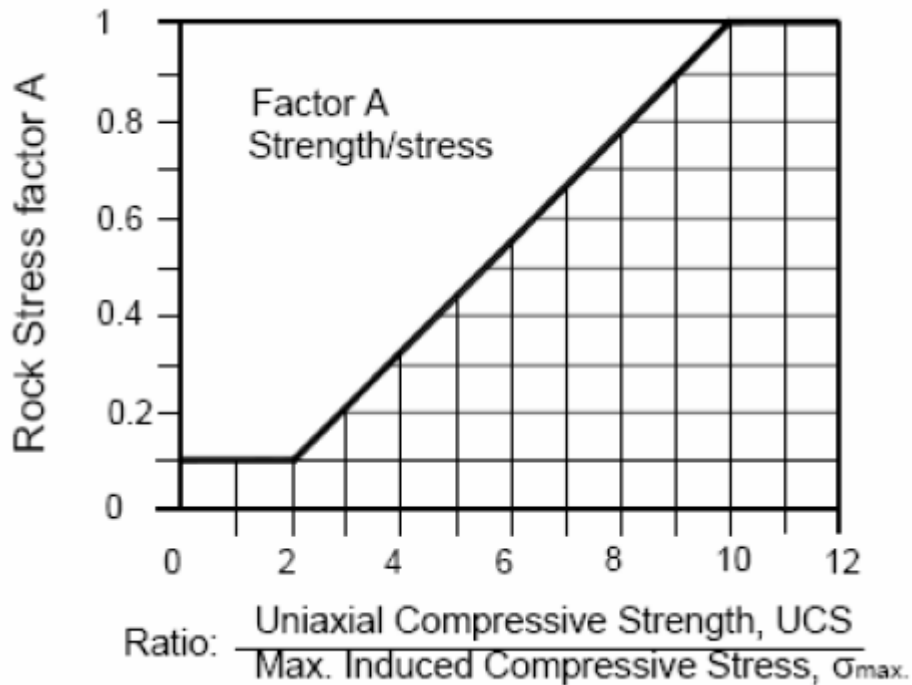


Figura 23. Gráfico de cálculo de factor A (Hutchinson y Diederichs, 1996)
















Horizontal Back	Inclined Wall	Vertical Wall	True Angle between Face & Joint	Potvin Factor B
			$\alpha = 90^\circ$	1.0
			$\alpha = 60^\circ$	0.8
			$\alpha = 45^\circ$	0.5
			$\alpha = 30^\circ$	0.2
			$\alpha = 0^\circ$	0.3

Figura 24. Gráfico de cálculo de factor B (Hutchinson y Diederichs, 1996)

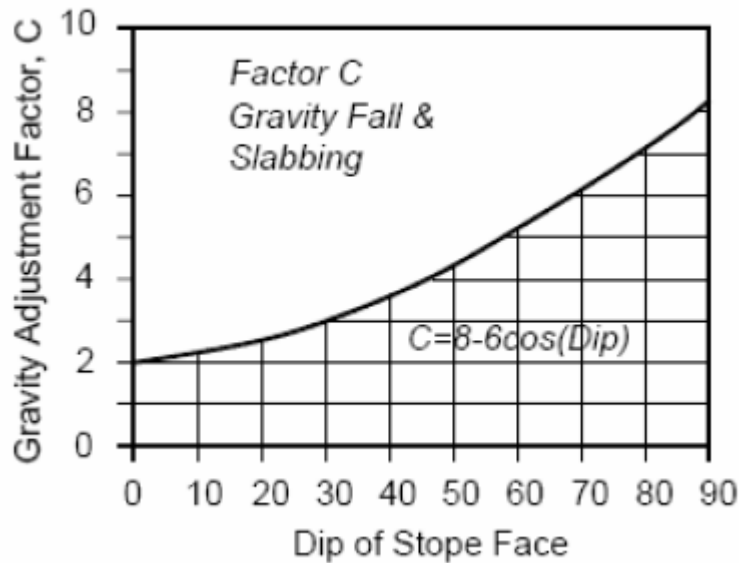


Figura 25. Gráfico de cálculo de factor C (Hutchinson y Diederichs, 1996)

Como en Post-Pillar el área del techo no se encuentra completamente abierta debido a la existencia de pilares, los bloques no están completamente libres de desplazarse por lo que se sugiere establecer el factor de ajuste por patrones estructurales B igual a 1.

Una vez calculado el número N es posible obtener el radio hidráulico admisible (Shape Factor S en la figura 26) que se acepta esté en la zona de falla mayor dado que, al igual que en el método anterior, el radio hidráulico que entrega el gráfico no considera la existencia de pilares en el panel. Finalmente dependiendo de la geometría del yacimiento se obtienen las dimensiones del panel.

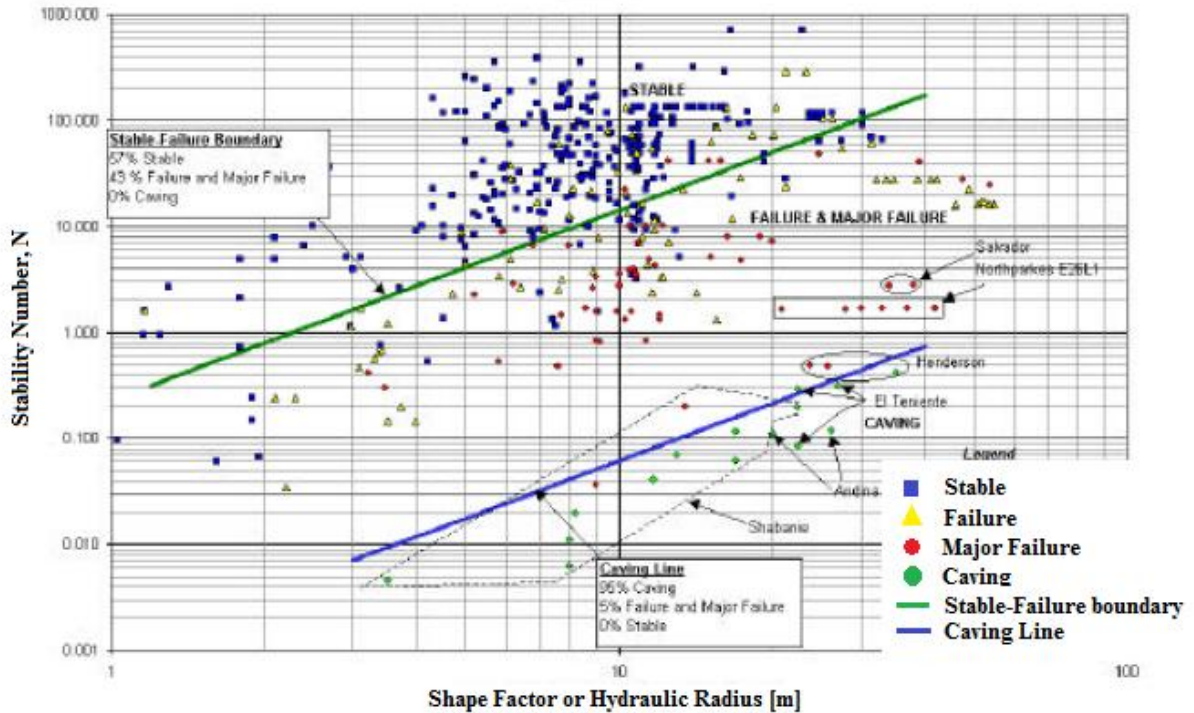


Figura 26. Gráfico de estabilidad de Mathews modificado por Mawdesley (Mawdesley, 2002)

4.2.3. Factor de propagación de caving (CPF)

La última estimación se realiza mediante el factor de propagación de caving (Flores, 2004). Se debe realizar una adaptación del CPF para Post-Pillar modificando los parámetros de entrada originales para el método. En este caso, el parámetro B corresponde al ancho mínimo del yacimiento, Hc a la altura máxima que puede tomar la explotación para el ancho B sin generar el hundimiento y H_T a la profundidad del layout minero. Dependiendo del GSI y la profundidad se debe utilizar una de las figuras entre la 28 y la 33.

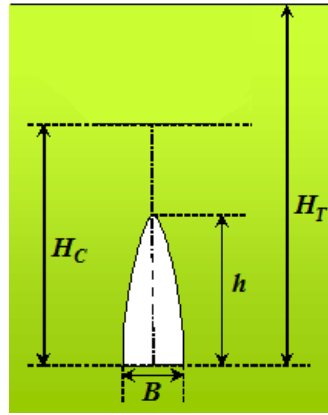


Figura 27. Dimensiones necesarias para cálculo de CPF (Flores, 2004)

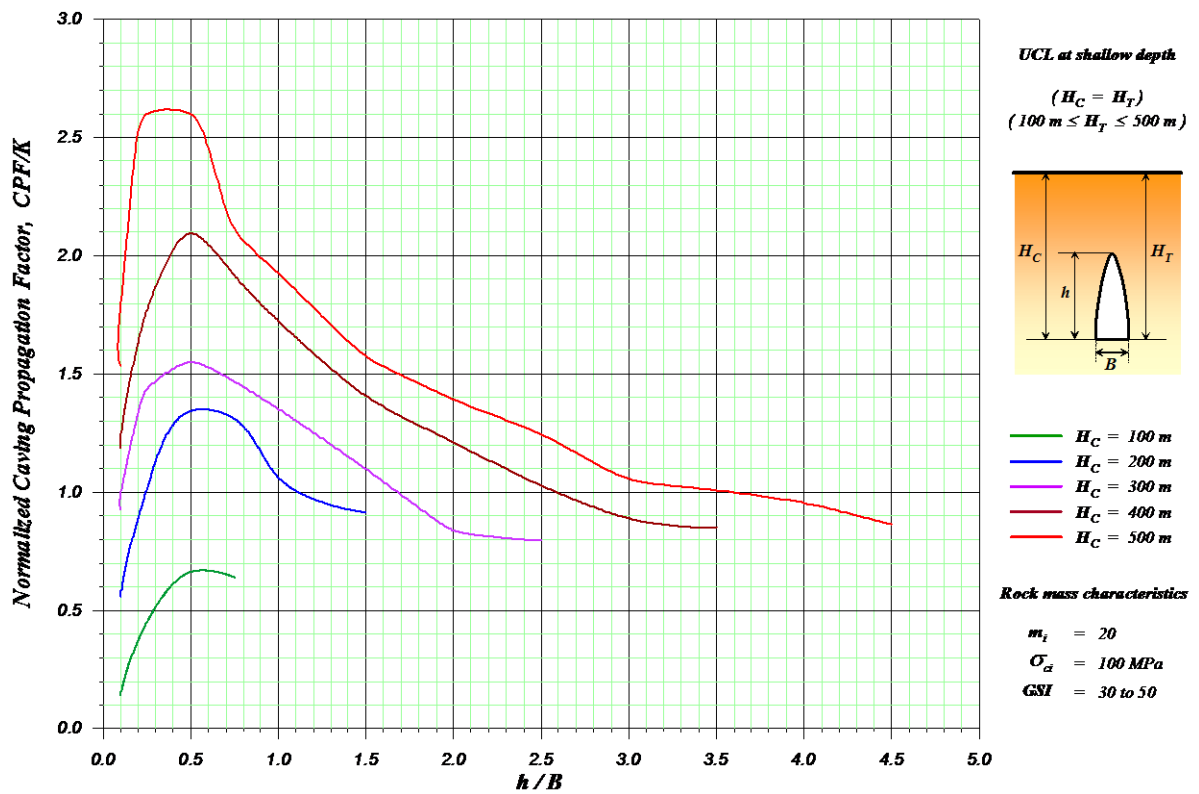


Figura 28. Cuadro propagación caving para caso H_T 100 a 500 metros, $m_i = 20$, UCS = 100 MPa, GSI 30 a 50 (Flores, 2004)

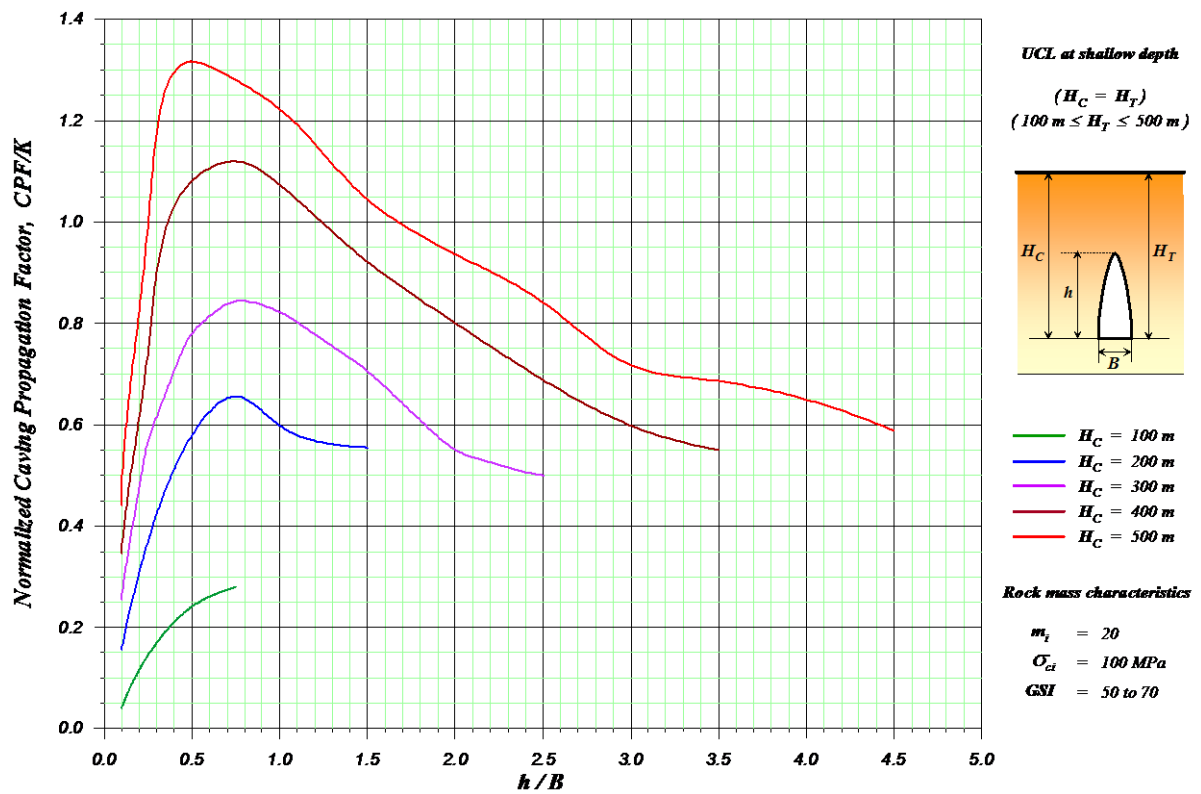


Figura 29. Cuadro propagación caving para caso H_T 100 a 500 metros, $m_i = 20$, UCS = 100 MPa, GSI 50 a 70 (Flores, 2004)

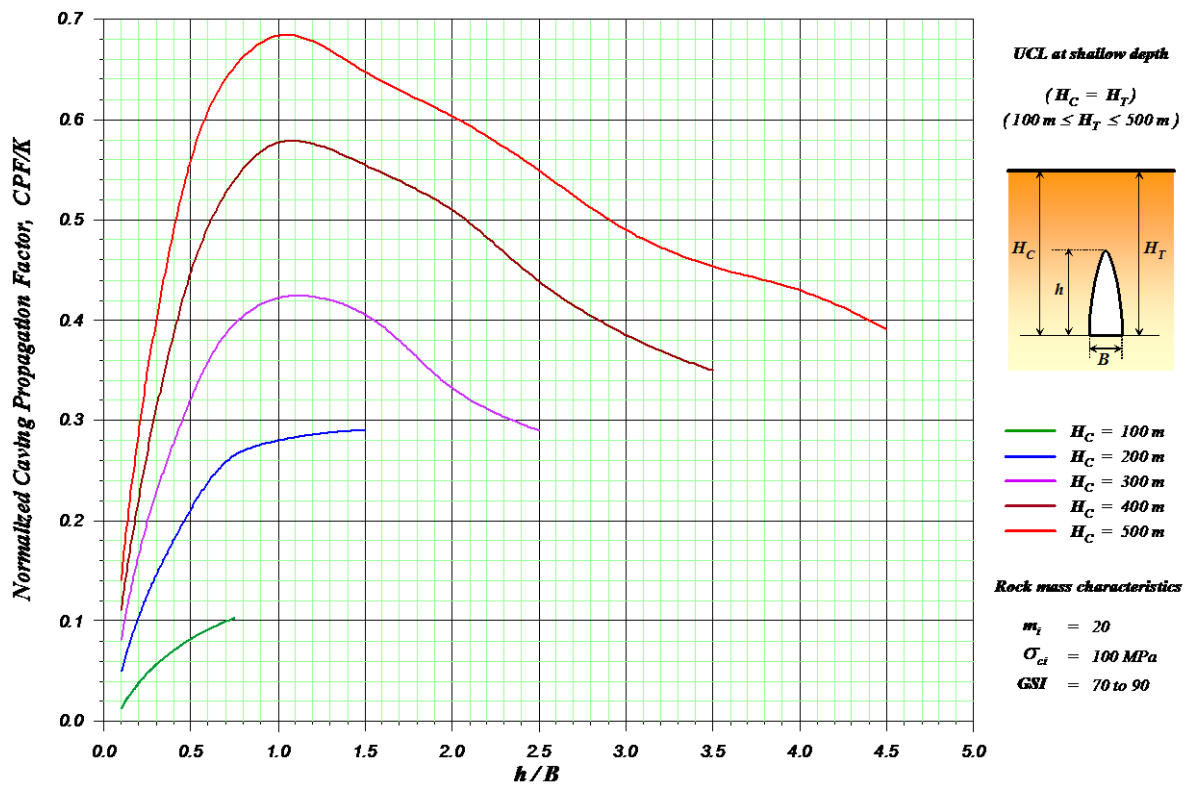


Figura 30. Cuadro propagación caving para caso H_T 100 a 500 metros, $m_i = 20$, UCS = 100 MPa, GSI 70 a 90 (Flores, 2004)

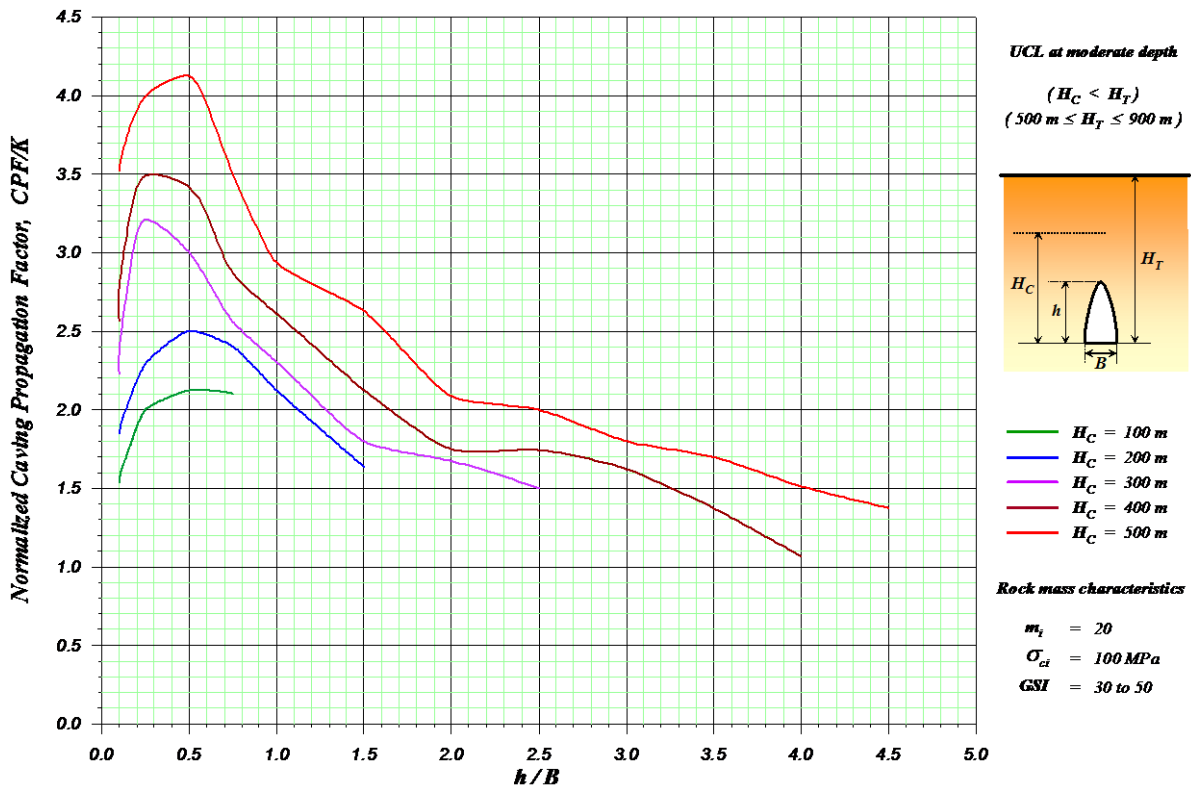


Figura 31. Cuadro propagación caving para caso H_T 500 a 900 metros, $m_i = 20$, UCS = 100 MPa, GSI 30 a 50 (Flores, 2004)

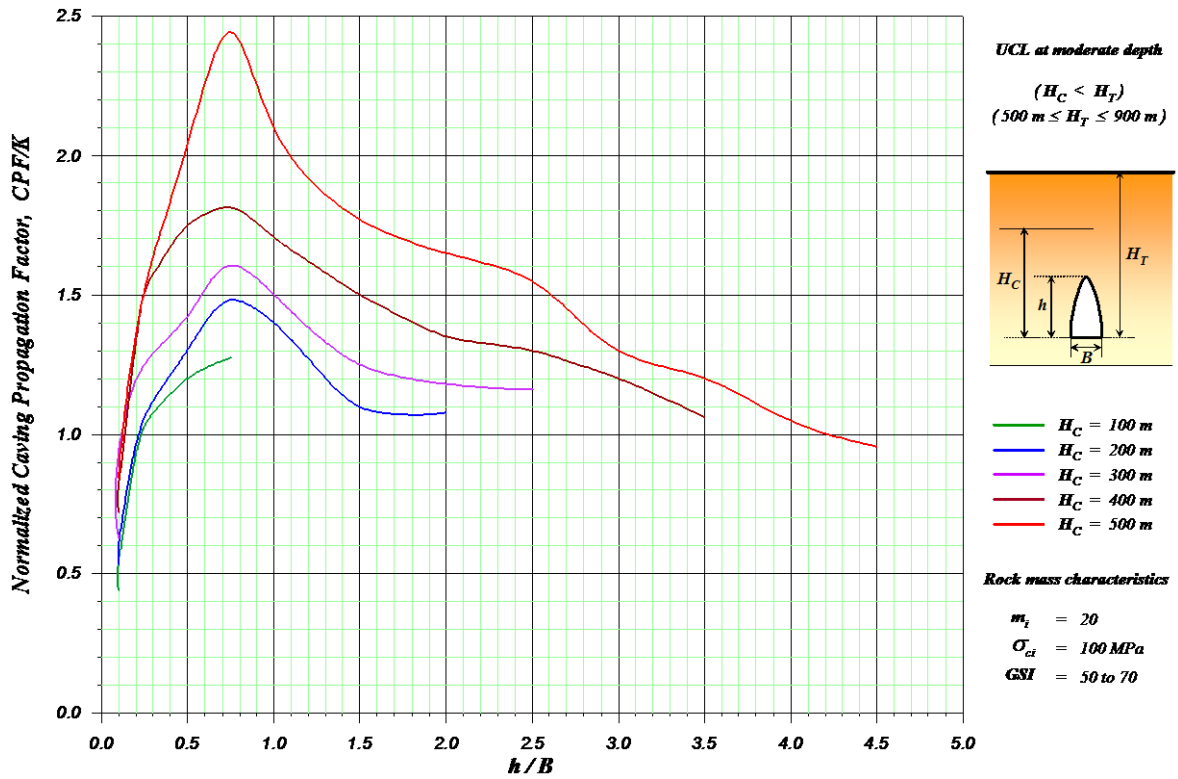


Figura 32. Cuadro propagación caving para caso H_T 500 a 900 metros, $m_i = 20$, UCS = 100 MPa, GSI 50 a 70 (Flores, 2004)

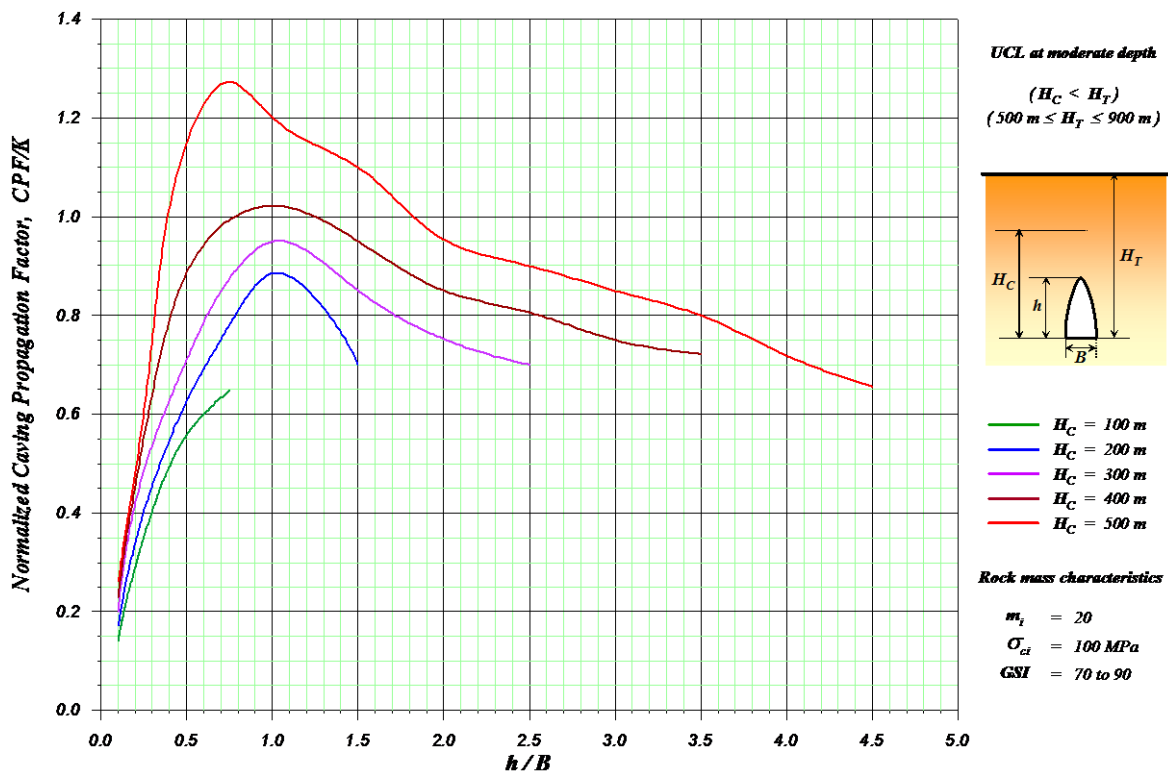


Figura 33. Cuadro propagación caving para caso H_T 500 a 900 metros, $m_i = 20$, UCS = 100 MPa, GSI 70 a 90 (Flores, 2004)

Una vez definida la geometría del problema (H_T , B), se debe encontrar el valor de H_c que resulte en un CPF en la zona de transición. Los gráficos mostrados anteriormente, al ser herramientas desarrolladas para block caving, no presentan curvas para H_c menores a 100 metros. Dada la razón H_c/B , se ingresa en el eje x del gráfico representado por la razón h/B . Se asciende hasta alcanzar la curva H_c respectiva y en el eje de las ordenadas se obtiene finalmente el factor de propagación de caving normalizado. Con la razón de esfuerzos k se obtiene el CPF que, dependiendo de su valor, se tendrán distintas situaciones:

- No hay propagación de caving ($CPF < 1$)
- Zona de transición ($1 < CPF < CPF_{min}$)
- Existe propagación de caving ($CPF > CPF_{min}$)

La definición de la magnitud del CPF_{min} no es en realidad una decisión de tipo geotécnica sino una decisión de tipo económica relacionada al máximo riesgo que uno esperaría asumir de modo de optimizar el valor presente neto del proyecto. Idealmente el CPF_{min} debería basarse en un análisis de riesgo (Flores, 2004).

Al igual que para el caso del diagrama de Laubscher, se acepta que el CFP se encuentre en la zona de transición pero por ningún motivo debe ser mayor que CPF_{min} .

4.2.4. Comparación de herramientas para estimación de tamaño de paneles

Dado un yacimiento de similares características al de la mina Strathcona descrito en el subcapítulo 2.3.3., se determina el tamaño máximo de los paneles con el fin de establecer comparaciones entre los distintos métodos. El ancho del yacimiento es de 65 metros y la altura final de los pilares (cámara de explotación) es de 30 metros. Se asumen tres calidades geotécnicas para el análisis; GSI de 50, 60, 70, un MRMR correspondiente al 70% del RMR (ajuste por tronadura igual 1, ajuste por orientación igual 1, ajuste por meteorización igual 1, ajuste por esfuerzo igual 0,7) y un UCS de 100 MPa.

Tabla 24. Índices geotécnicos para determinación de tamaño de panel 1

GSI	50
RMR	55
MRMR	38,5
Q	3,3
Q'	2,3

Mediante el método de Laubscher, en base al MRMR de 38,5, se obtiene un radio hidráulico admisible (en zona de transición) de 16,5 metros. Tomando el ancho del yacimiento igual a 65 metros (geometría Strathcona) se obtiene un largo admisible de 67 metros.

Para la aplicación del segundo método, se calcula el número de estabilidad N para el techo en base a los 65 metros de ancho del yacimiento, 67 metros de largo admisibles entregados por el diagrama de Laubscher y la altura final de pilares de 30 metros. Tomando una profundidad de 650 metros, razón de esfuerzos k igual 1,5 y teniendo en cuenta el valor de Q' se obtienen los siguientes valores para los factores. El esfuerzo inducido en el techo de la excavación se obtiene midiendo el esfuerzo principal mayor mediante modelamiento numérico elástico:

Tabla 25. Factores de Mathews en estimación de panel 1

A	B	C	N
0,47	1	1	1,1

En este caso el radio hidráulico es de 16,5 metros, por lo que el gráfico de Mathews señala que el punto se encuentra en la zona de falla mayor.

Los gráficos desarrollados por Flores (2004) no presentan una curva para Hc menor a 100 metros. Modificando la altura final de la cámara de explotación a 100 metros, tampoco se puede realizar el análisis mediante los gráficos ya que la curva para Hc=100 metros no llega hasta rangos de razones h/B igual a 100/65=1,53. Considerando esta nueva altura, el factor A de Mathews disminuye a 0,23 y el número de estabilidad a 0,5. Con esto, el techo del panel se encontraría todavía en zona de falla mayor sin embargo se acerca bastante a la línea de caving.

Realizando el análisis para el GSI de 60 se tiene lo siguiente:

Tabla 26. Índices geotécnicos para determinación de tamaño de panel 2

GSI	60
RMR	65
MRMR	45,5
Q	10,3
Q'	7,2

Mediante el método de Laubscher, en base al MRMR de 45,5, se obtiene un radio hidráulico admisible (en zona de transición) de 20 metros. Tomando el ancho del yacimiento igual a 65 metros (geometría Strathcona) se obtiene un largo admisible de 104 metros.

Para calcular el número de estabilidad N para el techo se utilizan los 65 metros de ancho del yacimiento, 104 metros de largo admisibles entregados por el diagrama de Laubscher y la altura final de pilares de 30 metros. Tomando una profundidad de 650 metros, razón de esfuerzos k igual 1,5 y teniendo en cuenta el valor de Q' se obtienen los siguientes valores para los factores. El esfuerzo inducido en el techo de la excavación se obtiene de la misma manera que antes:

Tabla 27. Factores de Mathews en estimación de panel 2

A	B	C	N
0,47	1	1	3,4

En este caso el radio hidráulico es de 20 metros, por lo que el gráfico de Mathews señala que el punto se encuentra nuevamente en la zona de falla mayor.

Modificando la altura final de la cámara de explotación a 100 metros, tampoco es posible determinar, por medio de los gráficos, que sucede con el factor de propagación de caving. Por otra parte el factor A de Mathews cae a 0,23 por lo que el valor de N se modifica a 1,6. Con estos valores el techo del panel aún se encontraría en la de falla mayor.

Finalmente para el GSI de 70, se tiene lo siguiente:

Tabla 28. Índices geotécnicos para determinación de tamaño de panel 3

GSI	70
RMR	75
MRMR	52,5
Q	31,3
Q'	21,9

Mediante el método de Laubscher, en base al MRMR de 52,5, se obtiene un radio hidráulico admisible (en zona de transición) de 26 metros. Tomando el ancho del yacimiento igual a 65 metros (geometría Strathcona) se obtiene un largo admisible de 260 metros.

Para calcular el número de estabilidad N del techo se utilizan lo siguiente: 65 metros de ancho del yacimiento, 260 metros de largo admisibles entregados por el diagrama de Laubscher, y la altura final de los pilares de 30 metros. Tomando una profundidad de 650 metros, razón de esfuerzos k igual 1,5 y teniendo en cuenta el valor de Q' se obtienen los siguientes valores para los factores:

Tabla 29. Factores de Mathews en estimación de panel 3

A	B	C	N
0,47	1	1	10,2

En este caso el radio hidráulico es de 26, por lo que el gráfico señala que el punto se encuentra en la zona de falla mayor.

A continuación se muestra una tabla resumen con los resultados obtenidos:

Tabla 30. Resumen resultados comparación metodologías para estimación de tamaño de panel

Método	Zona de estabilidad del techo		
	GSI		
	50	60	70
Laubscher	Transición	Transición	Transición
Mathews	Falla mayor	Falla mayor	Falla mayor
CPF	-	-	-

En general se observa que los resultados obtenidos mediante el método de Mathews son consistentes con los que entrega el diagrama de Laubscher. En ninguno de los casos fue posible estimar el factor de propagación de caving por lo que se descarta su utilización y en consecuencia se proponen las dos primeras herramientas para la estimación de las dimensiones del panel de explotación.

4.3. Altura de cortes

Como se mencionó anteriormente, el diseño de las alturas de corte responde a criterios operacionales, productivos y de seguridad. Diversos autores plantean la utilización de cortes entre 4 y 5,5 metros. Para efectos de este trabajo se selecciona una altura de cortes de 5 metros.

4.4. Dimensiones de pilares a ser modelados numéricamente en FLAC3D

Para calcular las dimensiones de los pilares se utiliza la fórmula de Laubscher. La utilización de esta se justifica en la incorporación de la calidad del macizo rocoso que realiza y en los razonables valores de resistencia que entrega para los rangos ancho-alto en los que se va a utilizar (capítulo 5). Considerando además que aún no hay relleno una vez realizado el primer corte, la única contribución que se estaría omitiendo sería la aportada por el confinamiento del pilar.

Dado el tamaño máximo de las calles para cada GSI, se estima el ancho necesario para que el pilar tenga un factor de seguridad igual a 1,3 una vez realizado el primer corte, a una profundidad dada. Para que los resultados de la modelación numérica sean consistentes se debe mantener un tamaño de zona constante dentro del pilar. Para esto, el ancho del pilar debe ser finalmente el menor número entero que entregue un factor de seguridad superior a 1,3. El esfuerzo en el pilar se obtiene mediante el método de área tributaria; no se considera la redistribución de esfuerzos hacia los contornos de la explotación. Las dimensiones obtenidas para cada caso analizado se muestran a continuación. Se consideran pilares cuadrados para el análisis:

Tabla 31. Estimación de dimensiones de pilar caso profundidad 200 metros y altura de pilar 5 metros

Profundidad 200 metros - Altura de pilar 5 metros				
GSI	50	60	70	80
Ancho de calle w_o [m]	4	7	10	16
Ancho de pilar w_p [m]	5	6	7	9
Esfuerzo en pilar [MPa]	17,1	24,8	31,2	40,8
DRMS [MPa]	38,0	46,5	54,9	63,4
Resistencia pilar [MPa]	27,6	36,9	47,1	61,7
Factor de seguridad	1,6	1,5	1,5	1,5
Razón de extracción [%]	69	79	83	87

Tabla 32. Estimación de dimensiones de pilar caso profundidad 400 metros y altura de pilar 5 metros

Profundidad 400 metros - Altura de pilar 5 metros				
GSI	50	60	70	80
Ancho de calle w_o [m]	4	7	10	16
Ancho de pilar w_p [m]	8	9	10	13
Esfuerzo en pilar [MPa]	23,8	33,4	42,3	52,7
DRMS [MPa]	38,0	46,5	54,9	63,4
Resistencia pilar [MPa]	34,9	45,2	56,3	74,1
Factor de seguridad	1,5	1,4	1,3	1,4
Razón de extracción [%]	56	68	75	80

Tabla 33. Estimación de dimensiones de pilar caso profundidad 600 metros y altura de pilar 5 metros

Profundidad 600 metros - Altura de pilar 5 metros				
GSI	50	60	70	80
Ancho de calle w_o [m]	4	7	10	16
Ancho de pilar w_p [m]	11	12	14	17
Esfuerzo en pilar [MPa]	29,5	39,8	46,7	59,8
DRMS [MPa]	38,0	46,5	54,9	63,4
Resistencia pilar [MPa]	40,9	52,2	66,6	84,8
Factor de seguridad	1,4	1,3	1,4	1,4
Razón de extracción [%]	46	60	66	73

Luego, para estas dimensiones se realiza un estudio sobre los efectos del relleno para distintas alturas finales de pilar lo que se muestra en detalle en el capítulo 5 y 6.

4.5. Tamaño pilar barrera

Las fórmulas empíricas mostradas anteriormente son aplicables a pilares con una razón w/h menor que 5. Para pilares rectangulares se puede calcular el ancho efectivo ($4 \times (\text{Área pilar})/(\text{Perímetro pilar})$) y reemplazarlo en fórmulas de pilares cuadrados. De esta forma se puede capturar la contribución que tiene una dimensión de mayor longitud en la resistencia del pilar.

Para estimar el esfuerzo se utiliza el método de área tributaria representada por el área encerrada por el rectángulo rojo de la figura 34 donde se abarca un pilar barrera en total. De modo de no sobre estimar el esfuerzo sobre el pilar se puede considerar la contribución de los pilares dentro del panel. Así, se obtiene la siguiente fórmula de equilibrio de fuerzas basado en la figura 35.

$$\sigma_v \times A_T = \sum_{i=1}^n A_{ip} \times S_{ip} + A_{PB} \times S_{PB}$$

Donde:

σ_v = Esfuerzo vertical [MPa]

A_T = Área tributaria [m^2]

n = Número de pilares dentro del panel

A_{ip} = Área del pilar i del panel [m^2]

S_{ip} = Resistencia de pilar i del panel [MPa]

A_{PB} = Área del pilar barrera [m^2]

S_{PB} = Resistencia del pilar barrera [MPa]

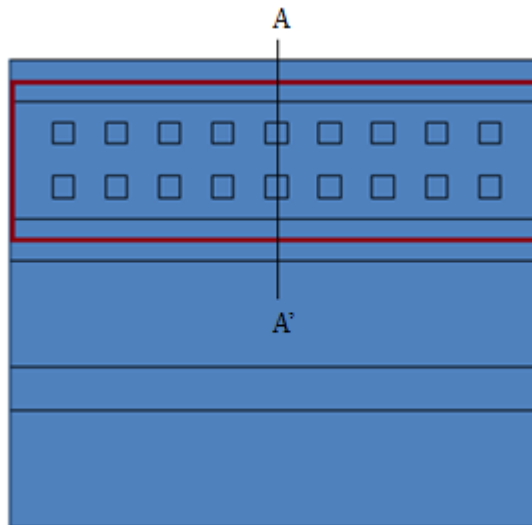


Figura 34. Área tributaria en estimación de pilares barrera

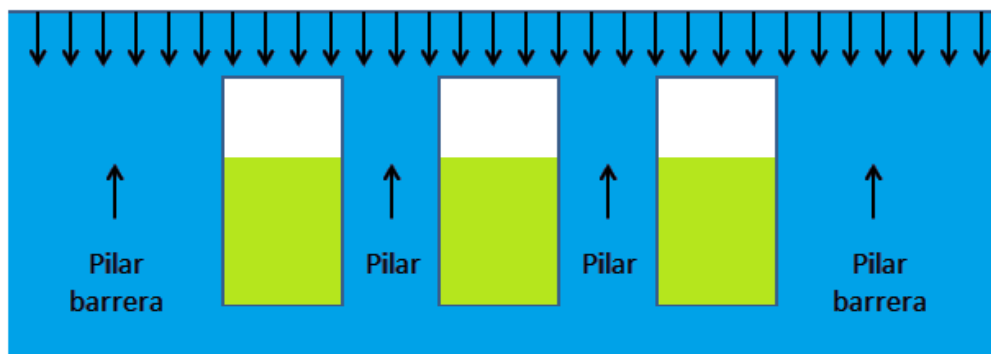


Figura 35. Sección A-A' de figura 34 señalando equilibrio de fuerzas

El área tributaria en este caso corresponde al área del panel a explotar calculada mediante el método de Mathews más el área del pilar barrera. Con estos valores es posible obtener el ancho de este pilar. Finalmente se propone realizar modelamiento numérico con el fin de verificar la estabilidad del pilar cuando el diseño se encuentre en etapas de mayor desarrollo.

4.6. Desprendimiento del pilar del techo

Dependiendo de la profundidad, cuando los pilares alcanzan una altura crítica, el esfuerzo generado por el peso propio del pilar y el esfuerzo transferido a este producto del relleno, podrían generar problemas debido al desprendimiento de los pilares con respecto al techo. Para evitar esta situación se debe tener precaución que la fuerza vertical aplicada sobre este sea mayor que las fuerzas actuando sobre él. Un esquema de esta situación se muestra a continuación:

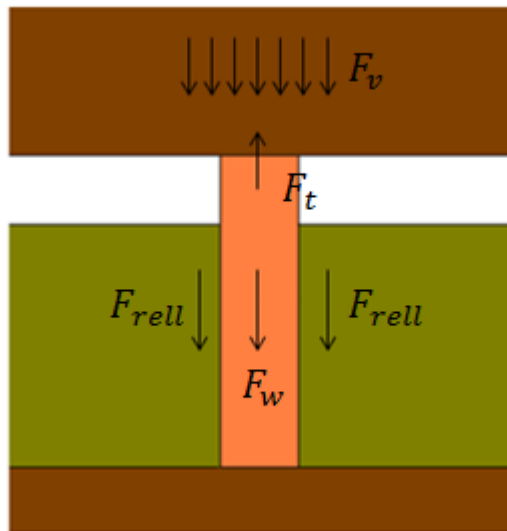


Figura 36. Fuerzas involucradas en desprendimiento del pilar con respecto al techo

El esfuerzo vertical sobre los pilares σ_v , se estima mediante el método de área de tributaria. El esfuerzo generado por el peso del pilar σ_w y el generado por el relleno σ_{rell} , se obtienen de las siguientes fórmulas planteadas por Barrett (1981).

$$\sigma_w = \rho \times g \times H_p$$

$$\sigma_{rell} = \rho_{rell} \times g \times \frac{((w_o + w_p)^2 - w_p^2)}{w_p^2} \times (H_{rell} - w_o)$$

Donde

ρ = Densidad roca del pilar [kg/m^3]

g = Aceleración de gravedad [m/s^2]

H_p = Altura final del pilar [m]

ρ_{rell} = Densidad del relleno [kg/m^3]

w_o = Ancho de la calle [m]

w_p = Ancho del pilar [m]

H_{rell} = Altura del relleno [m]

De modo de que no se genere la situación descrita anteriormente, multiplicando los esfuerzos por las áreas respectivas de aplicación, se debe cumplir en todo momento que:

$$F_v > F_w + F_{\text{rell}} - F_t$$

F_t corresponde a la fuerza de tracción del pilar asociada a la resistencia a la tracción del macizo rocoso la cual toma los siguientes valores dependiendo del GSI.

Tabla 34. Resistencia a la tracción del macizo rocoso

GSI	50	60	70	80
σ [MPa]	0,12	0,44	1,48	11,06

Resolviendo la inecuación anterior para las distintas profundidades y valores de GSI, se obtienen las alturas críticas de desprendimiento para los pilares:

Tabla 35. Alturas críticas de pilares para que se desprendan del techo

GSI	50	60	70	80
Altura crítica a 200 metros de profundidad [m]	113	117	122	151
Altura crítica a 400 metros de profundidad [m]	218	225	233	276
Altura crítica a 600 metros de profundidad [m]	322	331	342	399

5. MODELAMIENTO NUMÉRICO EN FLAC3D

Con las dimensiones obtenidas en el subcapítulo 4.4 se procede a calcular la resistencia peak de pilares para distintas alturas finales sin y con relleno. Las alturas finales evaluadas corresponden a las equivalentes a realizar hasta 5 cortes; 5, 10, 15, 20 y 25 metros, lo que dará como resultado distintas razones ancho-alto. Para el pilar se escoge un modelo elasto-plástico con criterio de falla de Hoek y Brown. De esta manera el relleno puede contribuir a la resistencia del pilar cuando un elemento en el borde de este falle, a diferencia de un modelo elástico en el cual el pilar podría tomar carga infinitamente. En función del GSI se calculan los parámetros a ingresar en el criterio de falla. Además, incorporando la resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta se puede calcular la resistencia a la compresión uniaxial de macizo rocoso UCS_{rm} .

Tabla 36. Parámetros asociados a criterio de falla de Hoek y Brown

GSI	50	60	70	80
UCS [MPa]	100	100	100	100
s	0,0039	0,0117	0,0357	0,1084
a	0,506	0,503	0,501	0,501
UCS_{rm} [MPa]	6,02	10,7	18,8	32,8

El último parámetro que se debe ingresar al criterio corresponde a m_b . Para obtener este valor, se procede a ajustar el parámetro de modo que la resistencia peak de los distintos pilares simulados sin relleno se ajuste a las resistencias estimadas mediante la fórmula de Laubscher dentro de cierto rango de razones w/h. El proceso de calibración se realiza para las dimensiones de pilar a una profundidad de 400 metros y un valor de k igual a 1,5 (caso base). El rango de resistencias más importante a ajustar para cada caso corresponde a:

- Resistencia correspondiente a razón w^*/h_1 para w^* igual a ancho de pilar tal que el factor de seguridad del pilar sea igual a 1,3 para una altura de pilar h_1 igual a 5 metros (primer corte).
- Resistencia correspondiente a razón w^*/h_2 para h_2 igual a altura de pilar tal que el factor de seguridad de este sea igual a 1 para w^* .

Una vez obtenidos los valores de m_b para los distintos GSI, se estudia la resistencia peak de los pilares con relleno. El material de relleno corresponde a marinas de desarrollos. La selección de este material se debe principalmente a su fácil y rápido carguío y transporte. Se escoge un modelo elasto-plástico con criterio de falla de Mohr-Coulomb con las siguientes propiedades:

Tabla 37. Propiedades de relleno

Módulo de Young [MPa]	E_m	400-40
Razón de Poisson	ν	0,3
Ángulo de fricción [°]	ϕ	40
Cohesión [MPa]	c	0,1
Densidad [Kg/m ³]	ρ	2000

Para aprovechar la simetría existente, se modela solamente un cuarto del pilar como lo muestra la figura 37. Esta simplificación simula un arreglo infinito de pilares y asume un esquema como el planteado por el método de área tributaria. La cantidad de cortes a realizar para construir el pilar final, de geometría cuadrada, depende de la altura final de este (figura 38). Con los esfuerzos in situ inicializados, al inicio de cada etapa se genera un corte y se deja que el modelo alcance el equilibrio. Luego se genera otro corte y nuevamente se deja que el modelo alcance el equilibrio. Se repite este procedimiento hasta alcanzar la altura final del pilar y finalmente se somete este a una carga vertical hasta producir su falla de modo de estimar su resistencia peak.

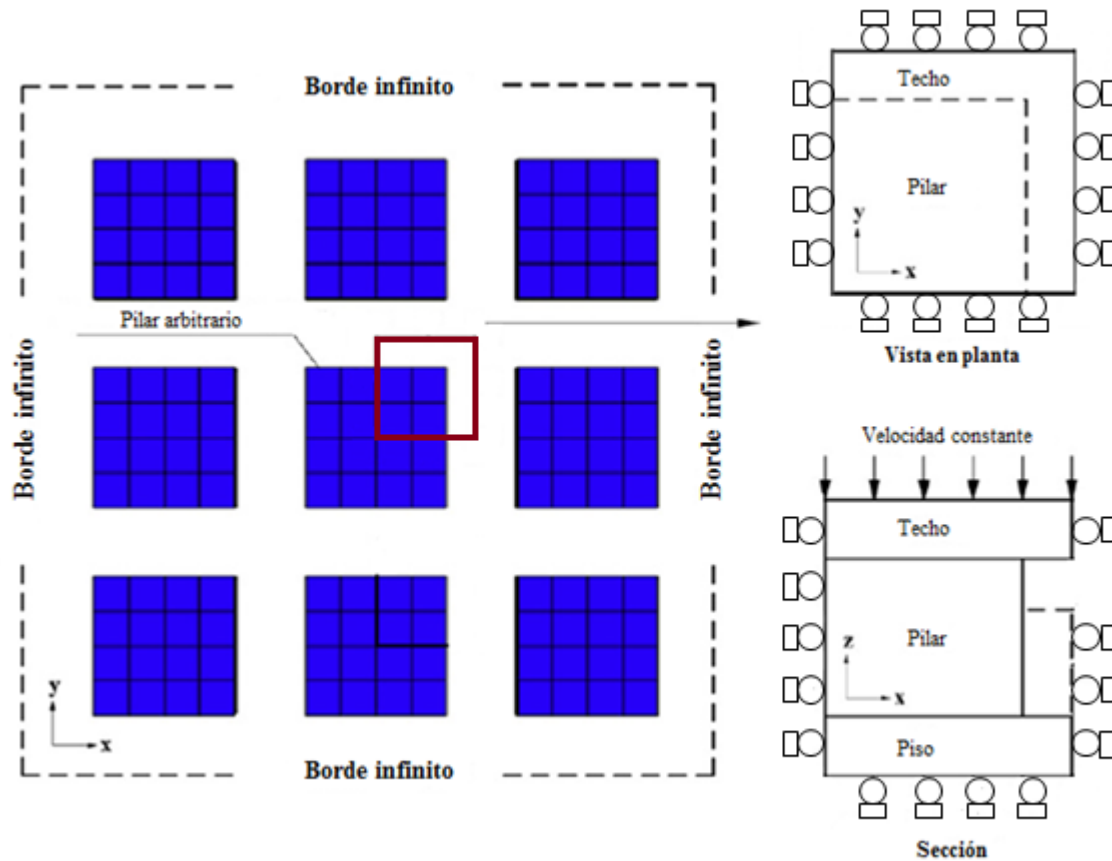


Figura 37. Utilización de simetría en pilares

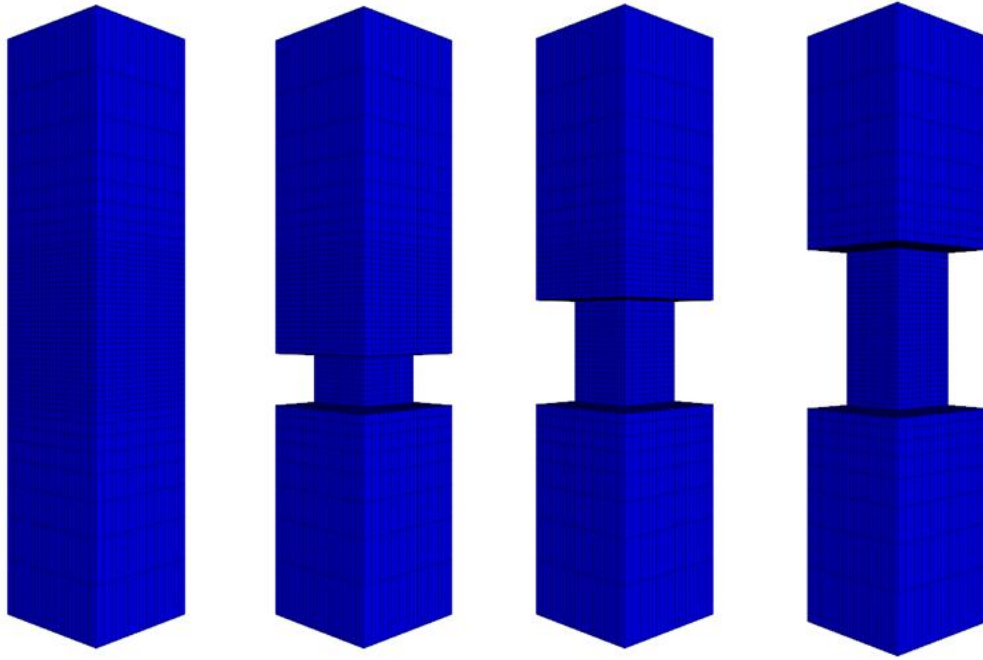


Figura 38. Generación de cortes en pilar sin relleno de 15 metros de altura

Luego se realiza el mismo procedimiento para el pilar con el relleno; se procede a inicializar los esfuerzos in situ, se genera el primer corte, se lleva el modelo al equilibrio, se genera el segundo corte, se rellena el primer corte y se lleva el modelo nuevamente al equilibrio. Así hasta alcanzar la altura final del pilar. Una vez que se alcanza esta, se procede a cargar verticalmente el pilar para estimar su resistencia con relleno. La figura 39 muestra un esquema de la secuencia de generación de cortes para un pilar con relleno de 15 metros de altura final.

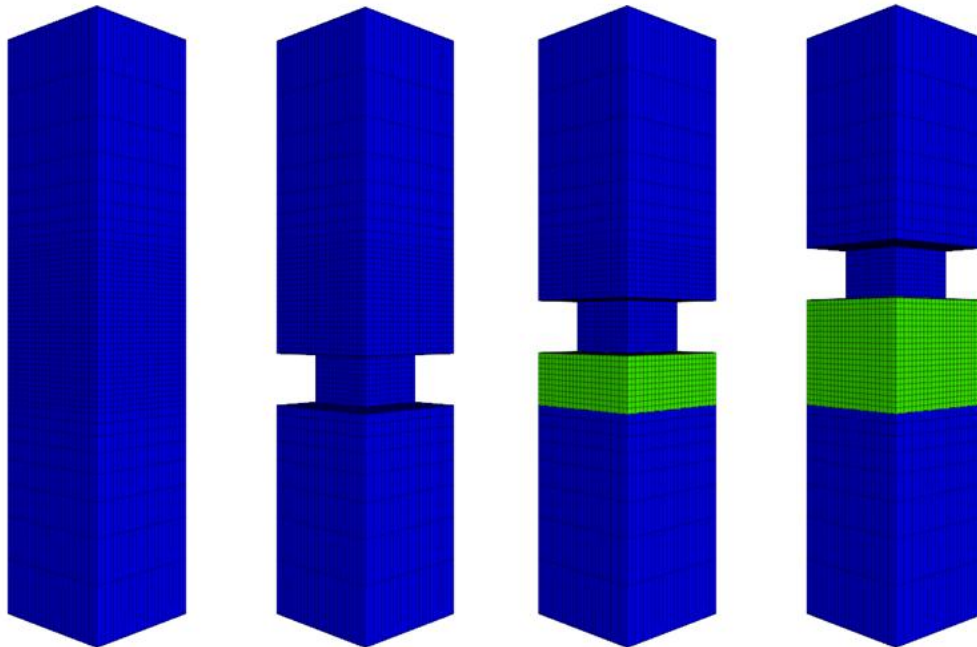


Figura 39. Generación de cortes en pilar con relleno de 15 metros de altura

Se considera que el pilar está en falla cuando los elementos a través de una sección transversal central de este se encuentran en falla como se muestra en la figura 40 y 41.

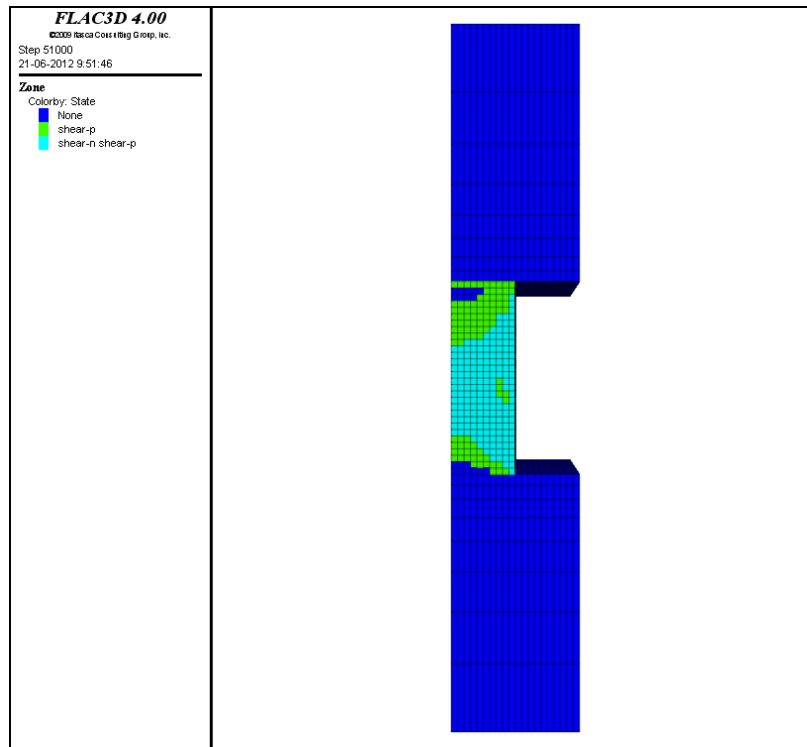


Figura 40. Sección transversal de pilar sin relleno de 15 metros de altura en falla

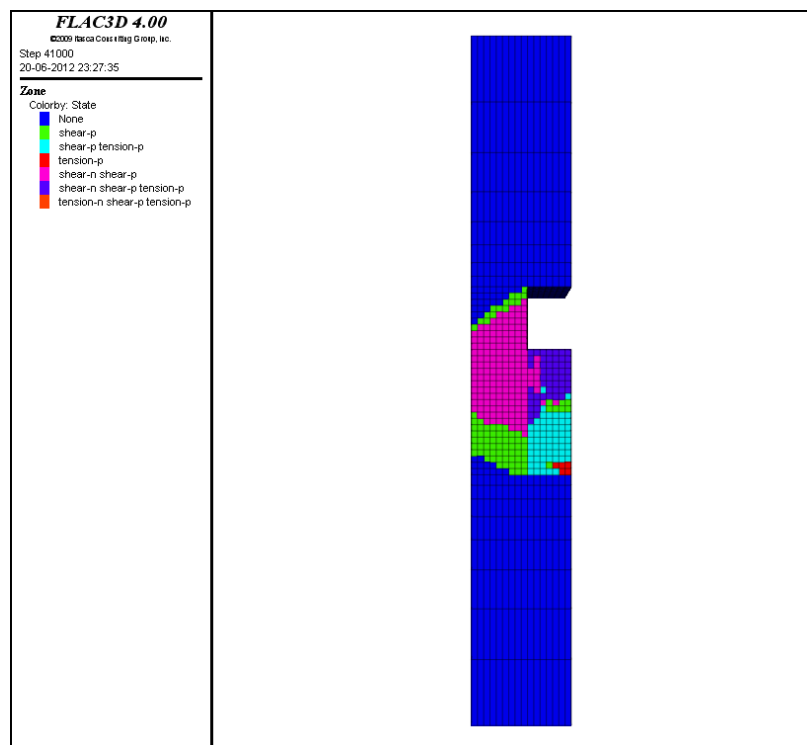


Figura 41. Sección transversal de pilar con relleno de 15 metros de altura en falla

Durante la etapa de modelamiento de prueba se determina que no existen grandes diferencias al monitorear los esfuerzos en secciones a ubicadas a distintas alturas del pilar sin relleno. Finalmente, para este caso, el esfuerzo se mide en una sección ubicada en la base del pilar como lo muestra la figura 42.

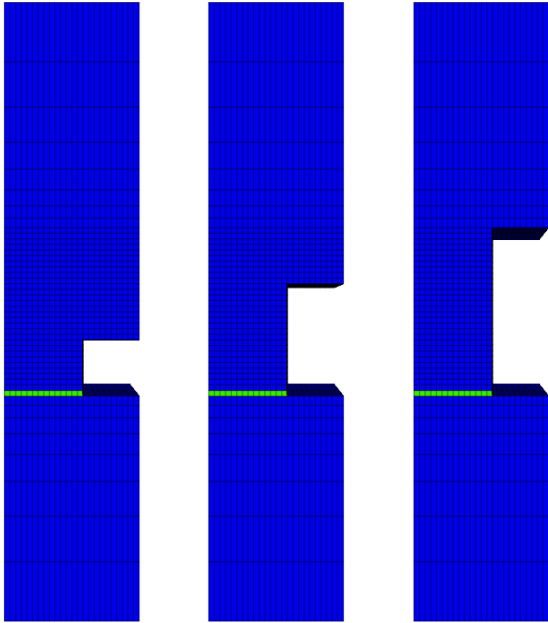


Figura 42. Zona de medición de esfuerzos en sección transversal de pilar sin relleno

Para el caso con relleno, se considera que la medición más representativa para estimar el esfuerzo sobre el pilar completo corresponde a la medición realizada en una sección ubicada a la mitad de la altura del relleno, dependiendo de la altura que tenga este último.

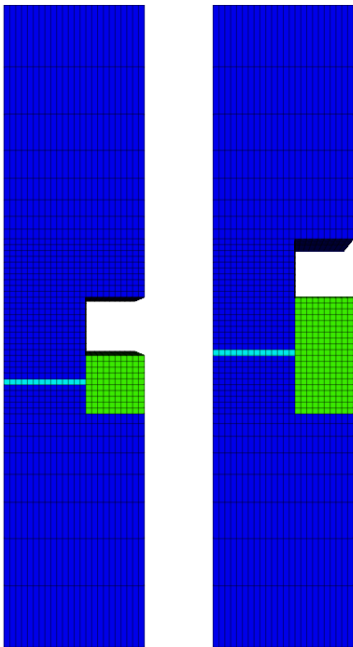


Figura 43. Zona de medición de esfuerzos en sección transversal de pilar con relleno

Para la etapa de modelamiento a pequeña escala se elabora un arreglo de nueve pilares utilizando las dimensiones para un GSI de 70 a 400 metros de profundidad como se muestra a continuación.

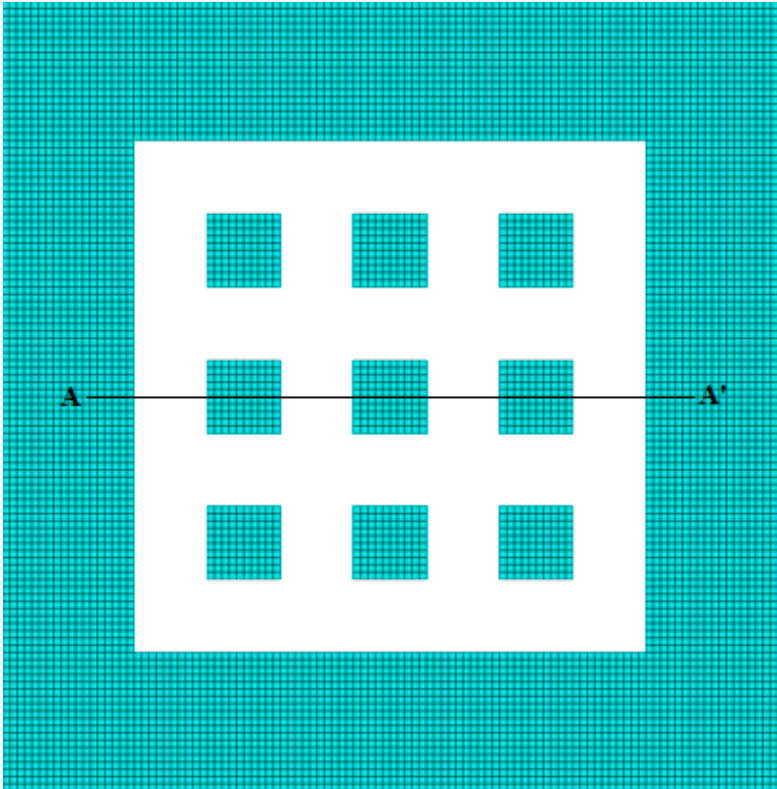


Figura 44. Arreglo de pilares, vista en planta

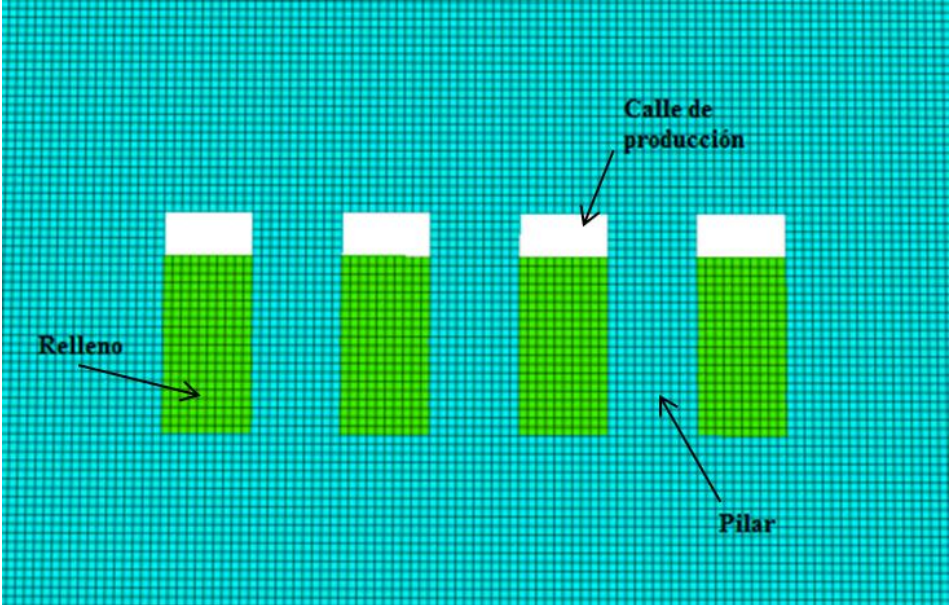


Figura 45. Arreglo de pilares, sección central A-A'

Se genera un modelo de zonas finas que contiene a los pilares, y otro con zonas de mayor tamaño el cual contiene el modelo fino. Con esto se logra dar las dimensiones necesarias al modelo completo para que los bordes de este se encuentren alejados de la zona crítica en estudio evitando así que los resultados se encuentren influenciados por las condiciones de borde. Además, con esto se logra reducir considerablemente el tiempo de resolución del problema.

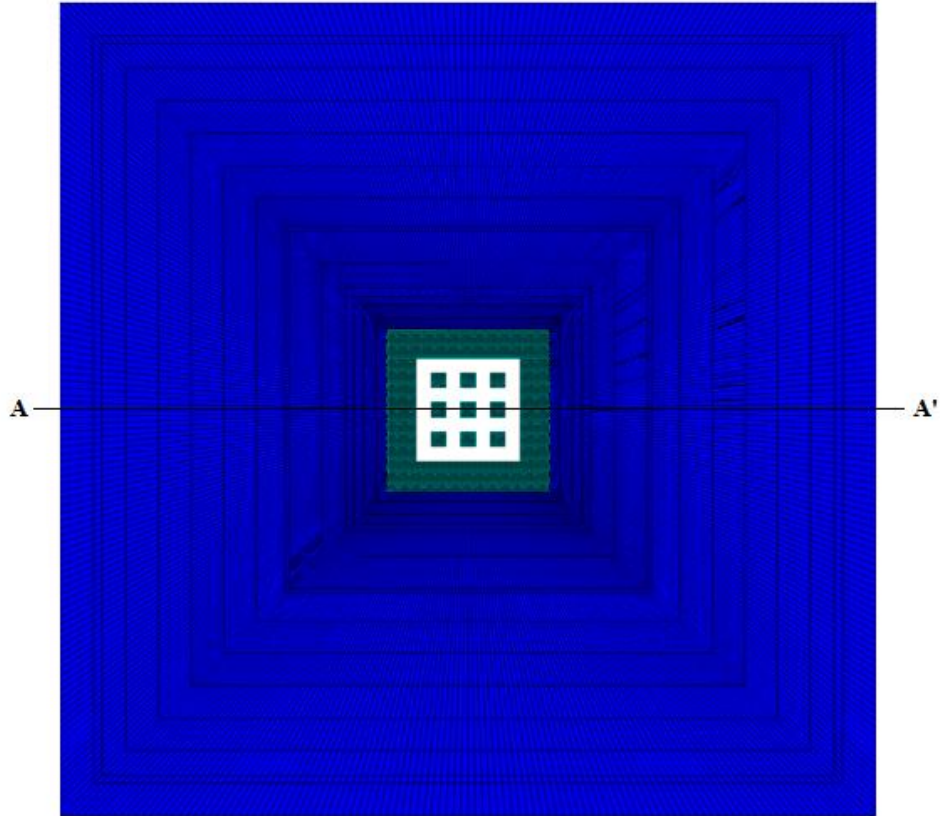


Figura 46. Modelo fino y grueso, vista en planta

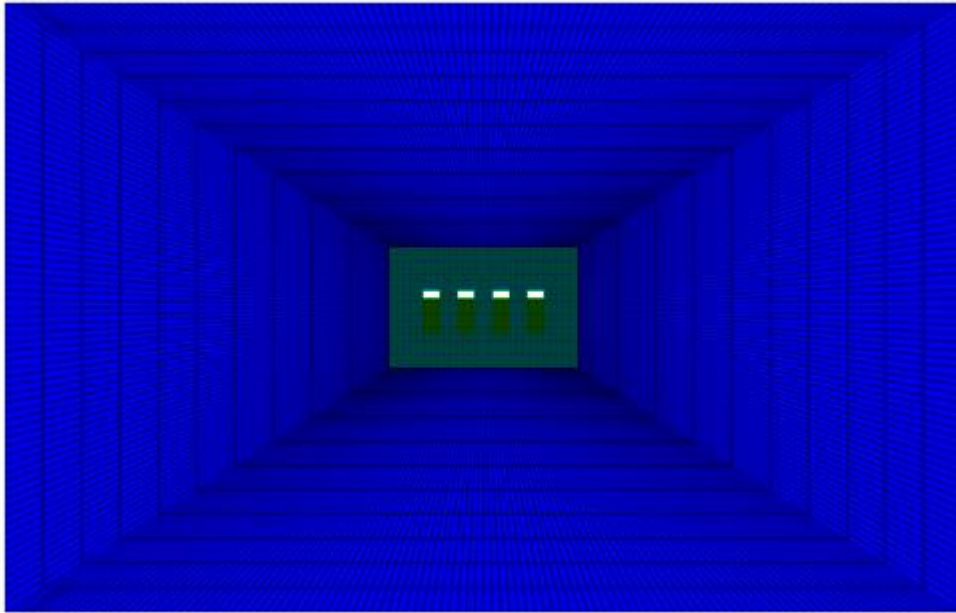


Figura 47. Modelo fino y grueso, sección central A-A'

Para los pilares se escoge un modelo elasto-plástico con criterio de falla de Hoek y Brown. El relleno se encuentra asociado un criterio de falla de Mohr-Coulomb. Los parámetros correspondientes a cada uno de los criterios se encuentran señalados previamente.

La secuencia de modelamiento es similar a la del problema anterior. Con los esfuerzos in situ inicializados, se genera el primer corte y se lleva el modelo al equilibrio. Se genera el segundo corte, se rellena el primero y nuevamente se lleva la geometría al equilibrio. Se repite esta secuencia hasta completar 5 cortes. Finalmente, para generar la falla del pilar central, se disminuye progresivamente la resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta que lo forma de modo de observar la evolución y modos de falla presentes en techo y pilares del sistema.

6. ANÁLISIS DE RESULTADOS

6.1. Resistencia de pilares

6.1.1. Geometría de pilar a 400 metros de profundidad (caso base)

De la calibración, se obtienen los siguientes valores para el parámetro m_b en contraste con los que entrega el criterio de Hoek y Brown. Además se muestran los resultados asociados a las resistencias modeladas:

Tabla 38. Valores ajustados parámetro m_b en función del GSI

GSI	50	60	70	80
m_b calibrado	3,1	2,6	2,3	1
m_b Hoek y Brown	3,3	4,7	6,8	9,7

Tabla 39. Resultados resistencia pilar GSI=80, 400 metros profundidad, $k=1,5$

Ancho Pilar [m]	Altura Pilar [m]	Razón ancho-alto	Resistencia Pilar Laubscher [MPa]	Resistencia modelo sin relleno [MPa]	Resistencia modelo con relleno [MPa]	Variación [%]
13	5	2,60	74,1	71,0	-	-
13	10	1,30	45,6	41,5	44,5	6,0
13	15	0,87	34,3	35,5	40,0	12,7
13	20	0,65	28,1	33,5	38,0	13,4
13	25	0,52	24,0	33,0	35,5	7,6

Tabla 40. Resultados resistencia pilar GSI=70, 400 metros profundidad, $k=1,5$

Ancho Pilar [m]	Altura Pilar [m]	Razón ancho-alto	Resistencia Pilar Laubscher [MPa]	Resistencia modelo sin relleno [MPa]	Resistencia modelo con relleno [MPa]	Variación [%]
10	5	2,00	56,3	67,5	-	-
10	10	1,00	34,7	30,0	36,3	21,0
10	15	0,67	26,1	21,0	33,0	57,1
10	20	0,50	21,3	19,3	28,7	48,7
10	25	0,40	18,2	19,0	27,2	43,2

Tabla 41. Resultados resistencia pilar GSI=60, 400 metros profundidad, $k=1,5$

Ancho Pilar [m]	Altura Pilar [m]	Razón ancho-alto	Resistencia Pilar Laubscher [MPa]	Resistencia modelo sin relleno [MPa]	Resistencia modelo con relleno [MPa]	Variación [%]
9	5	1,80	45,2	57,5	-	-
9	10	0,90	27,8	21,0	30,7	42,8
9	15	0,60	20,9	13	27,5	111,5
9	20	0,45	17,1	11,8	25,1	112,7
9	25	0,36	14,6	11,6	24,2	108,6

Tabla 42. Resultados resistencia pilar GSI=50, 400 metros profundidad, k=1,5

Ancho Pilar [m]	Altura Pilar [m]	Razón ancho-alto	Resistencia Pilar Laubscher [MPa]	Resistencia modelo sin relleno [MPa]	Resistencia modelo con relleno [MPa]	Variación [%]
8	5	1,60	34,9	53,8	-	-
8	10	0,80	21,4	16	31,5	96,9
8	15	0,53	16,1	8,1	29,7	266,7
8	20	0,40	13,2	7,3	29,5	304,1
8	25	0,32	11,3	7	30,5	335,7

Considerando la resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta de 100 MPa, se obtienen los siguientes gráficos en base a las resistencias de las tablas, las cuales se encuentran normalizadas por ese valor. En los casos necesarios, la curva empírica de Laubscher se extiende a rangos de w/h inferiores a 0,5 de modo de establecer una comparación con la curva obtenida mediante modelamiento numérico. En adelante todos los gráficos se presentan en el mismo formato.

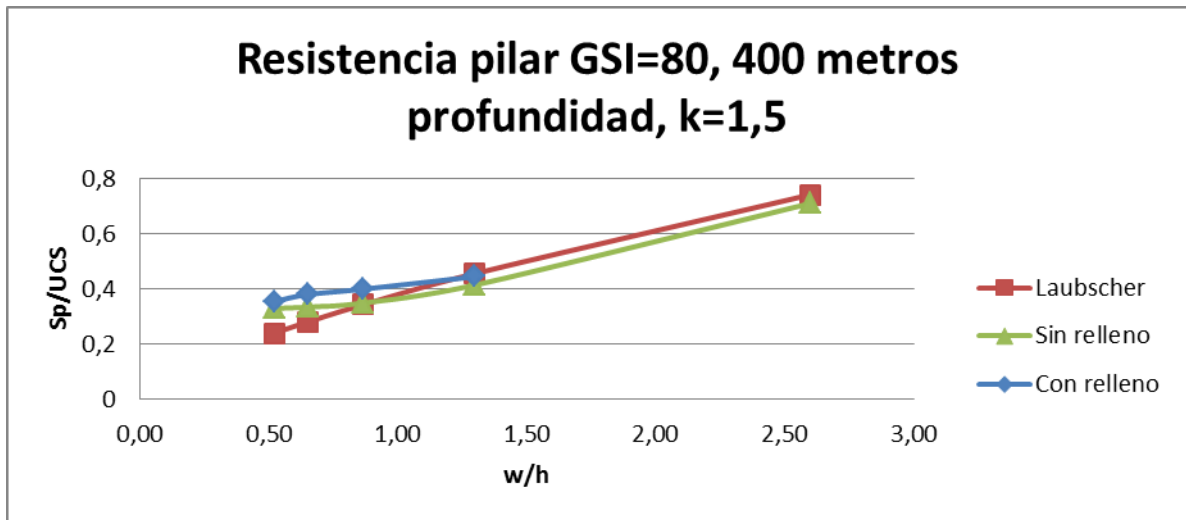


Figura 48. Resistencia pilar GSI=80, 400 metros profundidad, k=1,5

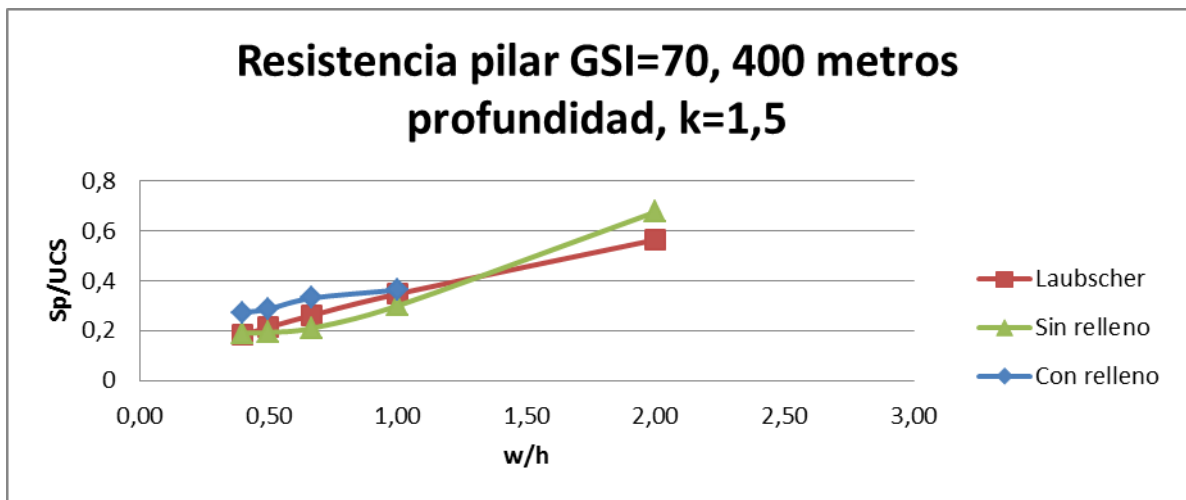


Figura 49. Resistencia pilar GSI=70, 400 metros profundidad, k=1,5

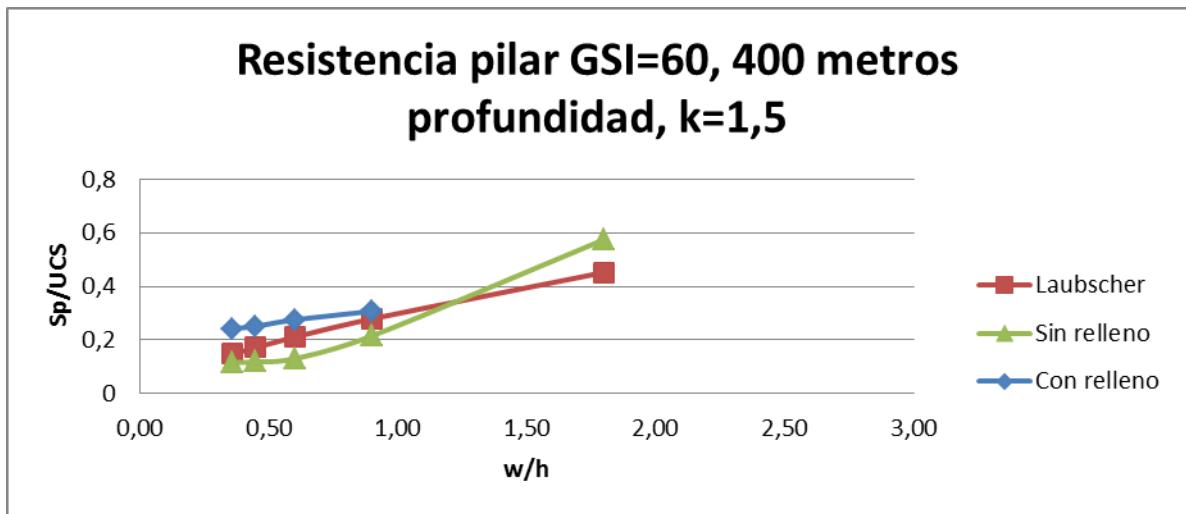


Figura 50. Resistencia pilar GSI=60, 400 metros profundidad, k=1,5

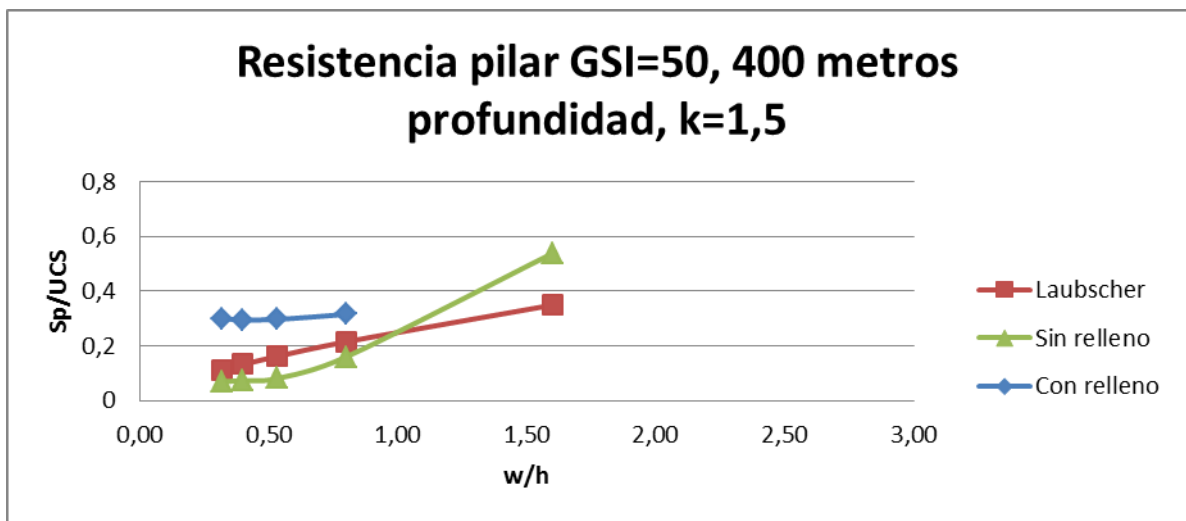


Figura 51. Resistencia pilar GSI=50, 400 metros profundidad, k=1,5

En general se observa que, con los valores encontrados se logra ajustar las curvas modeladas sin relleno a las de resistencia según Laubscher dentro de los rangos establecidos de calibración. Cabe destacar que la variación entre el m_b de Hoek y Brown y el calibrado aumenta con el GSI.

Si bien la calidad del ajuste disminuye a medida que el valor del GSI baja, para razones w/h menores a 0,5, estas curvas tienden a la resistencia a la compresión uniaxial del macizo rocoso lo que refleja un correcto resultado. Se observa una sobre estimación de resistencia para GSI de 50, 60 y 70, la que aumenta a medida que la calidad del macizo disminuye para razones w/h mayores que 1,3. Por otra parte existe una sub estimación de la resistencia para los mismos valores de GSI para razones w/h inferiores a 1. Para el GSI de 80, se tiene que para w/h menor a 1, se sobre estima la resistencia. Finalmente la resistencia sin relleno tiende a la compresión uniaxial del macizo rocoso para w/h entre a 0,5 y 0,8 para GSI de 50 y 80 respectivamente.

La resistencia peak con relleno aumenta con respecto a la sin relleno para todos los GSI, sin embargo el cambio es considerablemente mayor para macizos de menor calidad llegando a

aumentos de hasta un 300% en el caso de GSI igual a 50. Para valores de GSI de 60, 70 y 80 hay una clara tendencia a la disminución de la resistencia con relleno a medida que el pilar aumenta su altura a diferencia del GSI de 50, donde la resistencia con relleno tiende a estabilizarse en un valor de 30 MPa aproximadamente.

Al cambiar los valores de la constante k de forma simétrica y asimétrica, no se observan grandes variaciones en los resultados. Se muestran los gráficos asociados al pilar de GSI igual a 60 para los casos en que k es igual a 1 e igual a 2 en ambas direcciones. Los demás gráficos se encuentran en el anexo A.

Tabla 43. Resultados resistencia pilar GSI=60, 400 metros profundidad, k=1

Ancho Pilar [m]	Altura Pilar [m]	Razón ancho-alto	Resistencia Pilar Laubscher [MPa]	Resistencia modelo sin relleno [MPa]	Resistencia modelo con relleno [MPa]	Variación [%]
9	5	1,80	45,2	57,5	-	-
9	10	0,90	27,8	21,2	30,7	44,8
9	15	0,60	20,9	13	27,0	107,7
9	20	0,45	17,1	11,8	25,2	113,6
9	25	0,36	14,6	11,4	23,5	106,1

Tabla 44. Resultados resistencia pilar GSI=60, 400 metros profundidad, k=2

Ancho Pilar [m]	Altura Pilar [m]	Razón ancho-alto	Resistencia Pilar Laubscher [MPa]	Resistencia modelo sin relleno [MPa]	Resistencia modelo con relleno [MPa]	Variación [%]
9	5	1,80	45,2	57,5	-	-
9	10	0,90	27,8	21,3	30,6	43,7
9	15	0,60	20,9	13,2	27,6	109,1
9	20	0,45	17,1	11,8	25,7	117,8
9	25	0,36	14,6	11,5	24,5	113,0

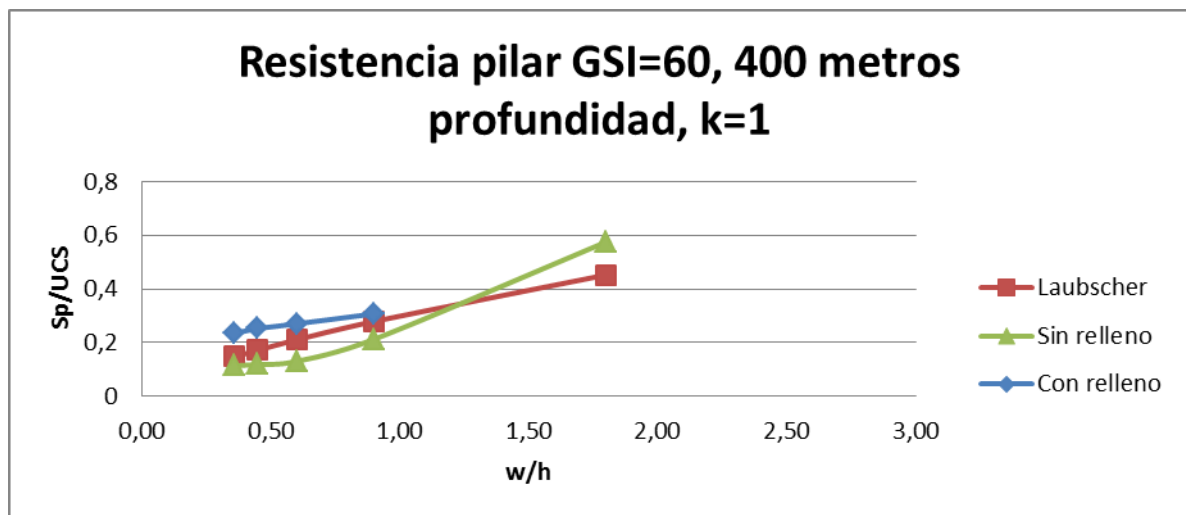


Figura 52. Resistencia pilar GSI=60, 400 metros profundidad, k=1

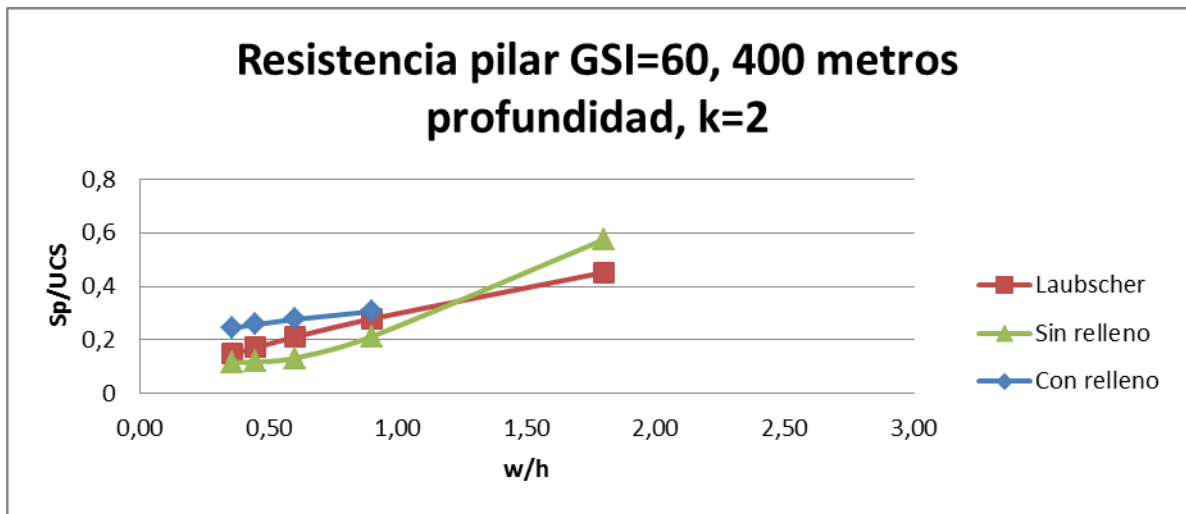


Figura 53. Resistencia pilar GSI=60, 400 metros profundidad, k=2

Luego, con las mismas dimensiones del pilar y un k igual a 1,5 se varían los esfuerzos in situ para reproducir una condición a 600 metros de profundidad obteniendo lo siguiente para el GSI de 60. Los resultados para los restantes valores de GSI se encuentran en el anexo B.

Tabla 45. Resultados resistencia pilar GSI=60, geometría de 400 metros profundidad a 600 metros, k=1,5

Ancho Pilar [m]	Altura Pilar [m]	Razón ancho-alto	Resistencia Pilar Laubscher [MPa]	Resistencia modelo sin relleno [MPa]	Resistencia modelo con relleno [MPa]	Variación [%]
9	5	1,80	45,2	57,5	-	-
9	10	0,90	27,8	21,5	32,0	48,8
9	15	0,60	20,9	13,8	28,0	102,9
9	20	0,45	17,1	12	25,2	110,0
9	25	0,36	14,6	11,5	23,6	105,2

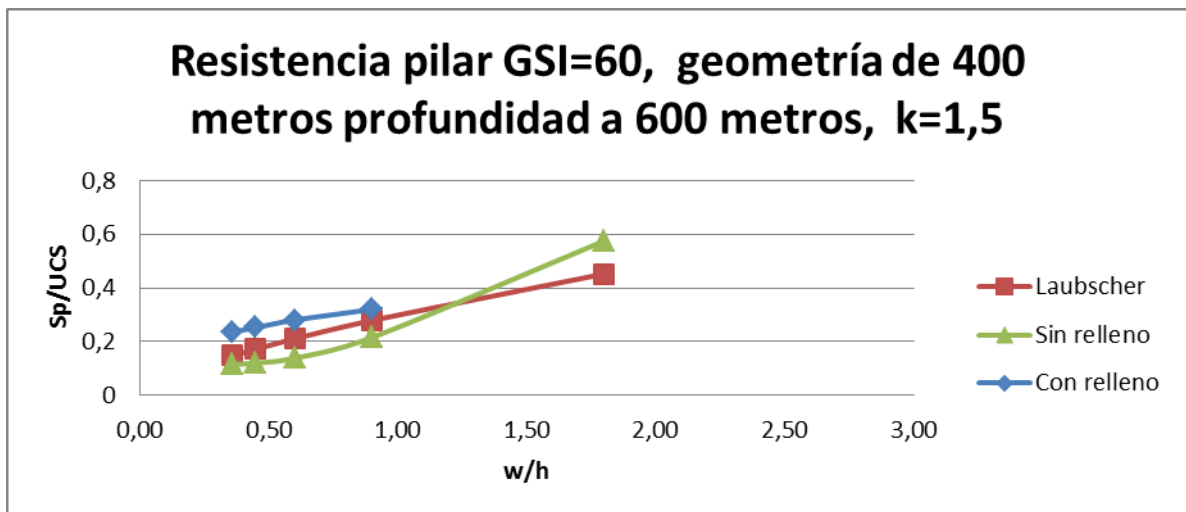


Figura 54. Resistencia pilar GSI=60, geometría de 400 metros profundidad a 600 metros, k=1,5

Al igual que en el caso de variación de k, no se observan cambios significativos en las resistencias obtenidas.

Considerando la geometría del pilar a 400 metros de profundidad y k de 1,5 se disminuye el tamaño del pilar en un 20% para el GSI de 60 (se disminuye el ancho del pilar de 9 a 7 metros). Se muestran los resultados para el GSI de 60. Los gráficos asociados a los otros valores se encuentran en el anexo C.

Tabla 46. Resultados resistencia pilar GSI=60, 400 metros de profundidad, $k=1,5$, variación de ancho de pilar

Ancho Pilar [m]	Altura Pilar [m]	Razón ancho-alto	Resistencia Pilar Laubscher [MPa]	Resistencia modelo sin relleno [MPa]	Resistencia modelo con relleno [MPa]	Variación [%]
7	5	1,40	39,9	41,9	-	-
7	10	0,70	24,5	16,1	22,0	36,6
7	15	0,47	18,4	12	17,7	47,5
7	20	0,35	15,1	11,8	16	35,6
7	25	0,28	12,9	11,3	16,0	41,6

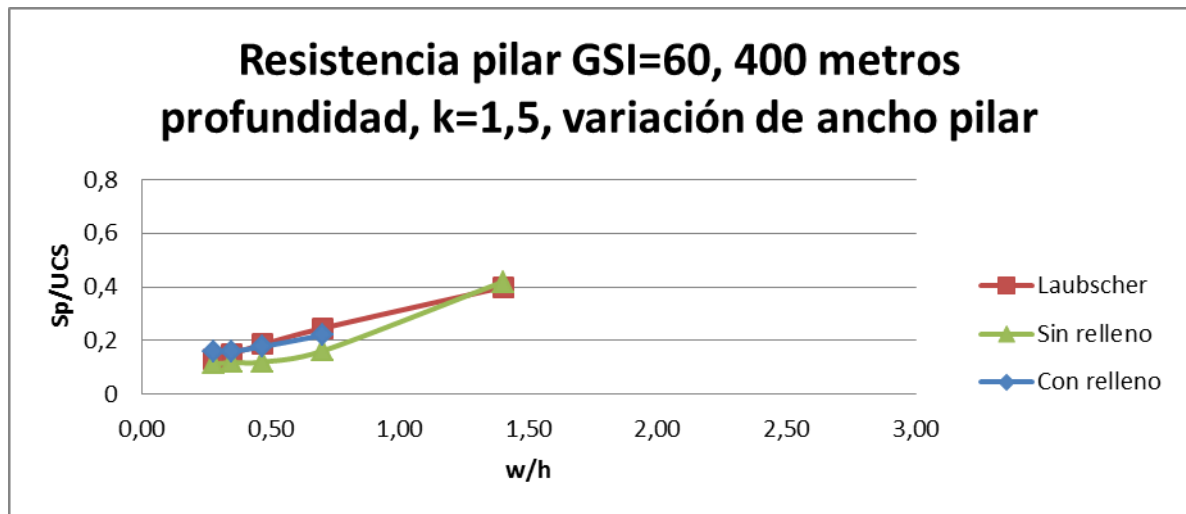


Figura 55. Resistencia pilar GSI=60, 400 metros de profundidad, $k=1,5$, variación de ancho de pilar

En la figura anterior, se observa que las resistencias disminuyen lo que corresponde a un resultado lógico teniendo en cuenta que el ancho del pilar es menor lo que implica razones w/h menores. Dado que lo único que se cambió fue el ancho del pilar, el factor de seguridad disminuye a un valor bajo 1,3 para el primer corte. Ahora, comparando las resistencias sin relleno del resultado anterior con las del caso base en un gráfico normalizado para un GSI de 60, se observa la misma tendencia donde, en el caso base, por tratarse de un pilar de 9 metros de ancho, la curva abarca un rango de w/h mayor. Lo mismo ocurre para los otros GSI.

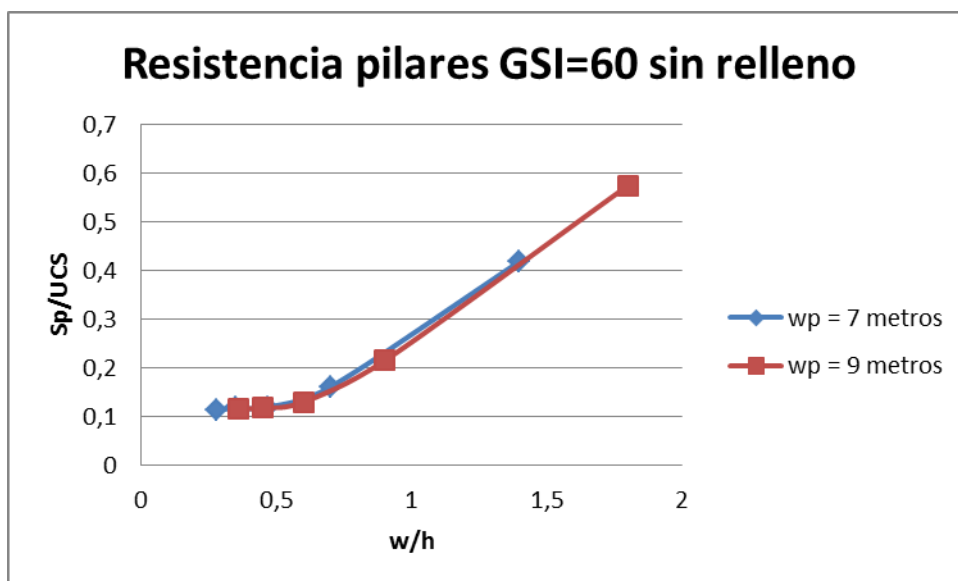


Figura 56. Comparación de resistencias para distintos anchos de pilar GSI=60, 400 metros de profundidad, k=1,5

Al variar la razón de extracción del caso base de 68 a 80% para el GSI de 60, aumentando el tamaño de la calle en un 50% aproximadamente (7 a 11 metros), se observa un leve descenso en las resistencias con relleno para razones w/h menores a 0,6 producto de que mayor área se encuentra abierta y el pilar posee una razón w/h baja. Las resistencias sin relleno no varían sus valores con respecto al mismo caso. Situación similar ocurre para el GSI de 50 donde el descenso es un poco mayor. Para los GSI de 70 y 80 no se observan cambios. A continuación se presentan los gráficos para GSI de 50 y 60, los demás se encuentran en el anexo D.

Tabla 47. Resultados resistencia pilar GSI=60, 400 metros de profundidad, k=1,5, variación de razón de extracción

Ancho Pilar [m]	Altura Pilar [m]	Razón ancho-alto	Resistencia Pilar Laubscher [MPa]	Resistencia modelo sin relleno [MPa]	Resistencia modelo con relleno [MPa]	Variación [%]
9	5	1,80	45,2	57,5	-	-
9	10	0,90	27,8	21,4	30,0	40,2
9	15	0,60	20,9	13,6	27,5	102,2
9	20	0,45	17,1	11,8	23	94,9
9	25	0,36	14,6	11,5	21,5	87,0

Tabla 48. Resultados resistencia pilar GSI=50, 400 metros de profundidad, k=1,5, variación de razón de extracción

Ancho Pilar [m]	Altura Pilar [m]	Razón ancho-alto	Resistencia Pilar Laubscher [MPa]	Resistencia modelo sin relleno [MPa]	Resistencia modelo con relleno [MPa]	Variación [%]
8	5	1,60	34,9	53,5	-	-
8	10	0,80	21,4	16,2	29,0	79
8	15	0,53	16,1	8	26,0	225
8	20	0,40	13,2	7,2	24,5	240
8	25	0,32	11,3	7	24,0	243

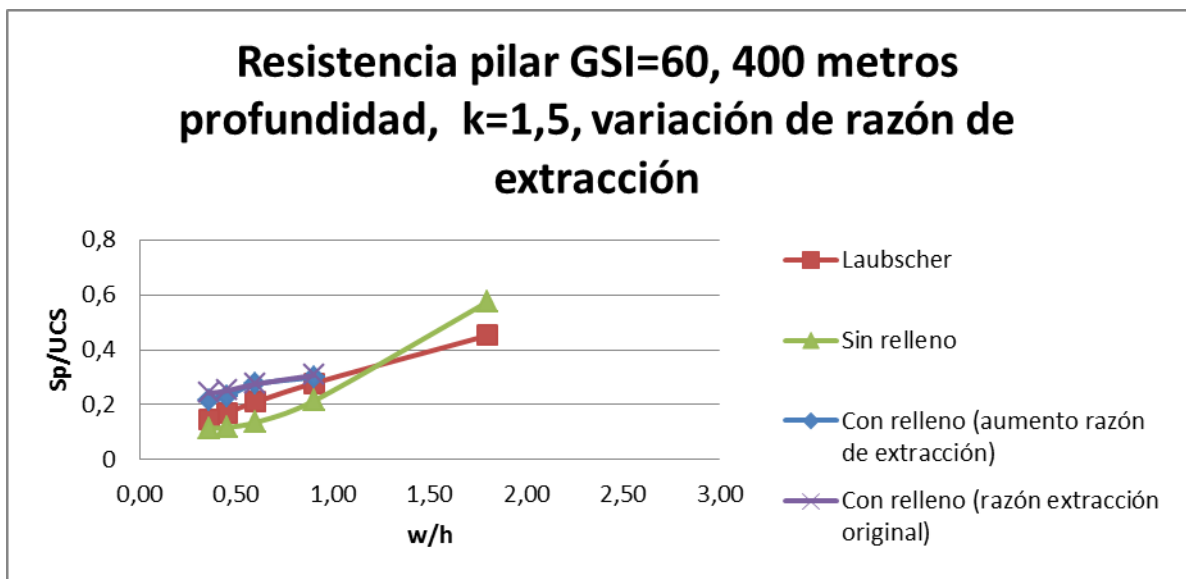


Figura 57. Resistencia pilar GSI=60, 400 metros de profundidad, k=1,5, variación de razón de extracción

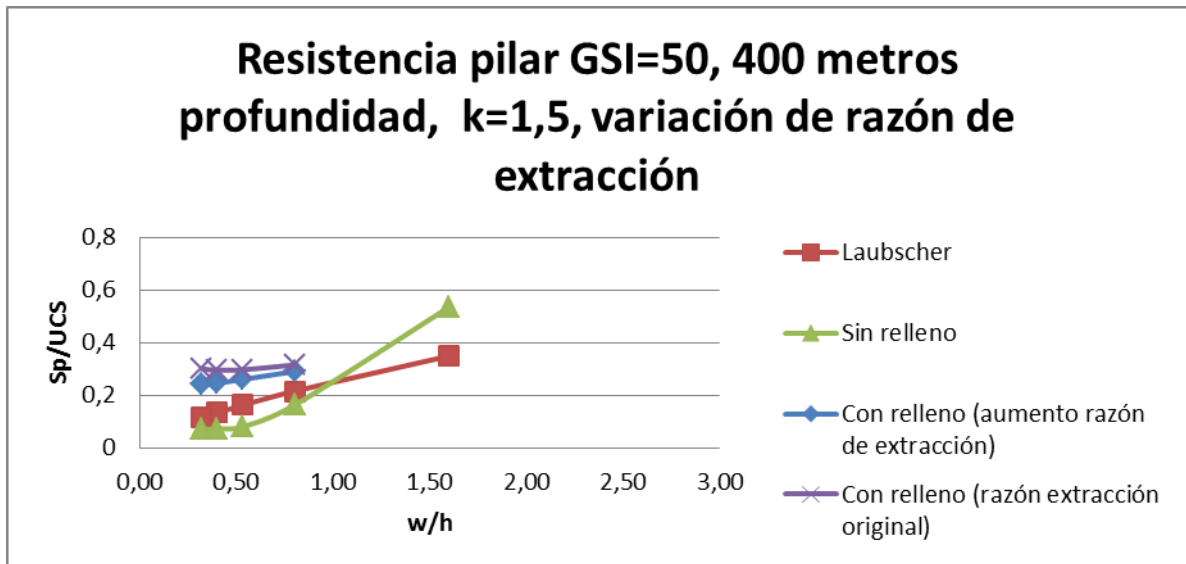


Figura 58. Resistencia pilar GSI=50, 400 metros de profundidad, k=1,5, variación de razón de extracción

6.1.2. Geometría de pilar a 200 metros de profundidad

Con las dimensiones requeridas para el pilar a 200 metros de profundidad se realiza el estudio sin y con relleno para un valor de k igual a 1,5.

Tabla 49. Resultados resistencia pilar GSI=80, 200 metros profundidad, k=1,5

Ancho Pilar [m]	Altura Pilar [m]	Razón ancho-alto	Resistencia Pilar Laubscher [MPa]	Resistencia modelo sin relleno [MPa]	Resistencia modelo con relleno [MPa]	Variación [%]
9	5	1,80	61,7	54,5	-	-
9	10	0,90	37,9	36,0	38,1	5,8
9	15	0,60	28,5	33,5	35,6	6,3
9	20	0,45	23,3	33,0	34,0	3,0
9	25	0,36	20,0	33,0	33,9	2,7

Tabla 50. Resultados resistencia pilar GSI=70, 200 metros profundidad, k=1,5

Ancho Pilar [m]	Altura Pilar [m]	Razón ancho-alto	Resistencia Pilar Laubscher [MPa]	Resistencia modelo sin relleno [MPa]	Resistencia modelo con relleno [MPa]	Variación [%]
7	5	1,40	47,1	46,0	-	-
7	10	0,70	29,0	23,0	28,5	23,9
7	15	0,47	21,8	19,5	25,4	30,3
7	20	0,35	17,8	19,3	23,5	21,8
7	25	0,28	15,2	19,3	22,9	18,7

Tabla 51. Resultados resistencia pilar GSI=60, 200 metros profundidad, k=1,5

Ancho Pilar [m]	Altura Pilar [m]	Razón ancho-alto	Resistencia Pilar Laubscher [MPa]	Resistencia modelo sin relleno [MPa]	Resistencia modelo con relleno [MPa]	Variación [%]
6	5	1,20	36,9	35	-	-
6	10	0,60	22,7	13,3	22,5	63,0
6	15	0,40	17,1	11,8	19,2	62,7
6	20	0,30	14,0	11,5	18,5	60,9
6	25	0,24	11,9	11,2	18,0	60,7

Tabla 52. Resultados resistencia pilar GSI=50, 200 metros profundidad, k=1,5

Ancho Pilar [m]	Altura Pilar [m]	Razón ancho-alto	Resistencia Pilar Laubscher [MPa]	Resistencia modelo sin relleno [MPa]	Resistencia modelo con relleno [MPa]	Variación [%]
5	5	1,00	27,5	28,5	-	-
5	10	0,50	16,9	8,2	18,4	124,4
5	15	0,33	12,7	7,2	18,2	152,8
5	20	0,25	10,4	6,9	18,5	168,1
5	25	0,20	8,9	6,9	19,0	175,4

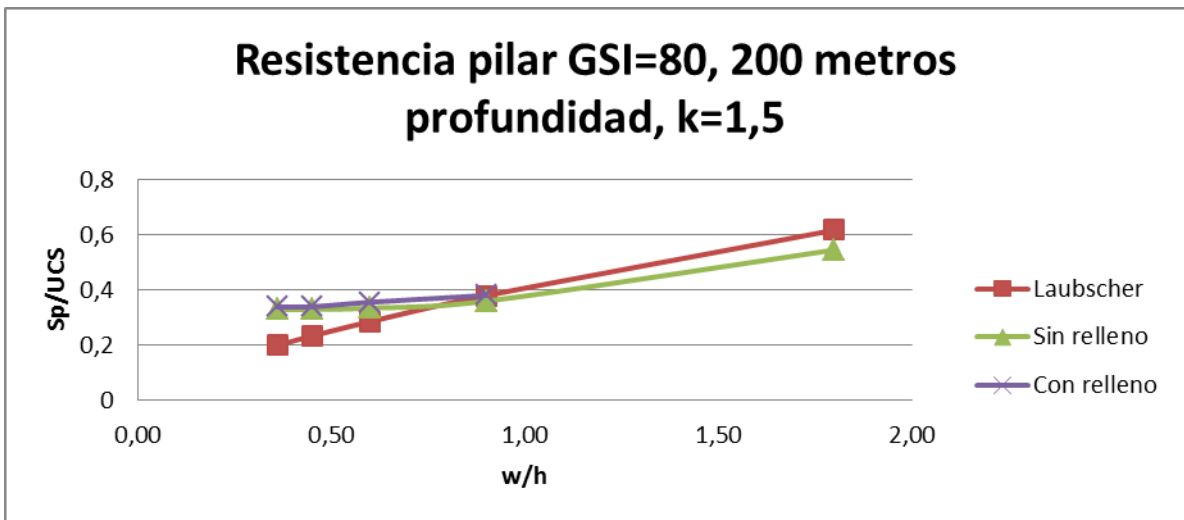


Figura 59. Resistencia pilar GSI=80, 200 metros profundidad, k=1,5

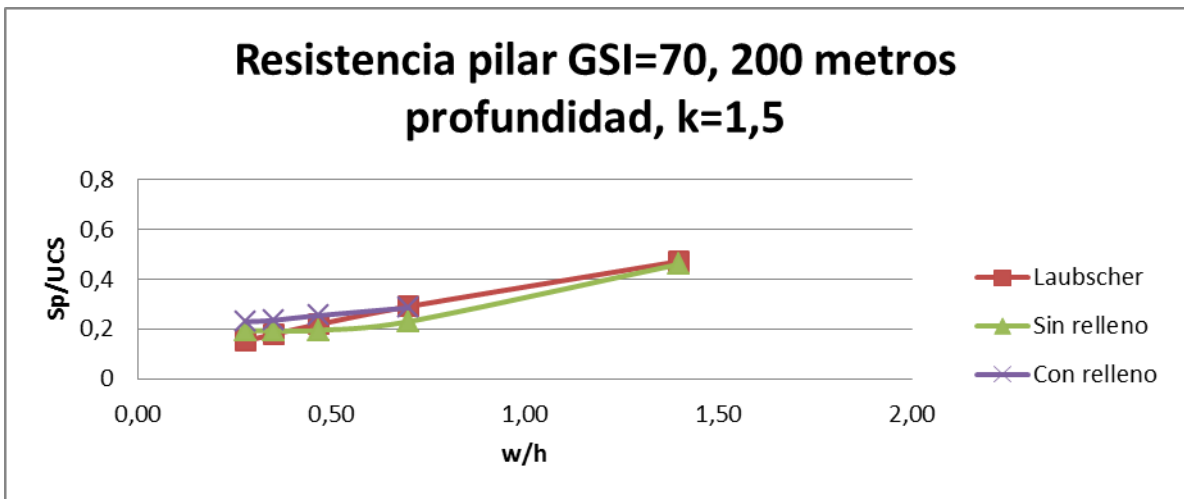


Figura 60. Resistencia pilar GSI=70, 200 metros profundidad, k=1,5

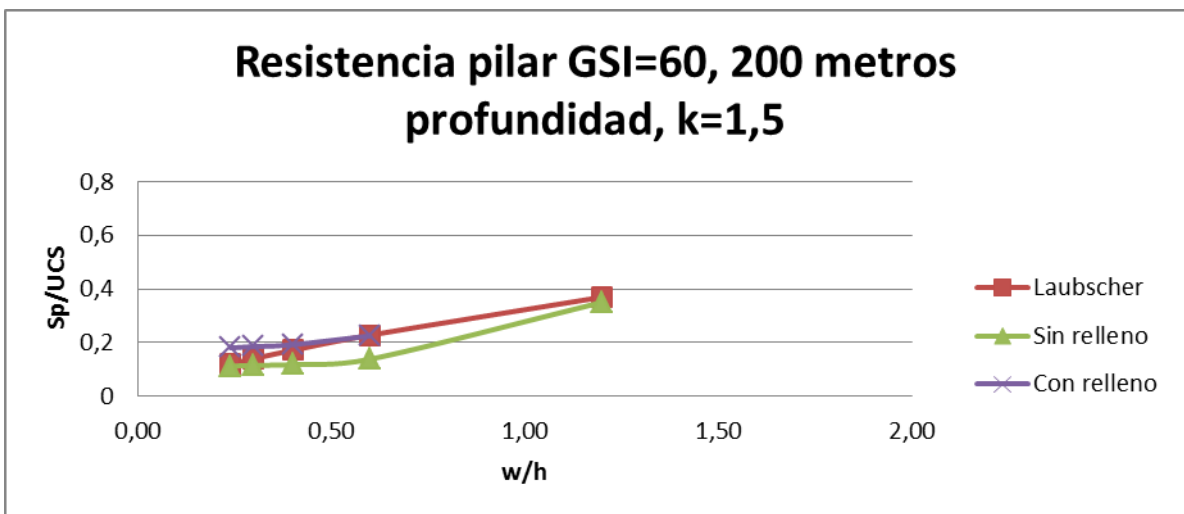


Figura 61. Resistencia pilar GSI=60, 200 metros profundidad, k=1,5

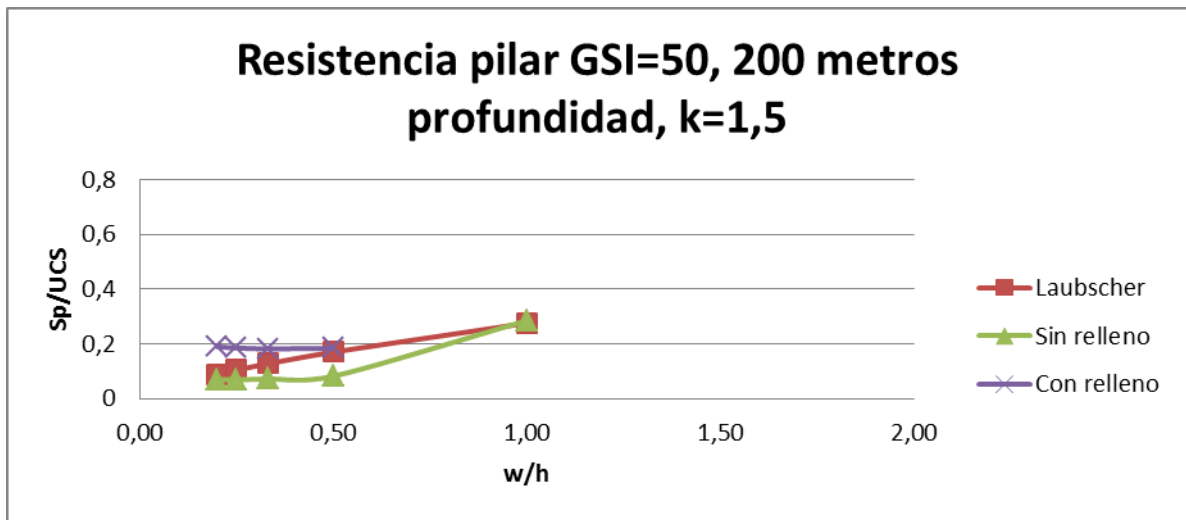


Figura 62. Resistencia pilar GSI=50, 200 metros profundidad, k=1,5

Se observa que la calidad del ajuste de las curvas sin relleno a las de resistencia según Laubscher disminuyen a medida que el valor del GSI baja. Existe una sub estimación de la resistencia para valores de GSI de 50, 60 y 70 para razones w/h inferiores a 1. Para el GSI de 80, se tiene que para w/h menor a 1 se sobre estima la resistencia. Finalmente la resistencia sin relleno tiende a la compresión uniaxial del macizo rocoso para w/h entre 0,5 y 0,9 para GSI de 50 y 80 respectivamente.

La resistencia peak con relleno aumenta con respecto a la sin relleno para todos los GSI, sin embargo el cambio es considerablemente mayor para macizos de menor calidad llegando a aumentos de hasta un 170% en el caso de GSI igual a 50. Para valores de GSI de 60, 70 y 80 hay una clara tendencia a la disminución de la resistencia con relleno a medida que el pilar aumenta su altura a diferencia del GSI de 50, donde la resistencia con relleno tiende a estabilizarse en un valor de 18,5 MPa aproximadamente.

6.1.3. Geometría de pilar a 600 metros de profundidad

Con las dimensiones requeridas para el pilar a 600 metros de profundidad se realiza el estudio sin y con relleno para un valor de k igual a 1,5.

Tabla 53. Resultados resistencia pilar GSI=80, 600 metros profundidad, k=1,5

Ancho Pilar [m]	Altura Pilar [m]	Razón ancho-alto	Resistencia Pilar Laubscher [MPa]	Resistencia modelo sin relleno [MPa]	Resistencia modelo con relleno [MPa]	Variación [%]
17	5	3,40	84,8	90,0	-	-
17	10	1,70	52,2	48,5	51,5	6,2
17	15	1,13	39,3	38,5	44,8	24,4
17	20	0,85	32,1	34,9	42,3	21,2
17	25	0,68	27,4	33,7	40,0	16,6

Tabla 54. Resultados resistencia pilar GSI=70, 600 metros profundidad, k=1,5

Ancho Pilar [m]	Altura Pilar [m]	Razón ancho-alto	Resistencia Pilar Laubscher [MPa]	Resistencia modelo sin relleno [MPa]	Resistencia modelo con relleno [MPa]	Variación [%]
14	5	2,80	66,6	90,0	-	-
14	10	1,40	41,0	41,7	47,4	13,7
14	15	0,93	30,9	27,4	43,0	56,9
14	20	0,70	25,2	21,0	38,0	81,0
14	25	0,56	21,6	19,6	35,4	80,6

Tabla 55. Resultados resistencia pilar GSI=60, 600 metros profundidad, k=1,5

Ancho Pilar [m]	Altura Pilar [m]	Razón ancho-alto	Resistencia Pilar Laubscher [MPa]	Resistencia modelo sin relleno [MPa]	Resistencia modelo con relleno [MPa]	Variación [%]
12	5	2,40	52,2	80	-	-
12	10	1,20	32,1	30	39,5	31,7
12	15	0,80	24,2	17	35,0	105,9
12	20	0,60	19,8	12,5	33	164,0
12	25	0,48	16,9	11,8	31,0	162,7

Tabla 56. Resultados resistencia pilar GSI=50, 600 metros profundidad, k=1,5

Ancho Pilar [m]	Altura Pilar [m]	Razón ancho-alto	Resistencia Pilar Laubscher [MPa]	Resistencia modelo sin relleno [MPa]	Resistencia modelo con relleno [MPa]	Variación [%]
11	5	2,20	40,9	82	-	-
11	10	1,10	25,1	25	46,0	95,7
11	15	0,73	18,9	12	42,9	257,5
11	20	0,55	15,5	7,5	42,5	466,7
11	25	0,44	13,2	7	43,0	514,3

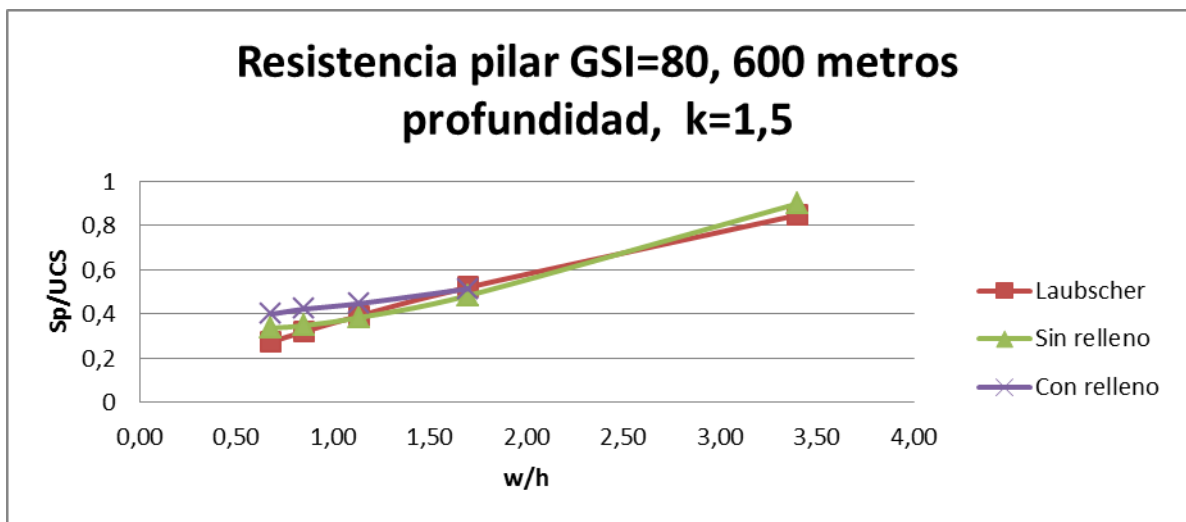


Figura 63. Resistencia pilar GSI=80, 600 metros profundidad, k=1,5

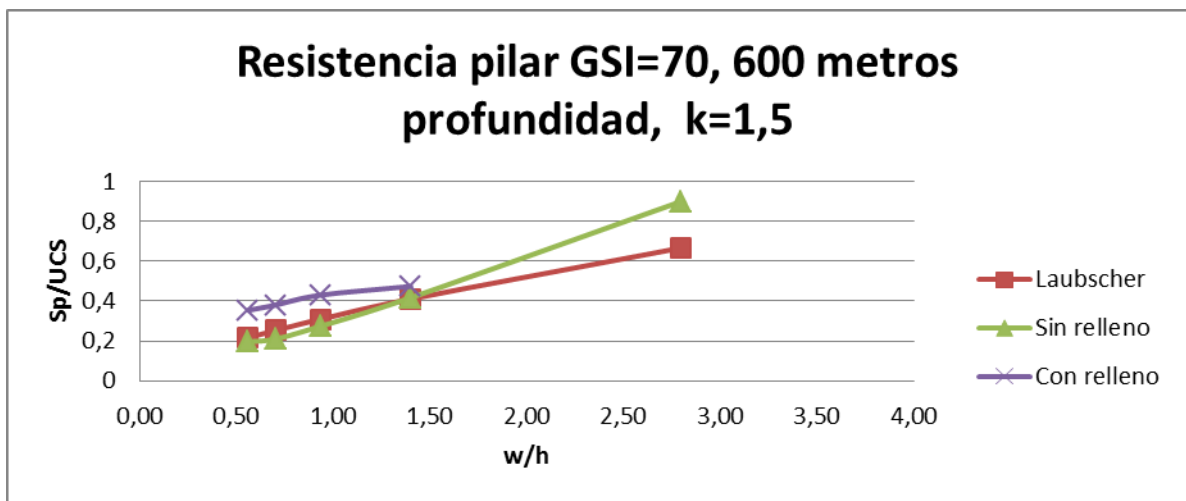


Figura 64. Resistencia pilar GSI=70, 600 metros profundidad, k=1,5

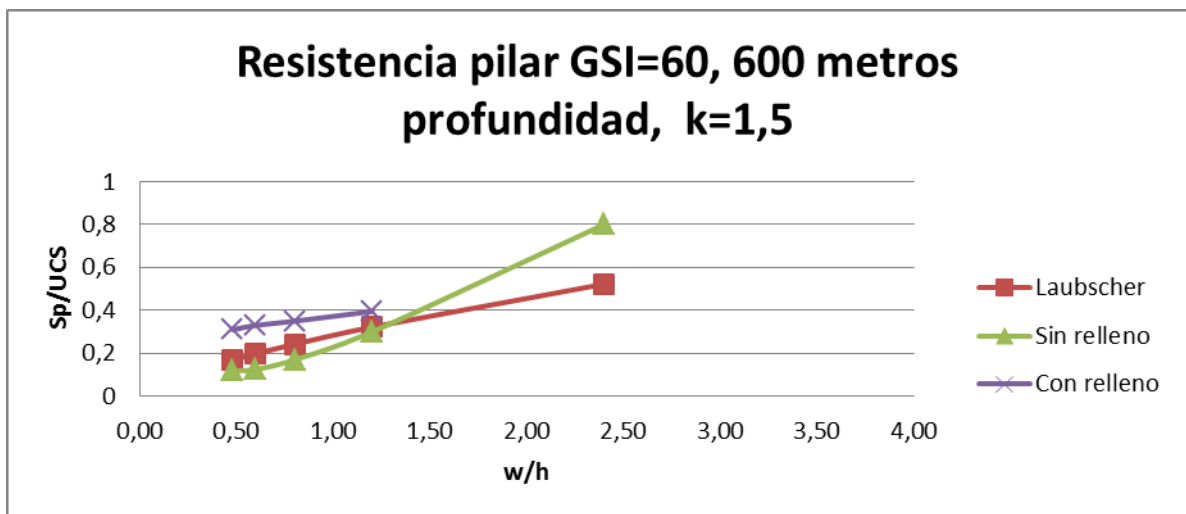


Figura 65. Resistencia pilar GSI=60, 600 metros profundidad, k=1,5

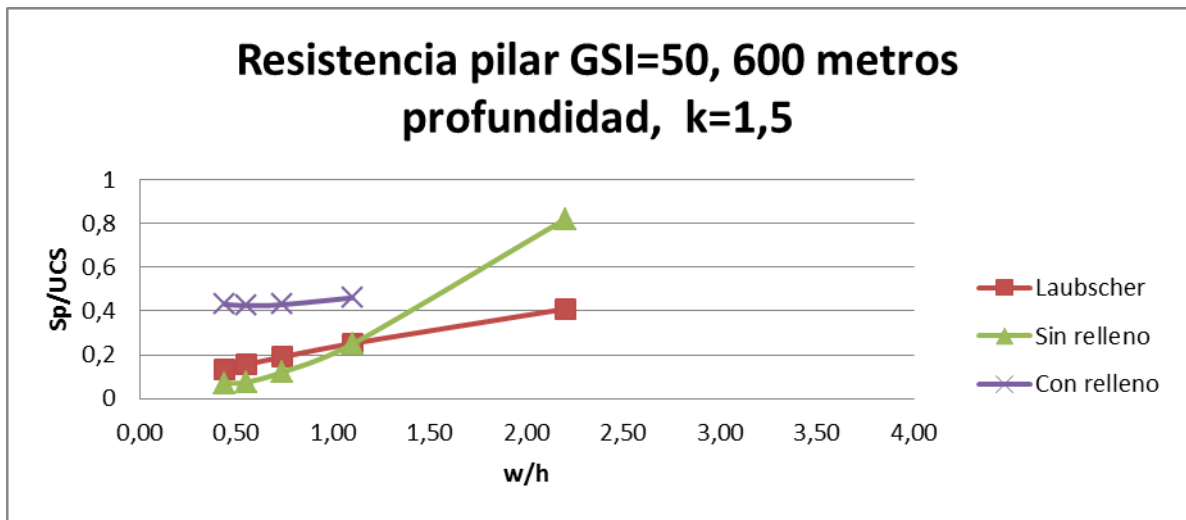


Figura 66. Resistencia pilar GSI=50, 600 metros profundidad, k=1,5

Al igual que en los gráficos anteriores, se observa que la calidad del ajuste de las curvas sin relleno a las de resistencia según Laubscher disminuyen a medida que el valor del GSI baja. Existe una sobre estimación de resistencia, mayor que en el caso de los pilares a 400 metros, para valores de GSI de 50, 60, 70, la que aumenta a medida que la calidad del macizo disminuye para razones w/h mayores que 1,5. Por otra parte existe una sub estimación de la resistencia para los mismos valores de GSI para razones w/h inferiores a 1, sin embargo esta es menor que los casos a menores profundidades. Para el GSI de 80, se tiene que para w/h menor a 1 se sobre estima la resistencia. Finalmente la resistencia sin relleno tiende a la compresión uniaxial del macizo rocoso para w/h entre 0,5 y 0,8 para GSI de 50 y 80 respectivamente.

La resistencia peak con relleno aumenta con respecto a la sin relleno para todos los GSI, sin embargo el cambio es considerablemente mayor para macizos de menor calidad llegando a aumentos de hasta un 500% en el caso de GSI igual 50. Para valores de GSI de 60, 70 y 80 hay una clara tendencia a la disminución de la resistencia con relleno a medida que el pilar aumenta su altura a diferencia del GSI de 50, donde la resistencia con relleno tiende a estabilizarse en un valor de 43 MPa aproximadamente.

6.1.4. Comparación de geometrías a distintas profundidades

Al no observar cambios en ninguna de las resistencias al variar la relación entre esfuerzo horizontal y vertical k , se trabaja con los resultados obtenidos para k igual a 1,5. Si bien los resultados a distintas profundidades no son comparables dado que las dimensiones de los pilares no son iguales, a continuación se muestran las resistencias generadas al cambiar este valor para un GSI dado.

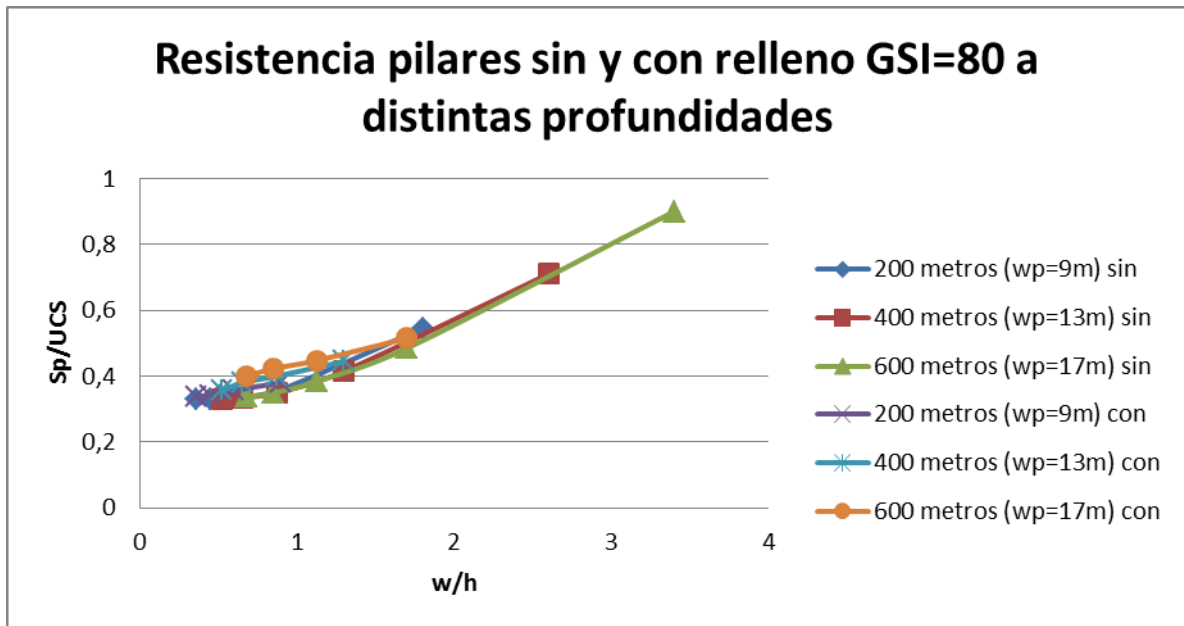


Figura 67. Resistencia pilares sin y con relleno GSI=80 a distintas profundidades

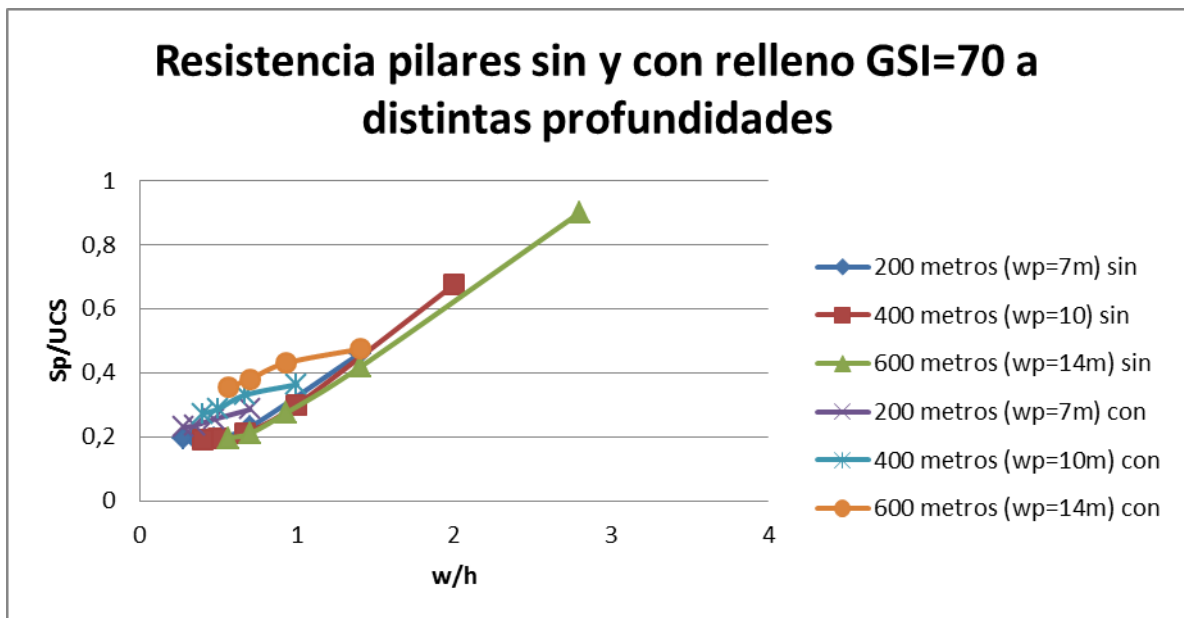


Figura 68. Resistencia pilares sin y con relleno GSI=70 a distintas profundidades



Figura 69. Resistencia pilares sin y con relleno GSI=60 a distintas profundidades



Figura 70. Resistencia pilares sin y con relleno GSI=50 a distintas profundidades

Para un GSI dado, un aumento en la profundidad de estudio repercute directamente en un aumento del tamaño del pilar si es que se quiere mantener un factor de seguridad igual a 1,3. Al aumentar el tamaño del pilar, se eleva también la resistencia peak de este. Por lo tanto esta nueva geometría tendrá nuevos valores de resistencia asociados a razones w/h los cuales se pueden agregar a los gráficos anteriores para el GSI en estudio. Como los gráficos se encuentran normalizados, si el ajuste del parámetro m_b se realizó correctamente, los valores ingresados deberían seguir la misma tendencia de la curva y replicar de buena forma las resistencias sin relleno modeladas para distintas geometrías. Este hecho es posible observarlo en las figuras anteriores. Para razones w/h bajas, las curvas sin relleno tienden a la resistencia a la compresión

uniaxial del macizo rocoso, parámetro dependiente del GSI y del UCS. Para razones w/h altas, la resistencia aumenta drásticamente. En el caso con relleno, para GSI igual a 80, las curvas que describen las resistencias son relativamente continuas y poseen pendientes similares. Sin embargo a medida que se disminuye el GSI, la diferencia entre las resistencias se hace cada vez más notoria a pesar que las pendientes de las curvas se mantienen aproximadamente constantes.

El aumento en el ancho del pilar genera un incremento también en el confinamiento asociado a la razón w/h . A continuación se grafica esta variable representada como la razón entre σ_3 y σ_1 del criterio de Hoek y Brown al remplazar σ_1 por los valores de las resistencias de los modelos sin y con relleno para cada GSI. Los distintos anchos de pilar en un mismo gráfico representan las distintas profundidades de análisis.

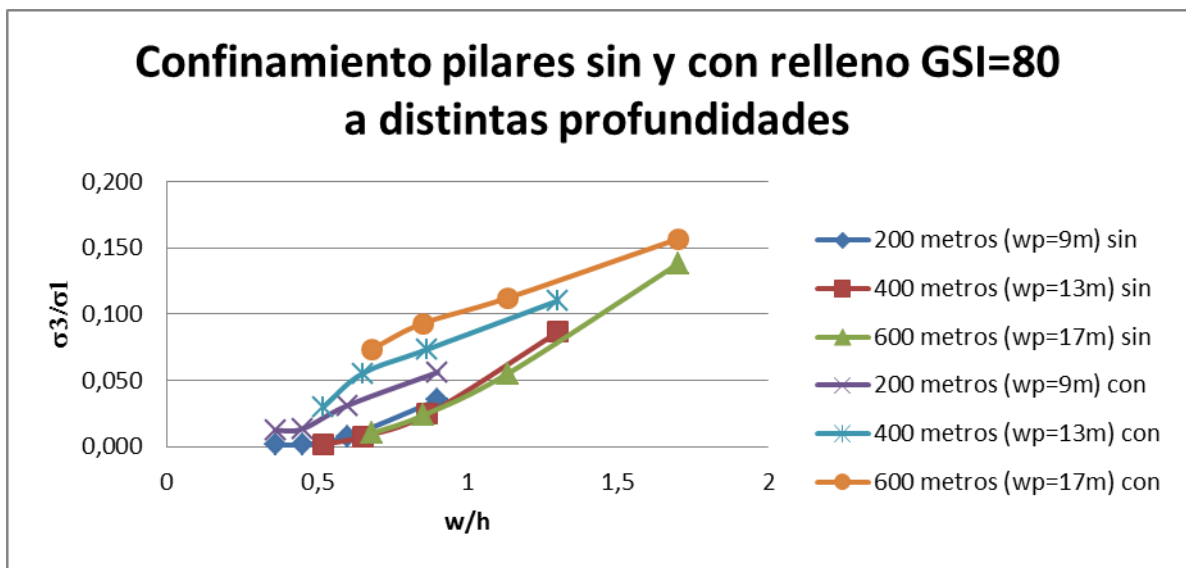


Figura 71. Confinamiento pilares sin y con relleno GSI=80 a distintas profundidades

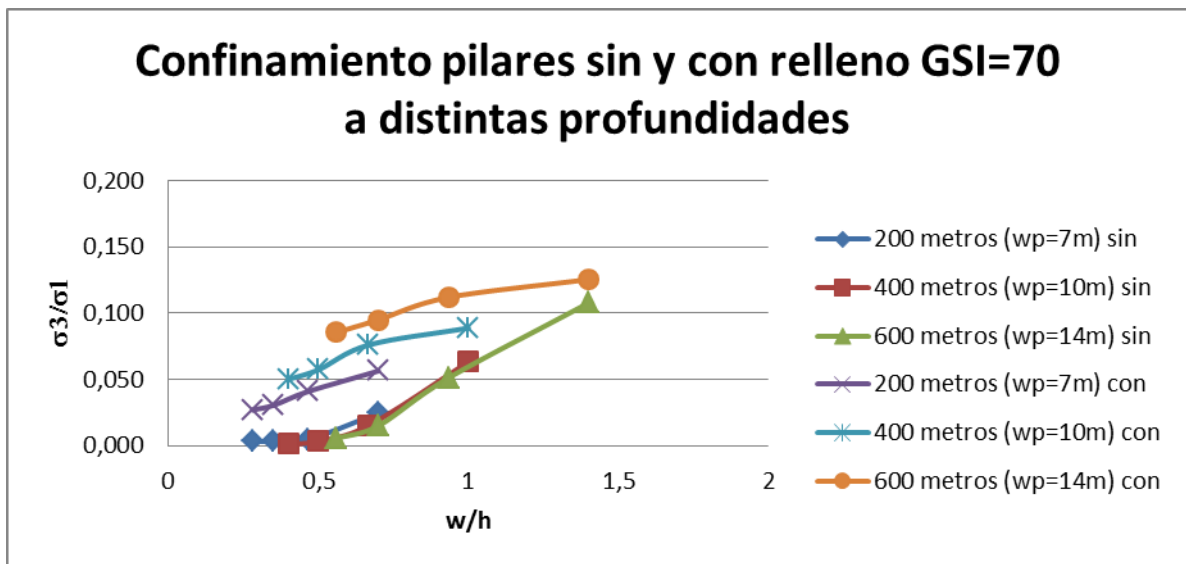


Figura 72. Confinamiento pilares sin y con relleno GSI=70 a distintas profundidades

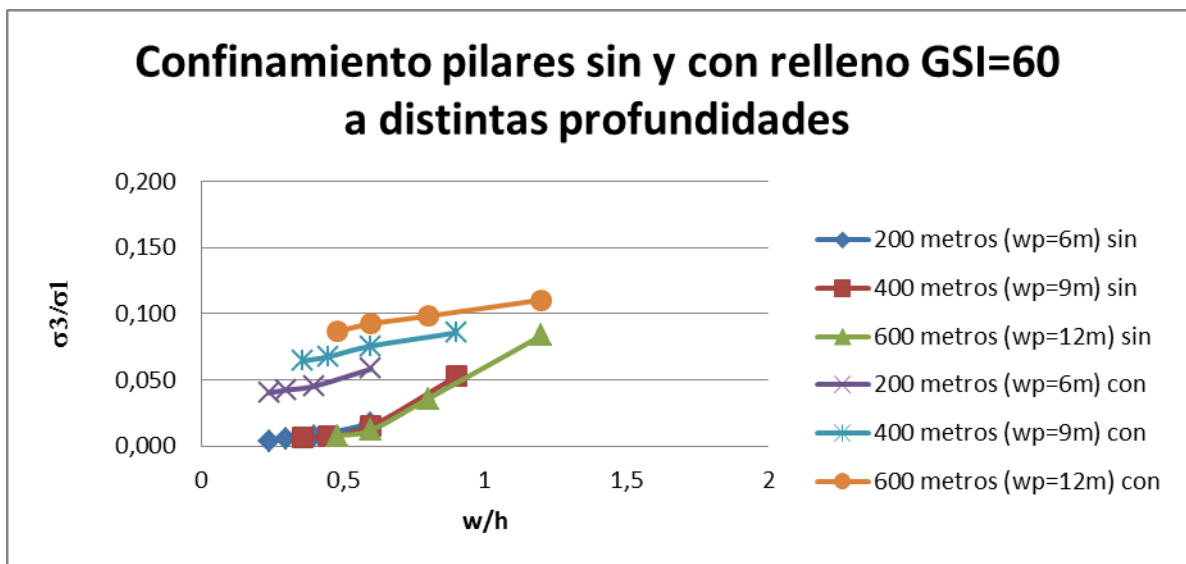


Figura 73. Confinamiento pilares sin y con relleno GSI=60 a distintas profundidades

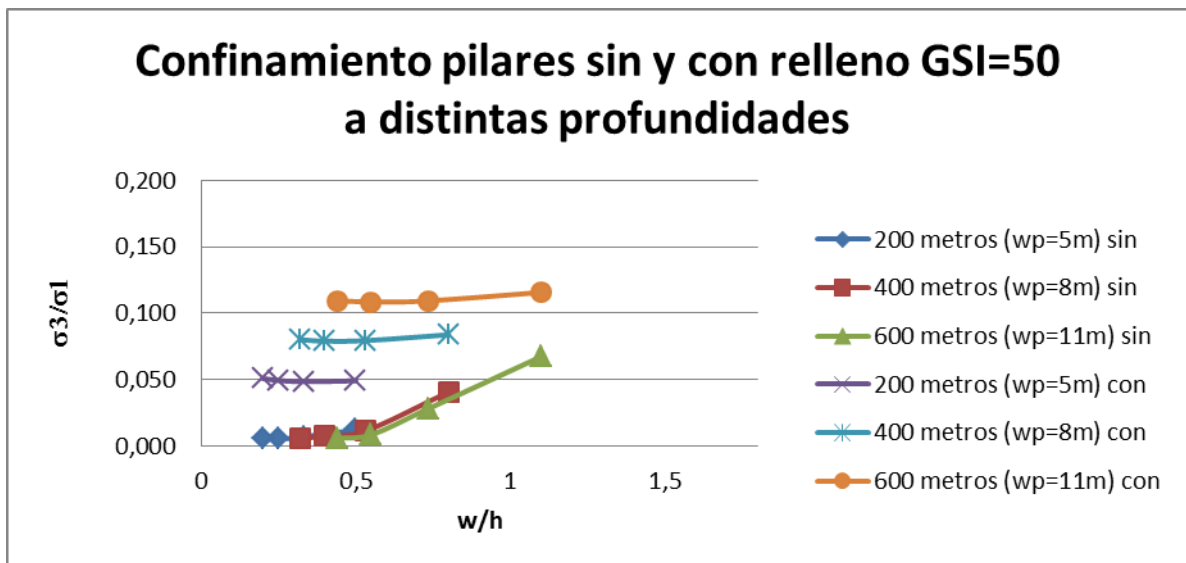


Figura 74. Confinamiento pilares sin y con relleno GSI=50 a distintas profundidades

Al igual que antes, se observa que las curvas de confinamiento poseen valores continuos y tienen una tendencia bien definida para los pilares sin relleno. Notar que en todos los casos, para w/h menor que 0,5 el confinamiento es casi nulo a diferencia de lo observado en pilares con relleno.

El confinamiento de los pilares con relleno para el GSI de 80 presenta tendencia y carácter relativamente continuo si se compara con los GSI de menor calidad donde hay importantes discontinuidades. En general el confinamiento no supera los 8 MPa y es independiente del valor de k , profundidad, razón de extracción y solo varía con el ancho del pilar. A medida que aumenta la razón w/h , la diferencia entre el confinamiento del pilar con relleno y sin relleno disminuye; solamente para un GSI de 80 y una razón w/h de 1,7, estos confinamientos alcanzan valores similares.

En base a los resultados obtenidos, es posible establecer una modificación a la fórmula de Laubscher incorporando a esta un término asociado a los efectos de este relleno en particular. Se propone un factor de la forma $\Delta S_p = A \times (w/h)^B$. De esta manera se obtienen los siguientes valores para las constantes:

Tabla 57. Parámetros de ajuste por efectos de relleno para distintos GSI

GSI	A	B	R ² fórmula modificada
80	5,04	-0,894	0,9
70	8,06	0,3293	0,83
60	8,85	0,4485	0,75
50	21,62	0,557	0,5

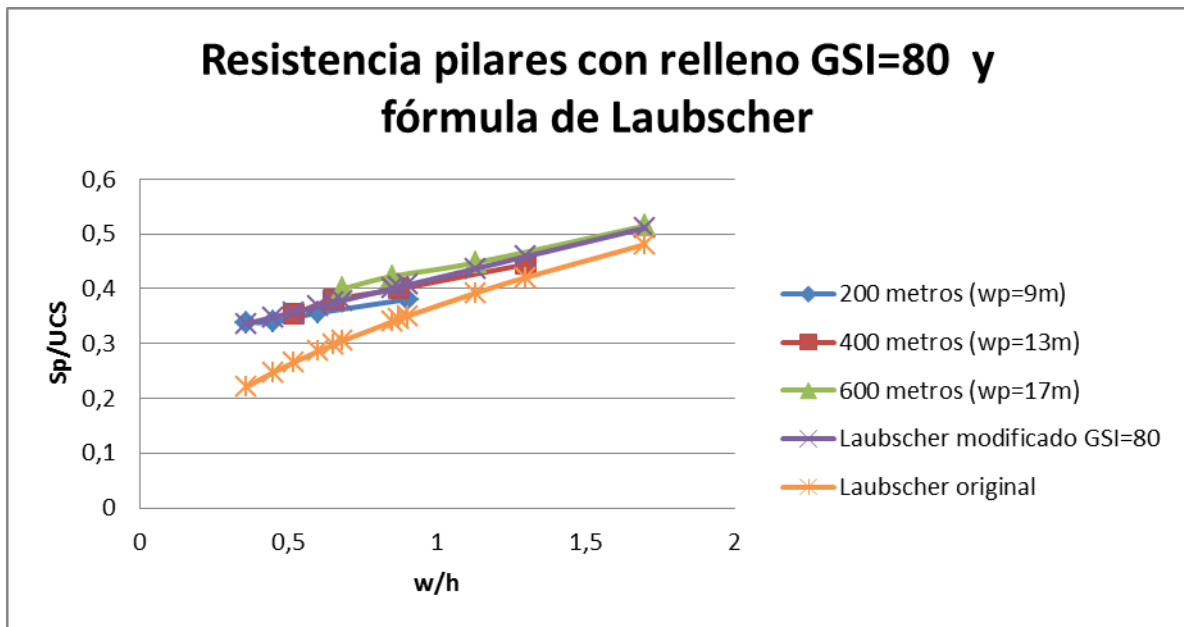


Figura 75. Comparación fórmulas de Laubscher y resistencias con relleno GSI=80

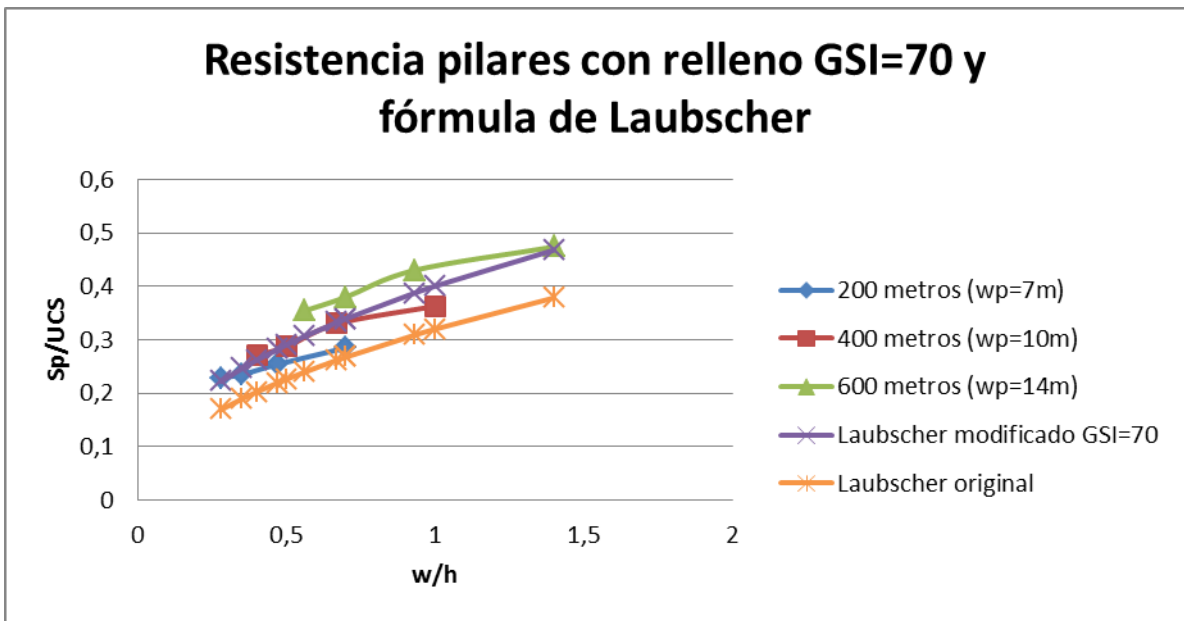


Figura 76. Comparación fórmulas de Laubscher y resistencias con relleno GSI=70

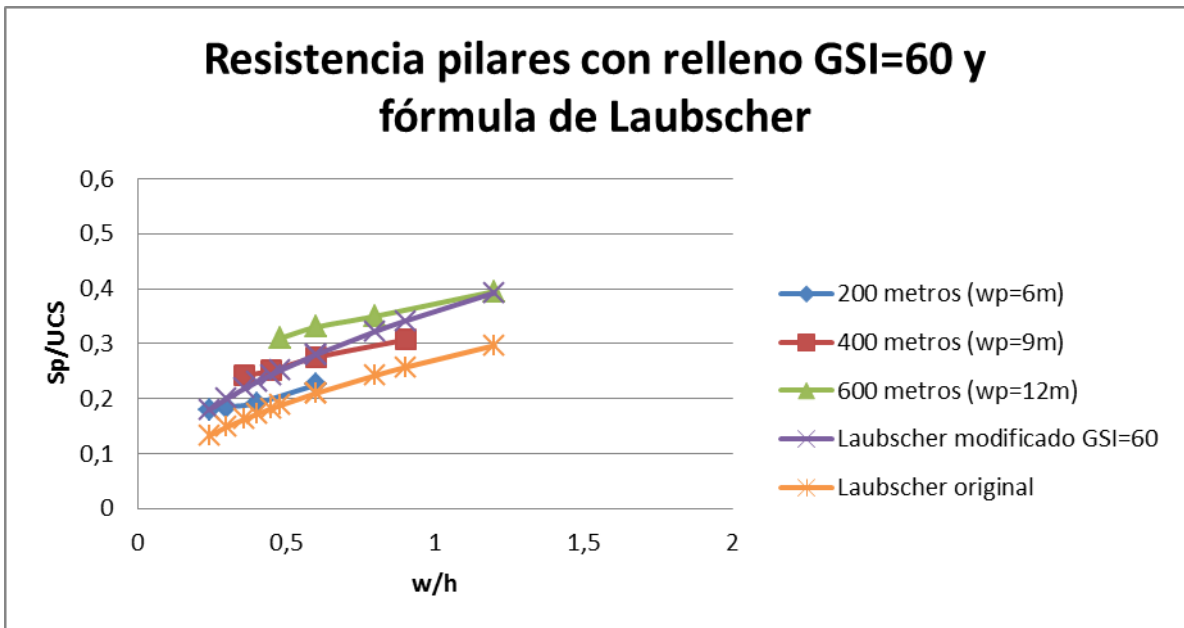


Figura 77. Comparación fórmulas de Laubscher y resistencias con relleno GSI=60

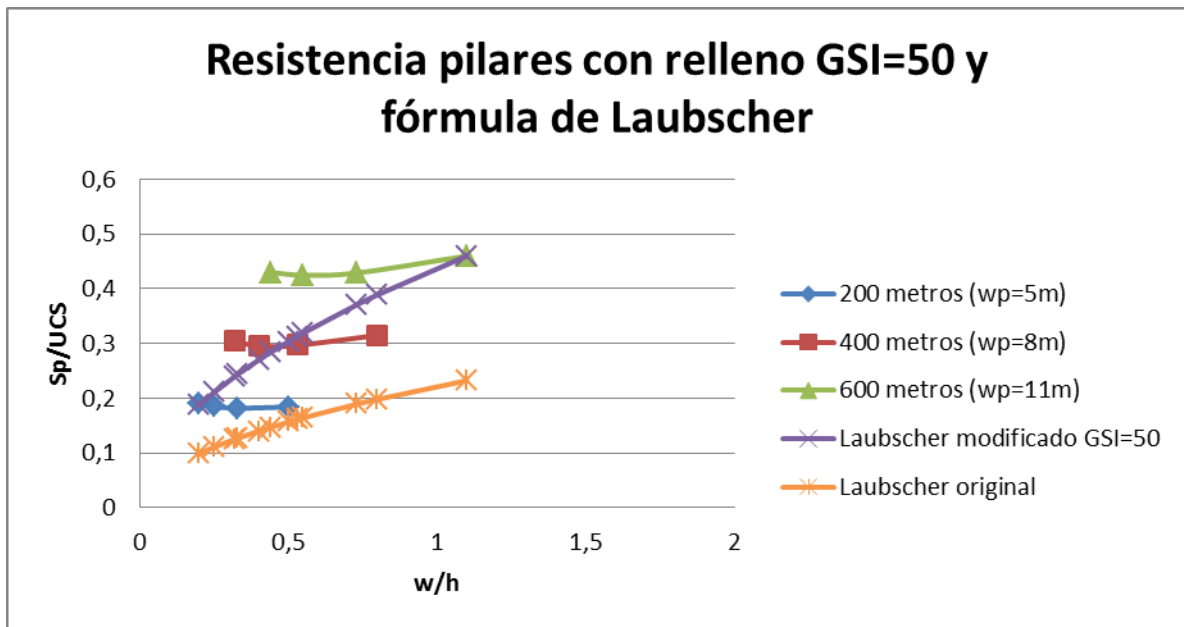


Figura 78. Comparación fórmulas de Laubscher y resistencias con relleno GSI=50

Se aprecia que la calidad del ajuste de la fórmula modificada es bastante buena para el GSI de 80 pero disminuye a medida que el valor del GSI baja debido a la dispersión que presentan los datos. De hecho, la fórmula modificada para el GSI de 50 posee un coeficiente de correlación R^2 igual a 0,5 lo que refleja un ajuste bastante pobre.

En general, los resultados para los GSI menores que 80; sobre estimación para las mayores razones w/h estudiadas, subestimación para razones w/h menores, no existencia de tendencias claras en los resultados con relleno y malos ajustes, son producto del criterio de falla utilizado en los pilares para el análisis. Este resulta ser altamente dependiente del confinamiento para valores de GSI entre 50 y 70. En base a los resultados obtenidos del modelamiento numérico y desglosando por términos el criterio de falla se tiene que:

- σ_1 : La resistencia de los pilares con relleno varía entre 18 MPa (GSI=60, geometría de pilar a 200 metros de profundidad, 25 metros de altura final de pilar) y 51 MPa (GSI=80, geometría de pilar a 600 metros de profundidad, 10 metros de altura final de pilar). No depende de la profundidad, razón de esfuerzos k, razón de extracción. Varía al modificar el ancho del pilar y el GSI.
- σ_3 : El confinamiento de pilares con relleno varía entre 0,41 MPa (GSI=80, geometría de pilar a 200 metros de profundidad, 25 metros de altura final de pilar) y 8 MPa (GSI=80, geometría de pilar a 600 metros de profundidad, 10 metros de altura final de pilar). No depende de la profundidad, razón de esfuerzos k, razón de extracción ya que σ_1 tampoco es dependiente de esas variables.
- σ_c : La resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta se mantiene constante e igual a 100 MPa.
- m_b : Constante de Hoek y Brown ajustada en función del GSI.

- s: Constante dependiente del valor del GSI.
- a: Constante dependiente del valor del GSI.

Con esto se desprende que la resistencia σ_1 del pilar con relleno obtenida del modelamiento numérico depende solamente del ancho del pilar y GSI (eventualmente depende también del valor de σ_c , sin embargo este parámetro no se modificó durante el estudio por lo que no se considera parte de este análisis). Considerando que el confinamiento σ_3 aporta en el mejor de los casos con un 15% de la resistencia del pilar σ_1 y que depende del ancho del pilar y del GSI, este parámetro no logra explicar por sí solo las resistencias obtenidas. Los otros factores asociados al criterio dependen solamente del GSI. Es por esta razón que este término posee la mayor responsabilidad en el valor modelado de las resistencias, al asignarle un valor a la constante de Hoek y Brown m_b , que dependiendo de la contribución del confinamiento, puede generar un aumento drástico de la resistencia.

Para el GSI de 50 se observa que el relleno genera un aumento en el confinamiento del pilar con respecto a la situación sin relleno, lo que a distintas profundidades y para un valor de m_b mas alto que para los otros GSI, genera importantes saltos en las resistencias. Incluso en algunos casos las resistencias obtenidas son mayores que para el GSI de 60 a una misma profundidad y razón w/h.

El mismo razonamiento se puede aplicar a los pilares sin relleno donde, si bien el confinamiento es menor que en el caso con relleno, cuando la constante m_b es muy alta, se genera una importante sobre estimación con respecto a la resistencia de Laubscher.

6.1.5. Variación de relleno

Dado los significativos efectos que tiene el relleno sobre el GSI de 50, se propone estudiar este caso a las distintas profundidades pero disminuyendo 10 veces el módulo de elasticidad del relleno.

Tabla 58. Resultados resistencia pilar GSI=50, 200 metros de profundidad, k=1,5, variación de relleno

Ancho Pilar [m]	Altura Pilar [m]	Razón ancho-alto	Resistencia sin relleno [MPa]	Resistencia con rell. E=400 [MPa]	Resistencia con rell. E=40 [MPa]	Var. resist. rell. [%]
5	5	1,00	28,5	-	-	-
5	10	0,50	8,2	18,4	17,7	-3,8
5	15	0,33	7,2	18,2	17,2	-5,4
5	20	0,25	6,9	18,5	17,5	-5,4
5	25	0,20	6,9	19,0	18,0	-5,2

Tabla 59. Resultados resistencia pilar GSI=50, 400 metros de profundidad, k=1,5, variación de relleno

Ancho Pilar [m]	Altura Pilar [m]	Razón ancho-alto	Resistencia sin relleno [MPa]	Resistencia con rell. E=400 [MPa]	Resistencia con rell. E=40 [MPa]	Var. resist. rell. [%]
8	5	1,60	53,8	-	-	-
8	10	0,80	16	31,5	24,5	-22
8	15	0,53	8,1	29,7	24,0	-19
8	20	0,40	7,3	29,5	24,5	-16
8	25	0,32	7	30,5	24,5	-18

Tabla 60. Resultados resistencia pilar GSI=50, 600 metros de profundidad, k=1,5, variación de relleno

Ancho Pilar [m]	Altura Pilar [m]	Razón ancho-alto	Resistencia sin relleno [MPa]	Resistencia con rell. E=400 [MPa]	Resistencia con rell. E=40 [MPa]	Var. resist. rell. [%]
11	5	2,20	82	-	-	-
11	10	1,10	25	46	34,0	-26
11	15	0,73	12	42,9	32,5	-24
11	20	0,55	7,5	42,5	30	-29
11	25	0,44	7	43	30,5	-29

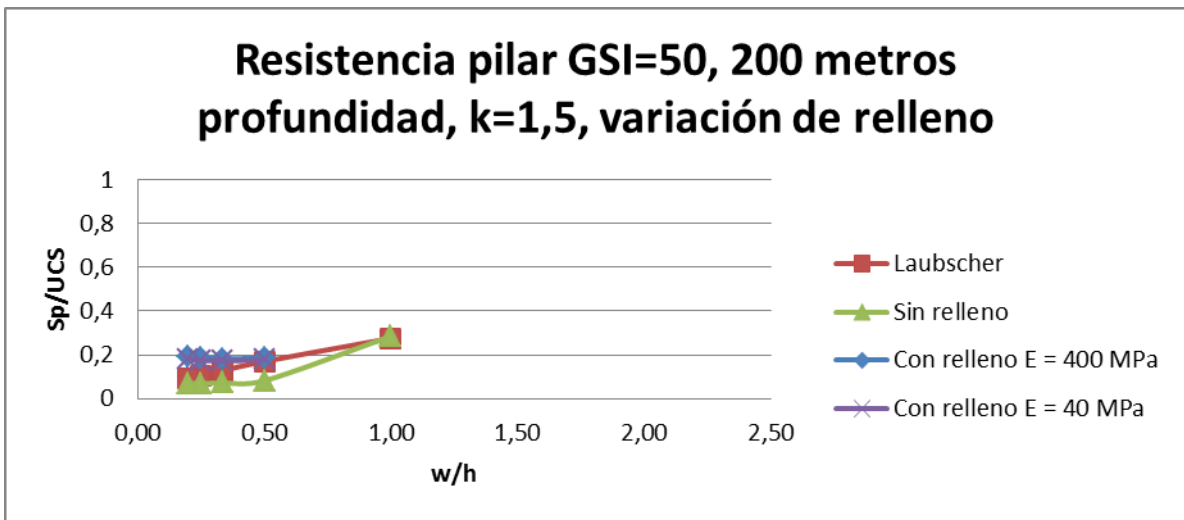


Figura 79. Resistencia pilar GSI=50, 200 metros de profundidad, k=1,5, variación de relleno

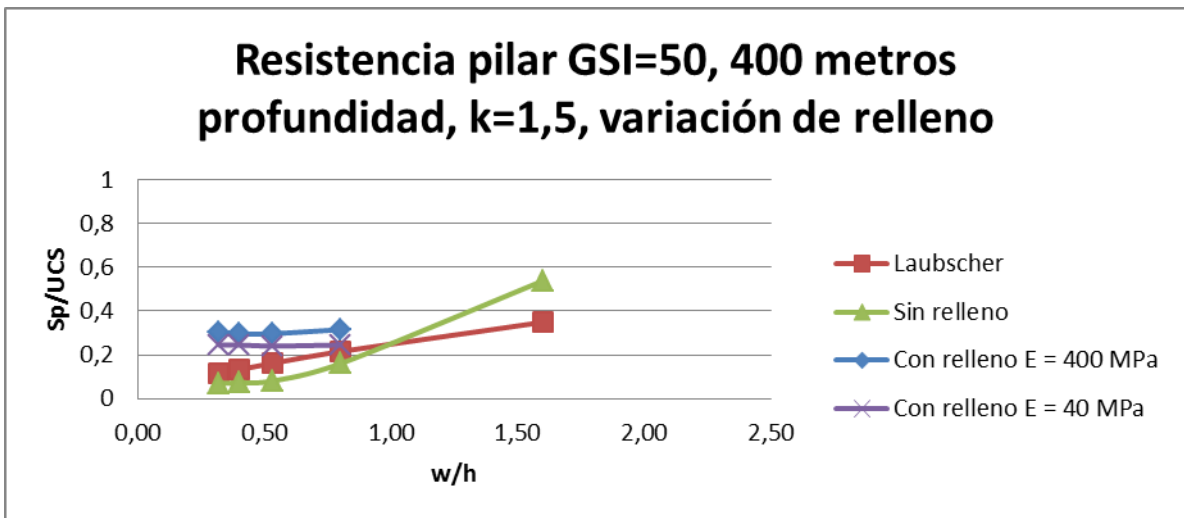


Figura 80. Resistencia pilar GSI=50, 400 metros de profundidad, k=1,5, variación de relleno

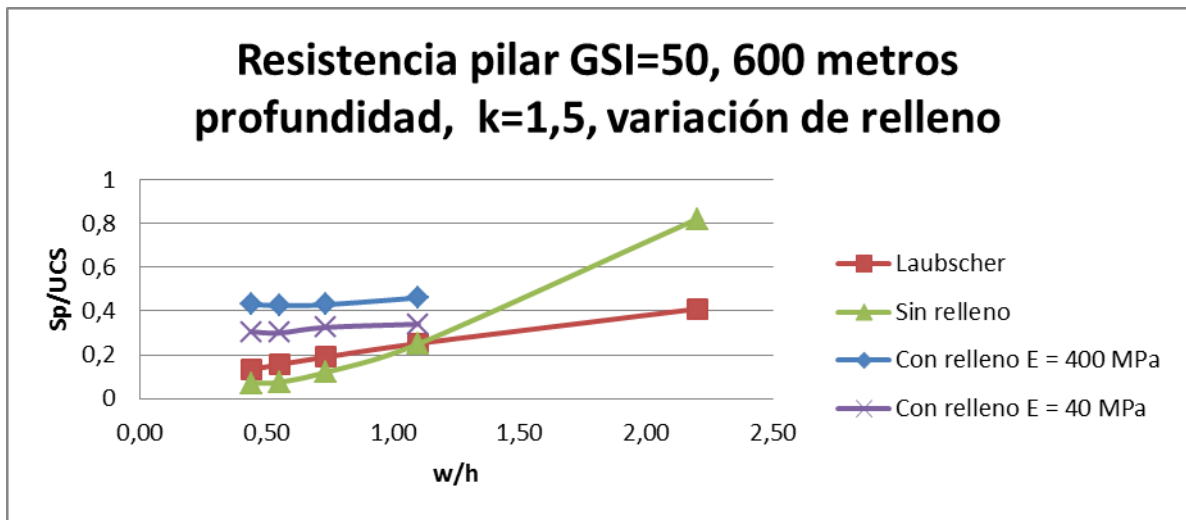


Figura 81. Resistencia pilar GSI=50, 600 metros de profundidad, k=1,5, variación de relleno

La resistencia del pilar con el relleno de menor rigidez disminuye en promedio un 5, 19 y 27% a 200, 400 y 600 metros de profundidad respectivamente con respecto a la del relleno de 400 MPa.

Dado que para el análisis solo se varió el módulo de elasticidad, manteniendo todas las otras condiciones y propiedades constantes, el relleno de mayor rigidez logra tomar mas carga que el de menor rigidez tal cual se muestra en la figura 82. En consecuencia el pilar confinado con el relleno más rígido alcanza una resistencia mayor.

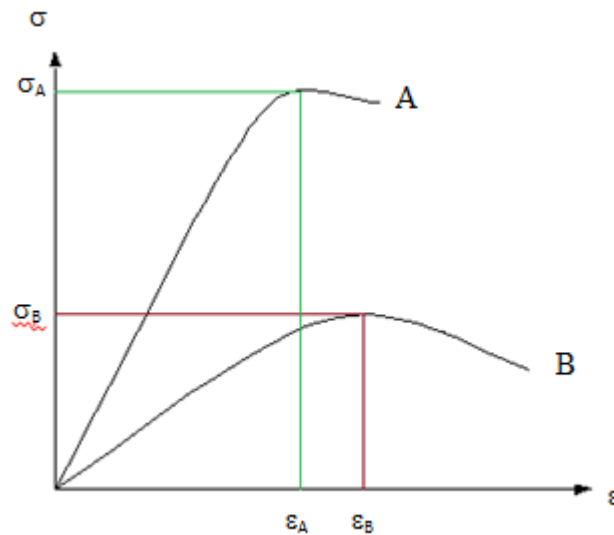


Figura 82. Curva esfuerzo-deformación para dos materiales de distintas rigideces

6.2. Resistencia de porción expuesta de pilar sobre el relleno

A continuación se muestran las resistencias correspondientes a la parte expuesta del pilar para los distintos GSI y las distintas condiciones de esfuerzo in situ.

Tabla 61. Resultados resistencia porción expuesta pilar GSI=80, 200 metros de profundidad, k=1,5

Ancho Pilar [m]	Altura Pilar [m]	Razón ancho-alto	Resistencia Pilar Laubscher [MPa]	Resistencia porción expuesta [MPa]	Resistencia pilar completo [MPa]
9	5	1,80	61,7	-	-
9	10	0,90	37,9	40,0	38,1
9	15	0,60	28,5	39,8	35,6
9	20	0,45	23,3	39,7	34,0
9	25	0,36	20,0	39,9	33,9

Tabla 62. Resultados resistencia porción expuesta pilar GSI=70, 200 metros de profundidad, k=1,5

Ancho Pilar [m]	Altura Pilar [m]	Razón ancho-alto	Resistencia Pilar Laubscher [MPa]	Resistencia porción expuesta [MPa]	Resistencia pilar completo [MPa]
7	5	1,40	47,1	-	-
7	10	0,70	29,0	31,0	28,5
7	15	0,47	21,8	31,2	25,4
7	20	0,35	17,8	31,4	23,5
7	25	0,28	15,2	31,2	22,9

Tabla 63. Resultados resistencia porción expuesta pilar GSI=60, 200 metros de profundidad, k=1,5

Ancho Pilar [m]	Altura Pilar [m]	Razón ancho-alto	Resistencia Pilar Laubscher [MPa]	Resistencia porción expuesta [MPa]	Resistencia pilar completo [MPa]
6	5	1,20	36,9	-	-
6	10	0,60	22,7	25,1	22,5
6	15	0,40	17,1	25,2	19,2
6	20	0,30	14,0	25,2	18,5
6	25	0,24	11,9	25,3	18,0

Tabla 64. Resultados resistencia porción expuesta pilar GSI=50, 200 metros de profundidad, k=1,5

Ancho Pilar [m]	Altura Pilar [m]	Razón ancho-alto	Resistencia Pilar Laubscher [MPa]	Resistencia porción expuesta [MPa]	Resistencia pilar completo [MPa]
5	5	1,00	27,5	-	-
5	10	0,50	16,9	22,4	18,4
5	15	0,33	12,7	22,3	18,2
5	20	0,25	10,4	22,4	18,5
5	25	0,20	8,9	22,5	19,0

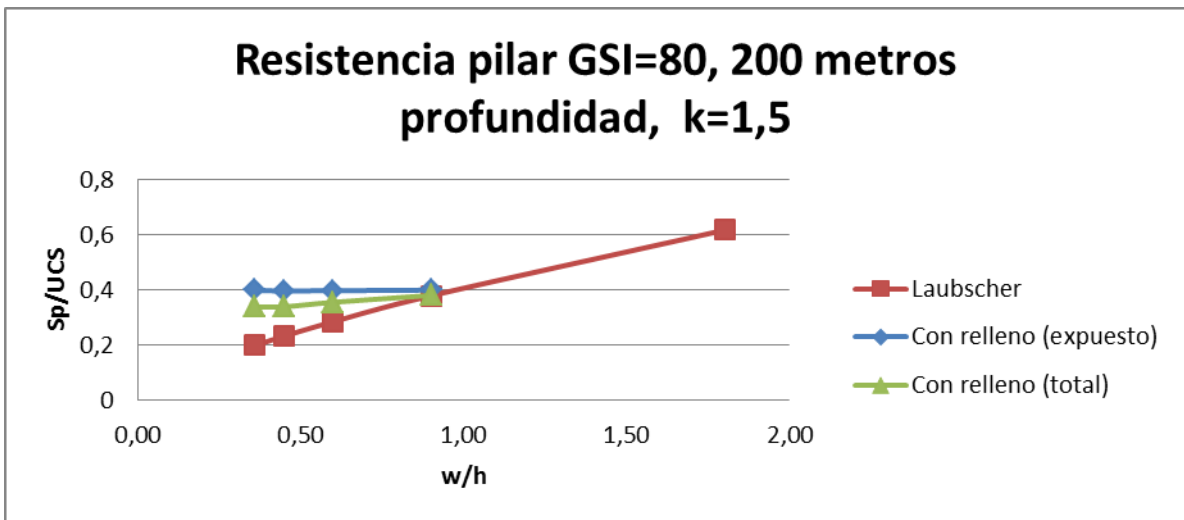


Figura 83. Resistencia pilar total y porción expuesta GSI=80, 200 metros de profundidad, k=1,5

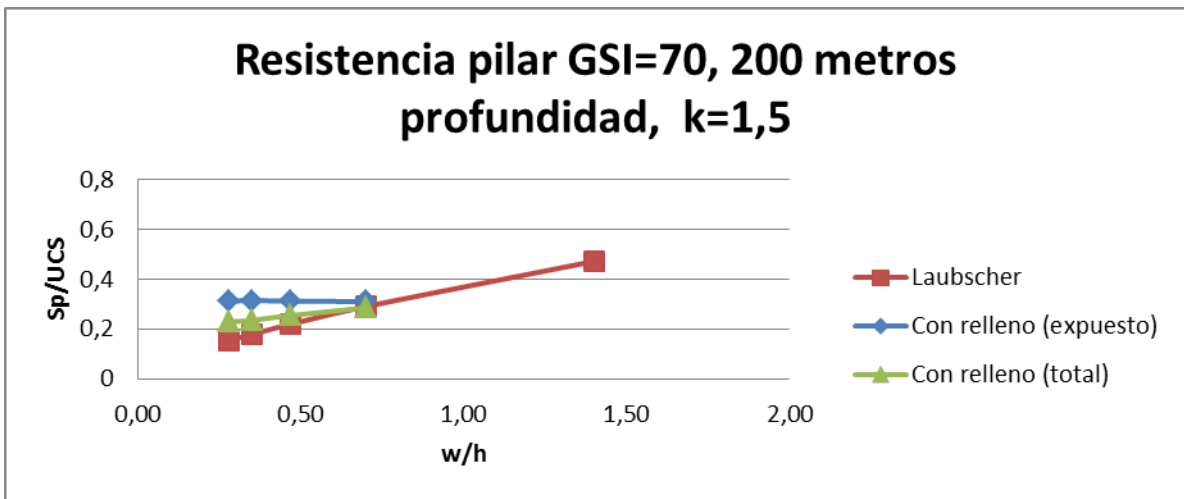


Figura 84. Resistencia pilar total y porción expuesta GSI=70, 200 metros de profundidad, k=1,5

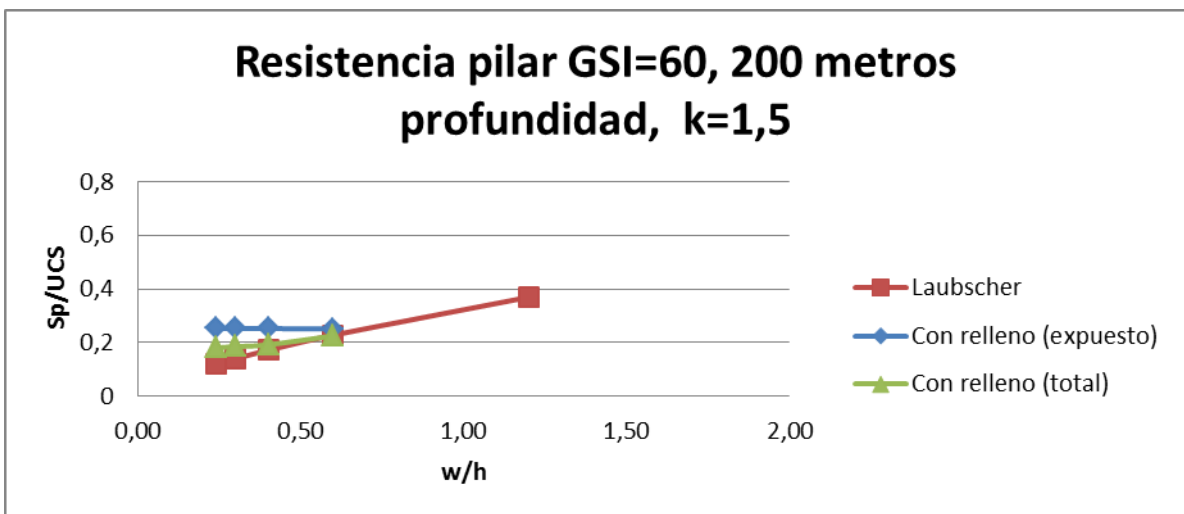


Figura 85. Resistencia pilar total y porción expuesta GSI=60, 200 metros de profundidad, k=1,5

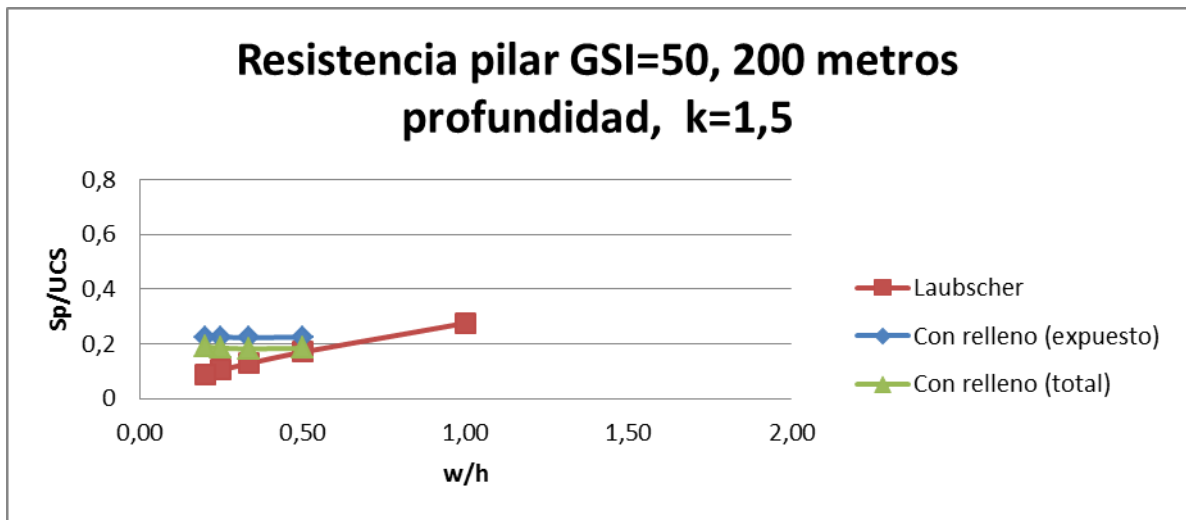


Figura 86. Resistencia pilar total y porción expuesta GSI=50, 200 metros de profundidad, k=1,5

Se aprecia que a medida que el pilar aumenta su altura, la porción del pilar que se encuentra sobre el relleno mantiene una resistencia constante pero inferior a la resistencia que posee el pilar en el primer corte según la fórmula de Laubscher (resistencia para mayor valor de w/h en la curva de Laubscher). Para todos los casos la resistencia de la porción expuesta del pilar es mayor que la resistencia media del pilar con relleno.

Tabla 65. Resultados resistencia porción expuesta pilar GSI=80, 400 metros de profundidad, k=1,5

Ancho Pilar [m]	Altura Pilar [m]	Razón ancho-alto	Resistencia Pilar Laubscher [MPa]	Resistencia porción expuesta [MPa]	Resistencia pilar completo [MPa]
13	5	2,60	74,1	-	-
13	10	1,30	45,6	45,5	44,5
13	15	0,87	34,3	43,0	40,0
13	20	0,65	28,1	42,5	38,0
13	25	0,52	24,0	43,0	35,5

Tabla 66. Resultados resistencia porción expuesta pilar GSI=70, 400 metros de profundidad, k=1,5

Ancho Pilar [m]	Altura Pilar [m]	Razón ancho-alto	Resistencia Pilar Laubscher [MPa]	Resistencia porción expuesta [MPa]	Resistencia pilar completo [MPa]
10	5	2,00	56,3	-	-
10	10	1,00	34,7	38,0	36,3
10	15	0,67	26,1	37,2	33,0
10	20	0,50	21,3	37,5	28,7
10	25	0,40	18,2	37,3	27,2

Tabla 67. Resultados resistencia porción expuesta pilar GSI=60, 400 metros de profundidad, k=1,5

Ancho Pilar [m]	Altura Pilar [m]	Razón ancho-alto	Resistencia Pilar Laubscher [MPa]	Resistencia porción expuesta [MPa]	Resistencia pilar completo [MPa]
9	5	1,80	45,2	57,5	-
9	10	0,90	27,8	21,5	30,7
9	15	0,60	20,9	13	27,5
9	20	0,45	17,1	11,8	25,1
9	25	0,36	14,6	11,6	24,2

Tabla 68. Resultados resistencia porción expuesta pilar GSI=50, 400 metros de profundidad, k=1,5

Ancho Pilar [m]	Altura Pilar [m]	Razón ancho-alto	Resistencia Pilar Laubscher [MPa]	Resistencia porción expuesta [MPa]	Resistencia pilar completo [MPa]
8	5	1,60	34,9	-	-
8	10	0,80	21,4	34,3	31,5
8	15	0,53	16,1	34,5	29,7
8	20	0,40	13,2	34,6	29,5
8	25	0,32	11,3	34,5	30,5

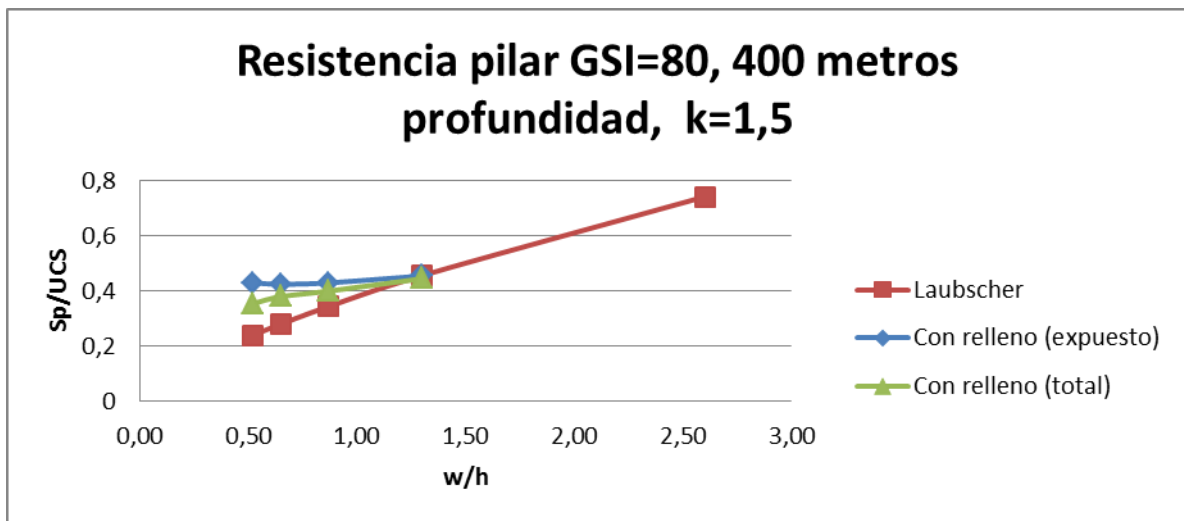


Figura 87. Resistencia pilar total y porción expuesta GSI=80, 400 metros de profundidad, k=1,5

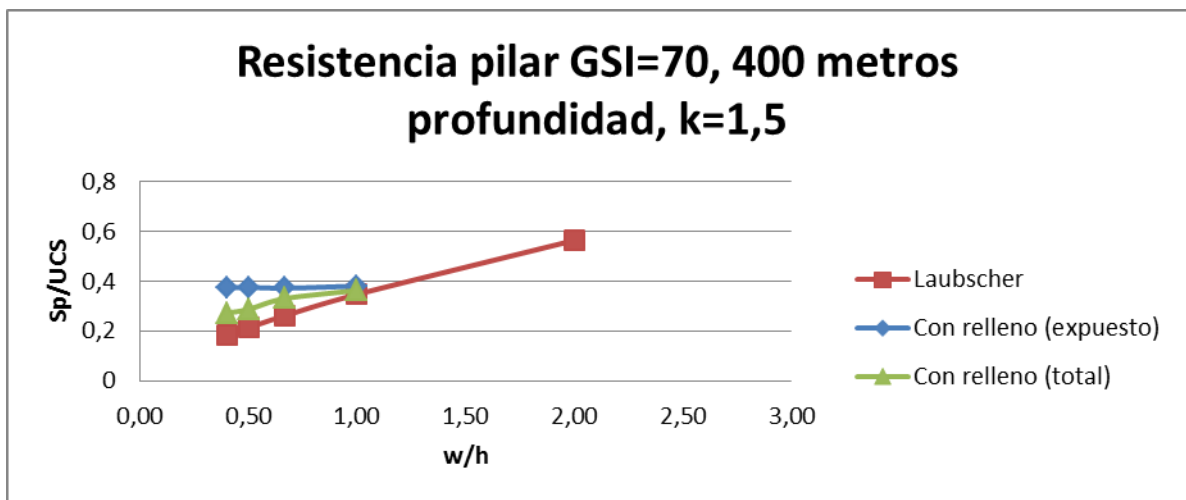


Figura 88. Resistencia pilar total y porción expuesta GSI=70, 400 metros de profundidad, k=1,5

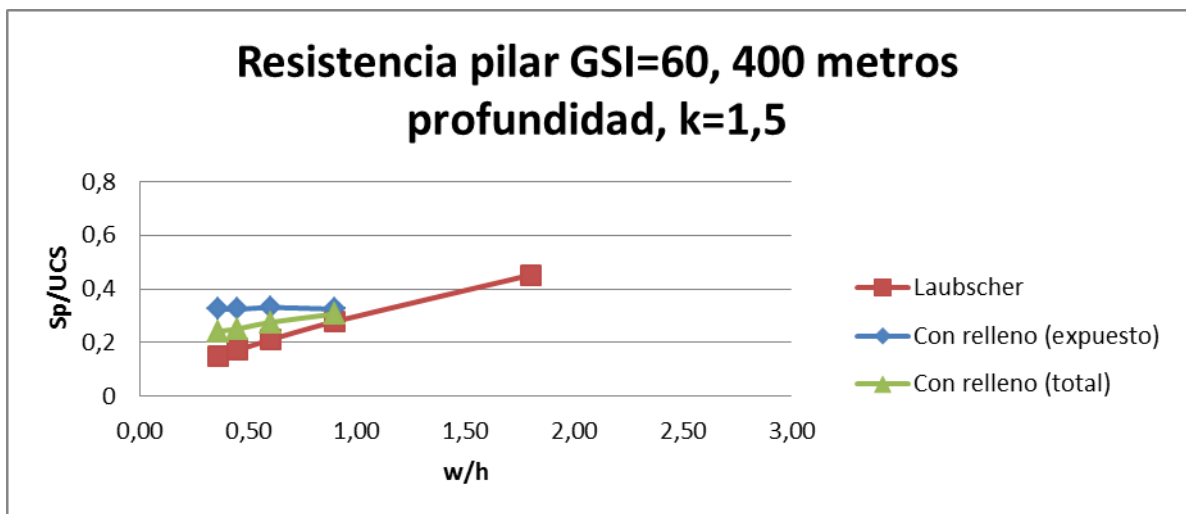


Figura 89. Resistencia pilar total y porción expuesta GSI=60, 400 metros de profundidad, k=1,5

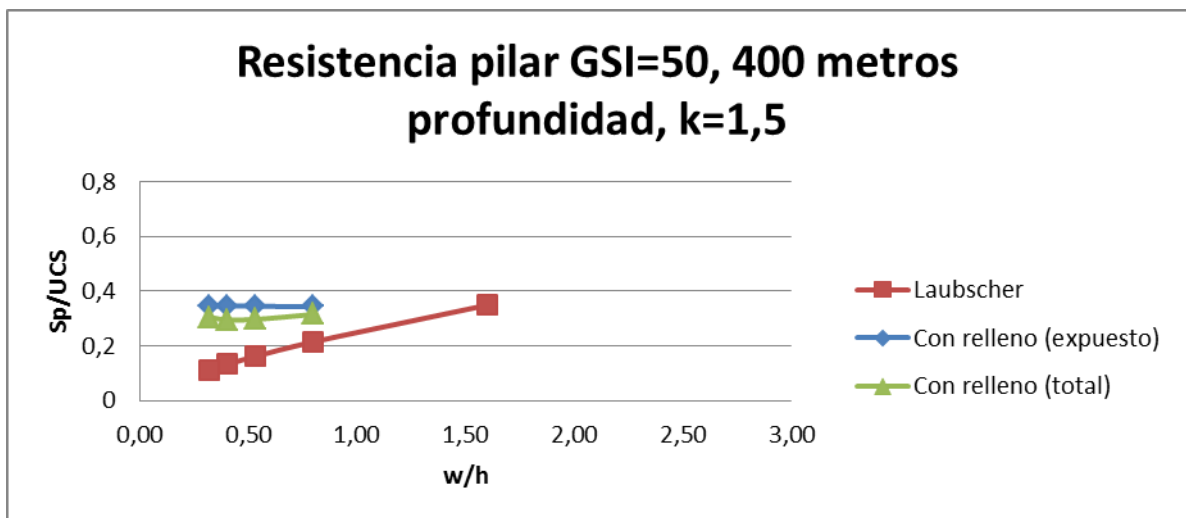


Figura 90. Resistencia pilar total y porción expuesta GSI=50, 400 metros de profundidad, k=1,5

Se puede observar que a medida que el pilar aumenta su altura, la porción del pilar que se encuentra sobre el relleno mantiene una resistencia constante pero inferior a la resistencia que posee el pilar en el primer corte según la fórmula de Laubscher (resistencia para mayor valor de w/h en curva de Laubscher). Solamente en el caso de GSI igual a 50 se alcanzan valores cercanos. Para todos los casos la resistencia de la porción expuesta del pilar es mayor que la resistencia media del pilar con relleno.

Tabla 69. Resultados resistencia porción expuesta pilar GSI=80, 600 metros de profundidad, k=1,5

Ancho Pilar [m]	Altura Pilar [m]	Razón ancho-alto	Resistencia Pilar Laubscher [MPa]	Resistencia porción expuesta [MPa]	Resistencia pilar completo [MPa]
17	5	3,40	84,8	-	-
17	10	1,70	52,2	52,5	51,5
17	15	1,13	39,3	46,3	44,8
17	20	0,85	32,1	46,2	42,3
17	25	0,68	27,4	46,0	40,0

Tabla 70. Resultados resistencia porción expuesta pilar GSI=70, 600 metros de profundidad, k=1,5

Ancho Pilar [m]	Altura Pilar [m]	Razón ancho-alto	Resistencia Pilar Laubscher [MPa]	Resistencia porción expuesta [MPa]	Resistencia pilar completo [MPa]
14	5	2,80	66,6	-	-
14	10	1,40	41,0	48,3	47,4
14	15	0,93	30,9	46,0	43,0
14	20	0,70	25,2	45,7	38,0
14	25	0,56	21,6	45,5	35,4

Tabla 71. Resultados resistencia porción expuesta pilar GSI=60, 600 metros de profundidad, k=1,5

Ancho Pilar [m]	Altura Pilar [m]	Razón ancho-alto	Resistencia Pilar Laubscher [MPa]	Resistencia porción expuesta [MPa]	Resistencia pilar completo [MPa]
12	5	2,40	52,2	-	-
12	10	1,20	32,1	41,0	39,5
12	15	0,80	24,2	40,3	35,0
12	20	0,60	19,8	40	33
12	25	0,48	16,9	40,5	31,0

Tabla 72. Resultados resistencia porción expuesta pilar GSI=50, 600 metros de profundidad, k=1,5

Ancho Pilar [m]	Altura Pilar [m]	Razón ancho-alto	Resistencia Pilar Laubscher [MPa]	Resistencia porción expuesta [MPa]	Resistencia pilar completo [MPa]
11	5	2,20	40,9	-	-
11	10	1,10	25,1	47,8	46,0
11	15	0,73	18,9	48,1	42,9
11	20	0,55	15,5	48	42,5
11	25	0,44	13,2	48,1	43,0

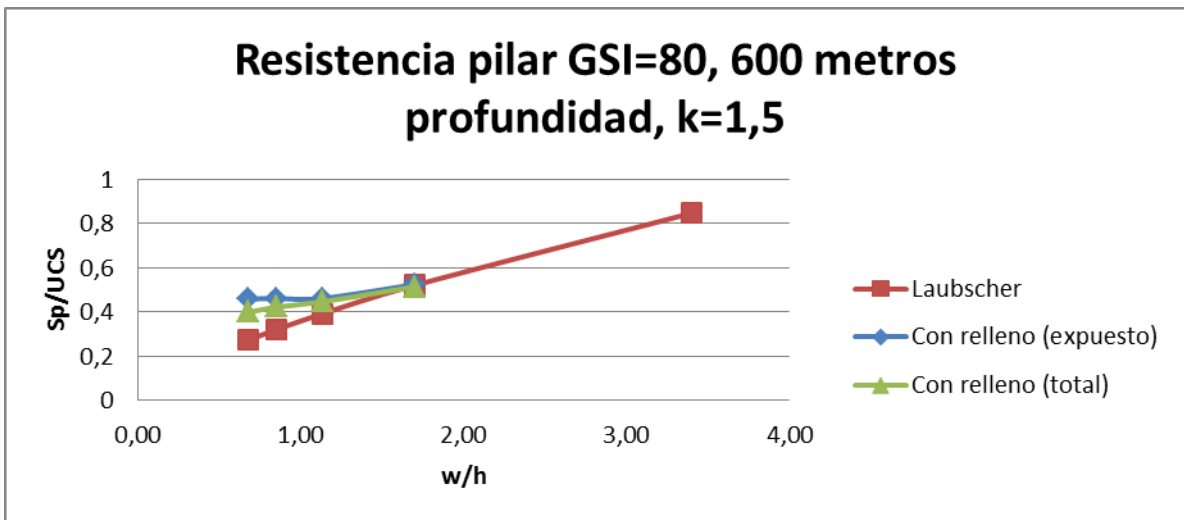


Figura 91. Resistencia pilar total y porción expuesta GSI=80, 600 metros de profundidad, k=1,5

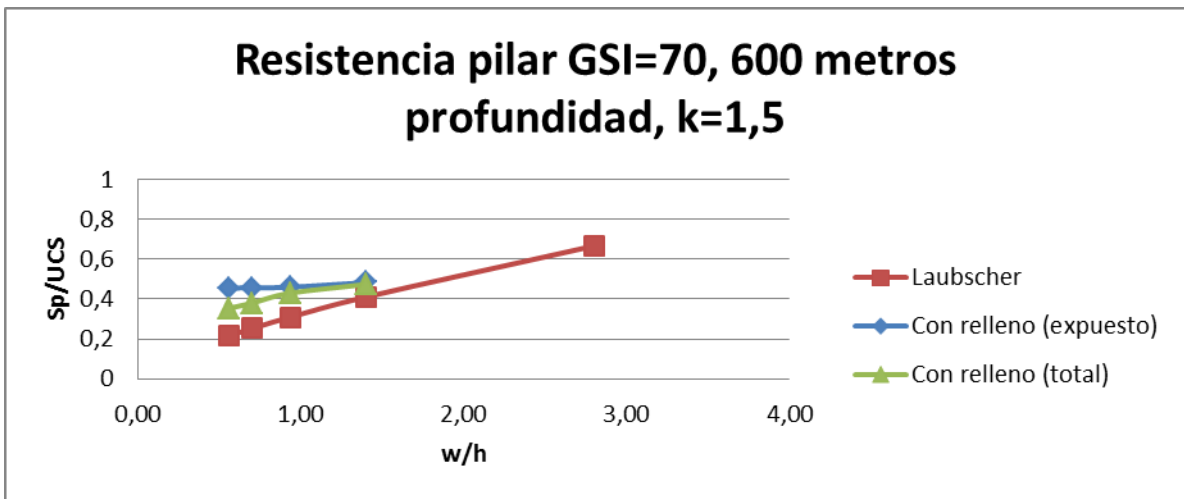


Figura 92. Resistencia pilar total y porción expuesta GSI=70, 600 metros de profundidad, k=1,5

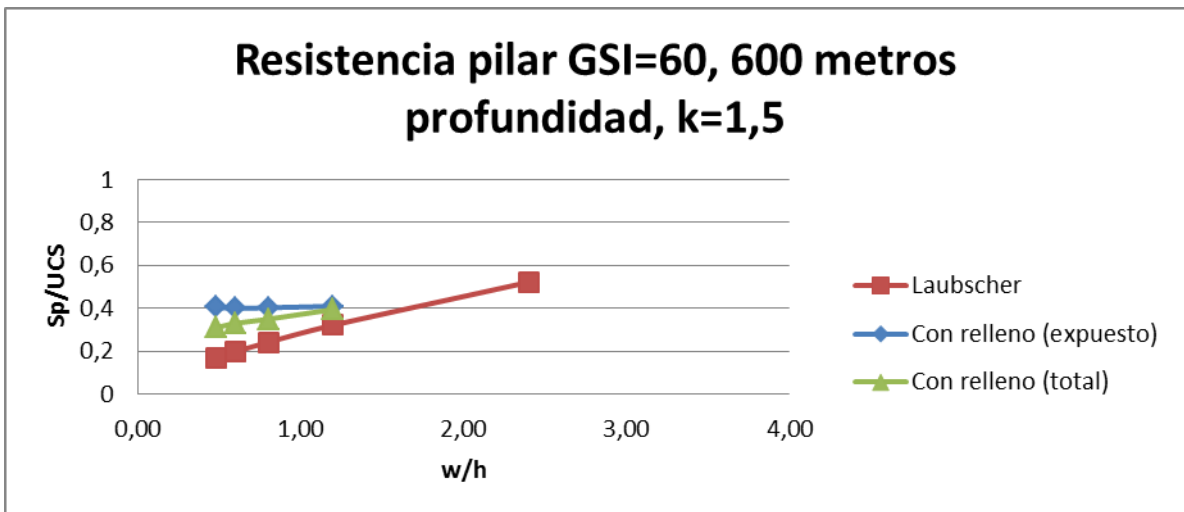


Figura 93. Resistencia pilar total y porción expuesta GSI=60, 600 metros de profundidad, k=1,5

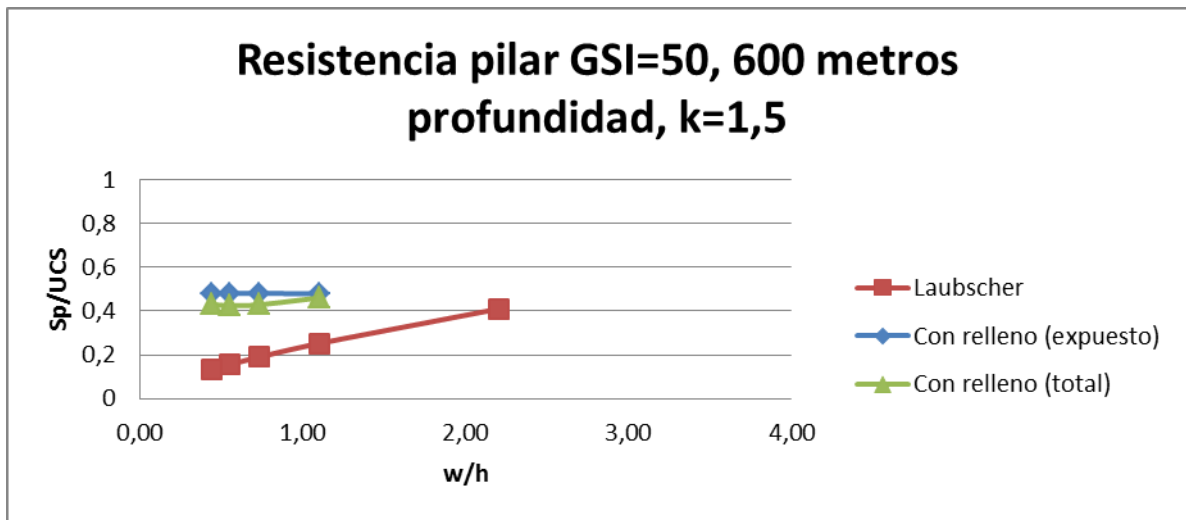


Figura 94. Resistencia pilar total y porción expuesta GSI=50, 600 metros de profundidad, k=1,5

A medida que el pilar aumenta su altura, la porción del pilar que se encuentra sobre el relleno mantiene una resistencia constante pero nuevamente inferior a la resistencia que posee el pilar en el primer corte según la fórmula de Laubscher (resistencia para mayor valor de w/h en curva de Laubscher). A diferencia de los casos anteriores, para el GSI igual a 50, la resistencia de la porción expuesta es mayor que la resistencia del pilar para el primer corte debido a las mayores dimensiones que tiene este en comparación con los que se encuentran a menor profundidad y al confinamiento generado por esta situación. Para todos los casos la resistencia de la porción expuesta del pilar es mayor que la resistencia media del pilar con relleno.

6.3. Estado tensional de techos de calles de producción

Para estudiar la relajación de techos, se buscan las zonas de estos en que el esfuerzo principal menor sea inferior a cero y que presenten falla por tracción o tracción mas corte. De los resultados es posible observar que la relajación de los techos es mayor mientras menor es la profundidad de análisis. Se observa que el esfuerzo principal menor es inferior a cero para anchos de calle de 7, 10 y 16 metros (GSI de 60, 70, y 80 respectivamente) a 200, 400 y 600 metros, sin embargo la zona relajada es mucho mayor para las calles a 200 metros de profundidad. Este resultado es consecuencia directa del estado de esfuerzos in situ presente, el cual determina que, a menor profundidad, menores esfuerzos serán aplicados sobre los modelos. A continuación se presentan algunos resultados para GSI de 70 y 80. La zona en color rojo representa la zona en relajación.

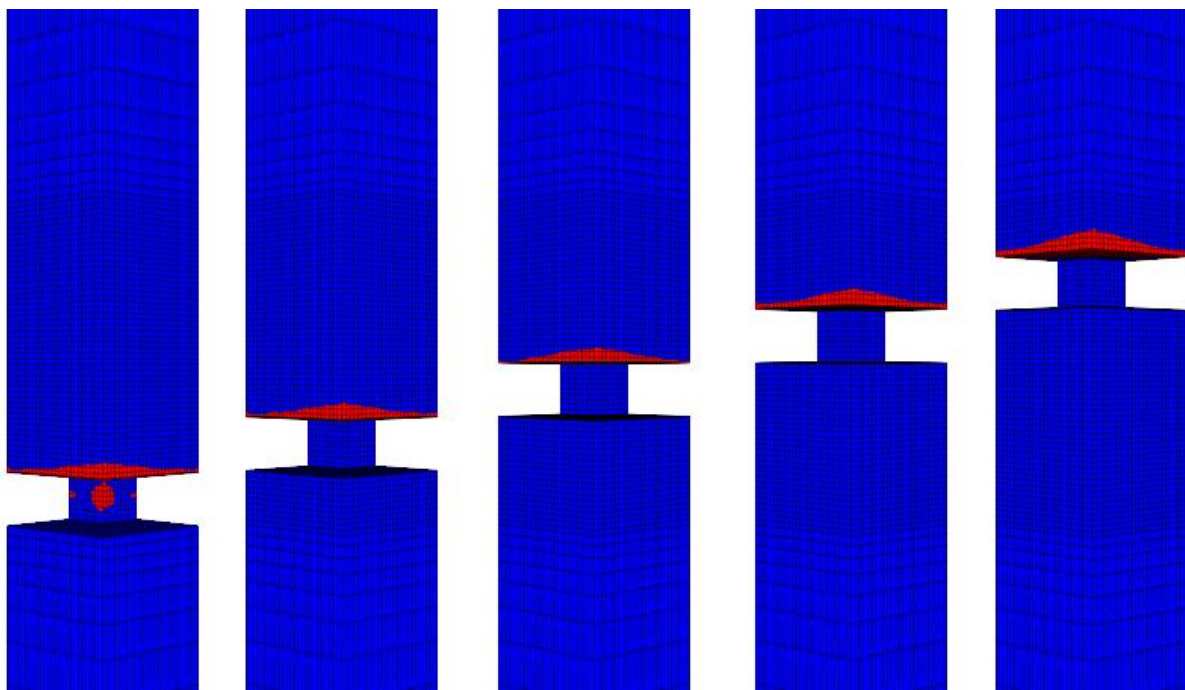


Figura 95. Esfuerzo principal menor, geometría de pilar a 200 metros de profundidad, GSI=80, k=1,5

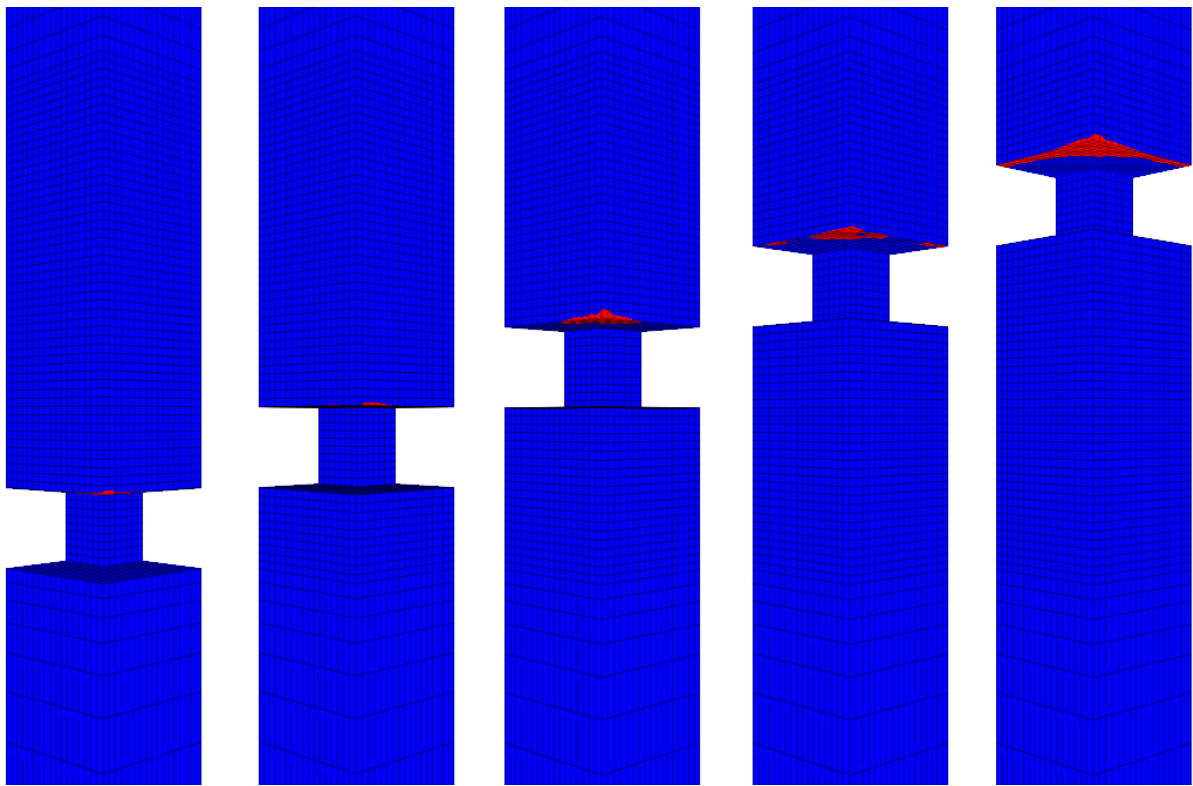


Figura 96. Esfuerzo principal menor, geometría de pilar a 200 metros de profundidad, GSI=70, $k=1,5$

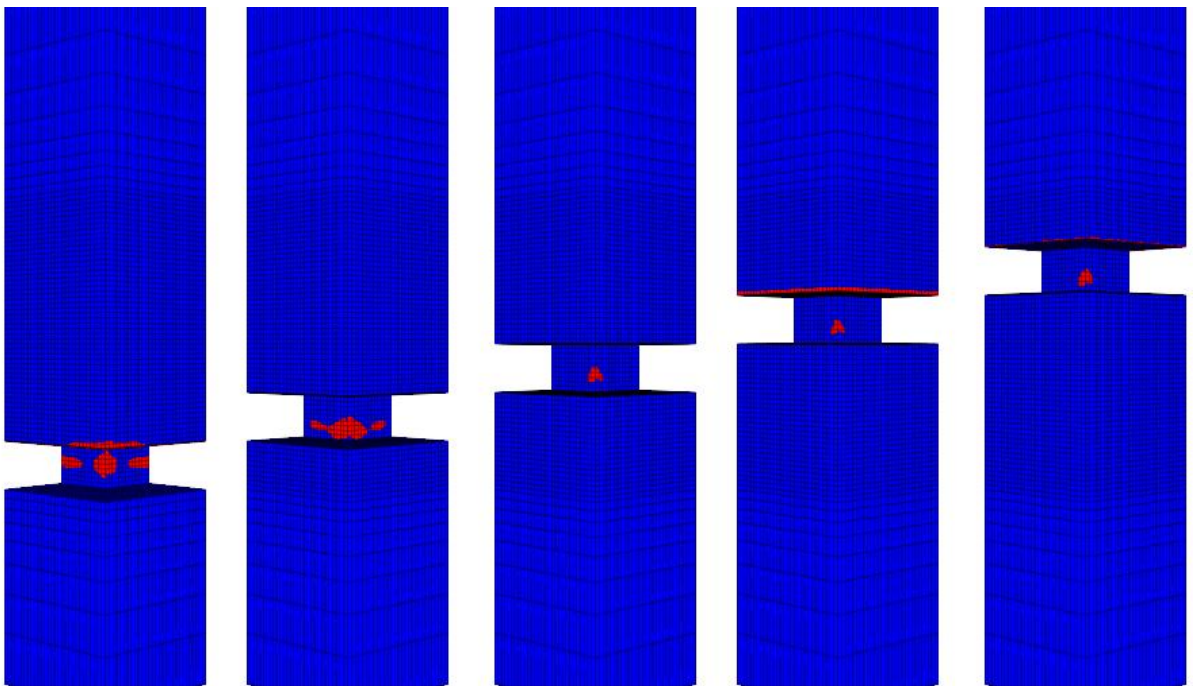


Figura 97. Esfuerzo principal menor, geometría de pilar a 400 metros de profundidad, GSI=80, $k=1,5$

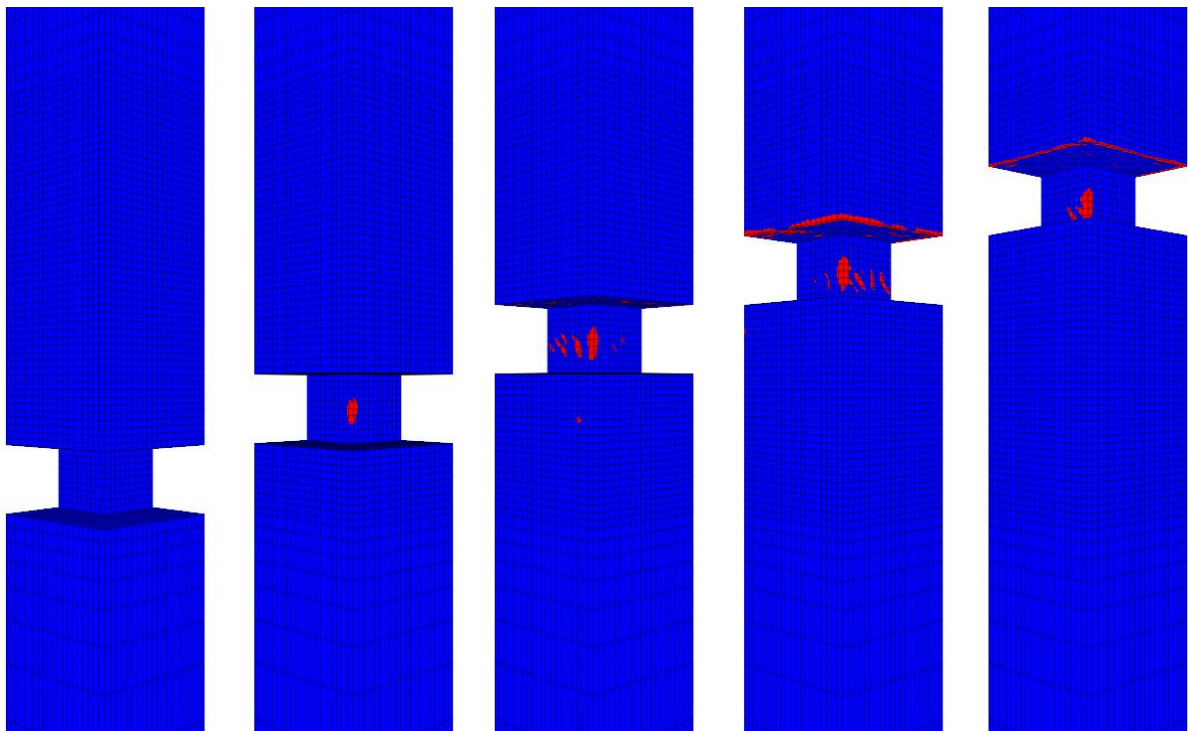


Figura 98. Esfuerzo principal menor, geometría de pilar a 400 metros de profundidad, GSI=70, k=1,5

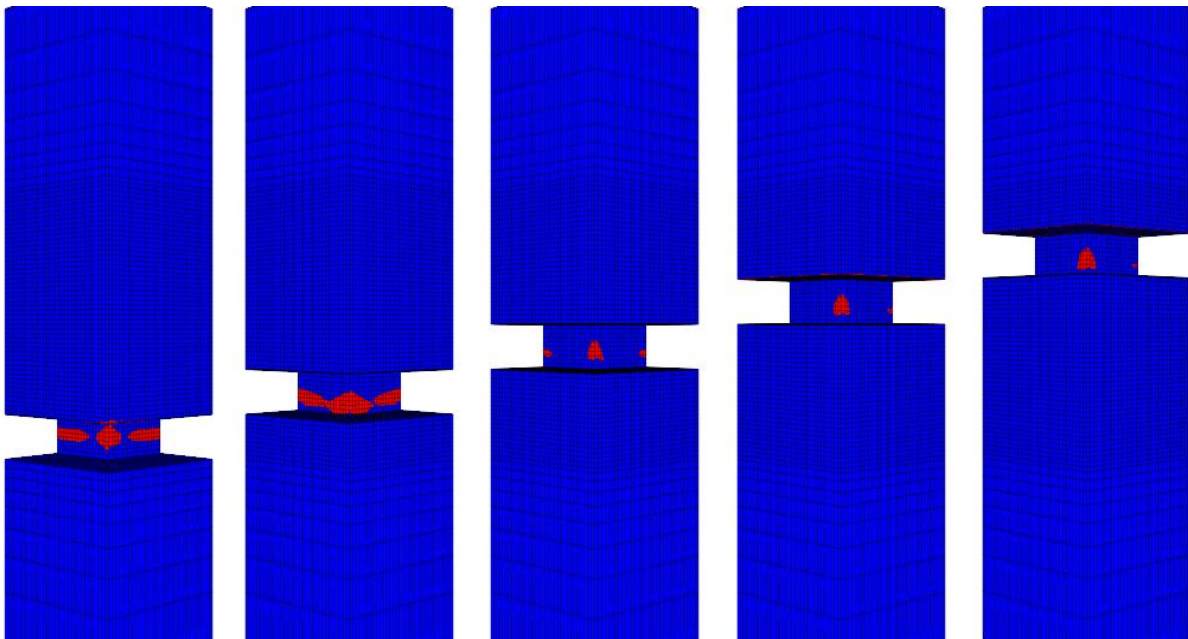


Figura 99. Esfuerzo principal menor, geometría de pilar a 600 metros de profundidad, GSI=80, k=1,5

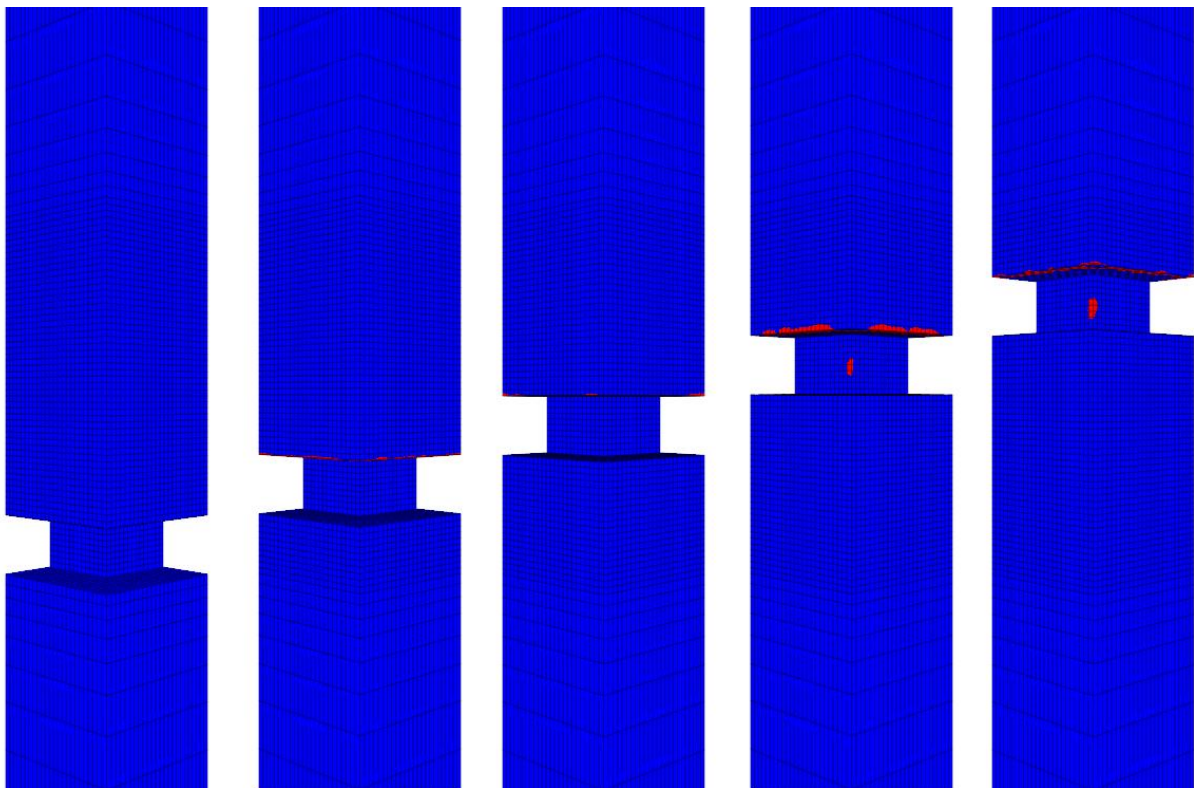


Figura 100. Esfuerzo principal menor, geometría de pilar a 600 metros de profundidad, GSI=70, k=1,5

La siguiente tabla resume la profundidad media de relajación por GSI:

Tabla 73. Profundidad media de relajación para distintos GSI

GSI	50	60	70	80
Ancho de calle [m]	4	7	10	16
Profundidad media de relajación [m]	No presenta	200	400	400

A una misma profundidad, los techos de las calles de mayor dimensión presentan mayor relajación que los de menores dimensiones. Esto se encuentra relacionado a la calidad del macizo rocoso; las mayores dimensiones de calles corresponden a los macizos de mejor calidad geotécnica que permiten mayores longitudes sin refuerzo. Para determinar la influencia del GSI, se hace variar este parámetro para un ancho de calle de 16 metros y un pilar de 13 metros. Los resultados se muestran a continuación:

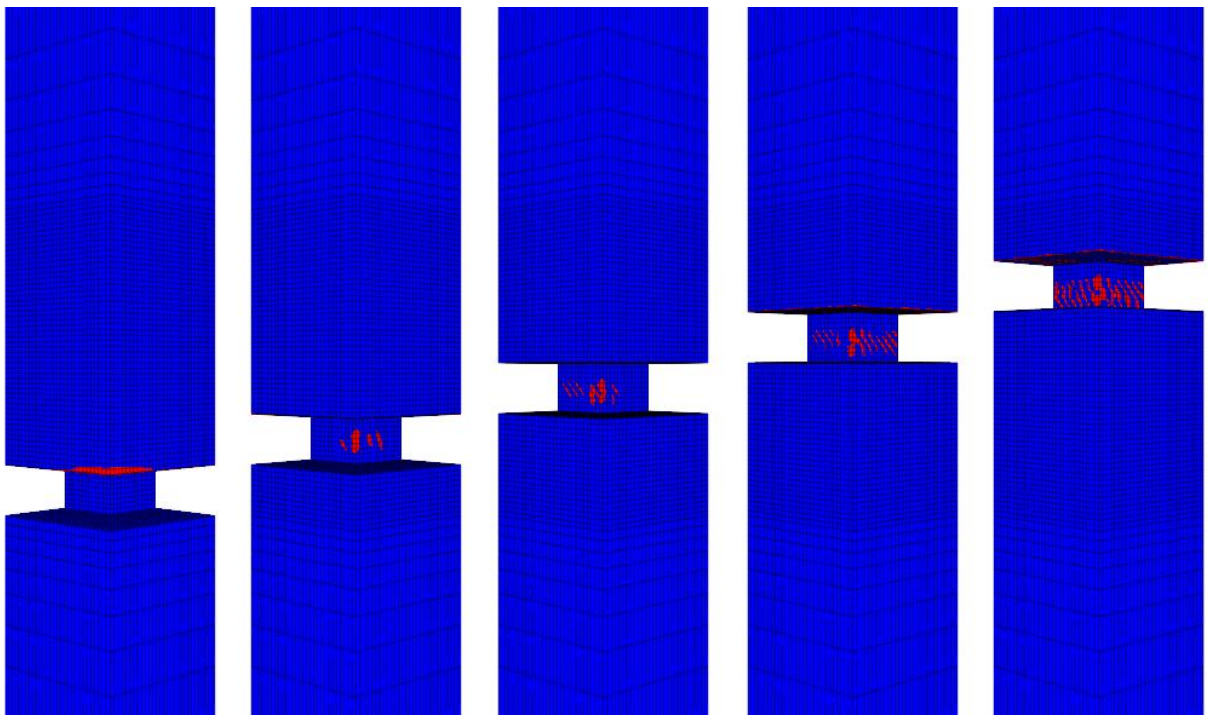


Figura 101. Esfuerzo principal menor, $w_p=13$ metros, $w_o=16$ metros, 400 metros de profundidad, GSI=70, $k=1,5$

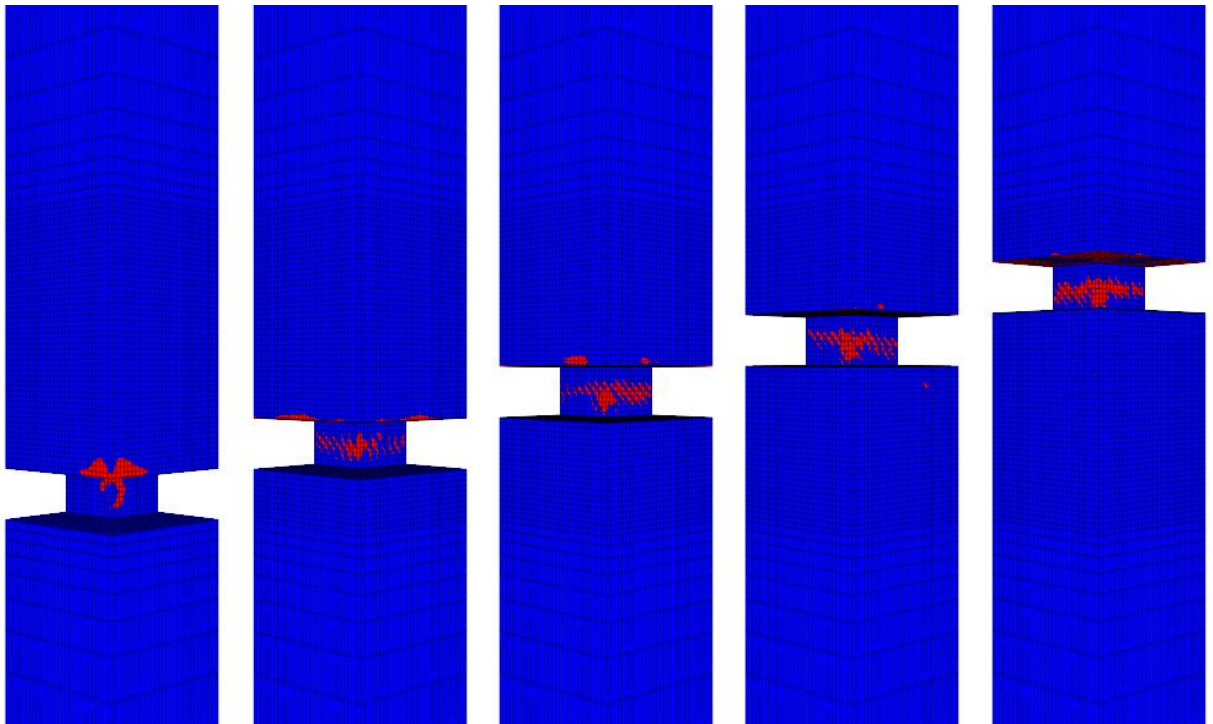


Figura 102. Esfuerzo principal menor, $w_p=13$ metros, $w_o=16$ metros, 400 metros de profundidad, GSI=60, $k=1,5$

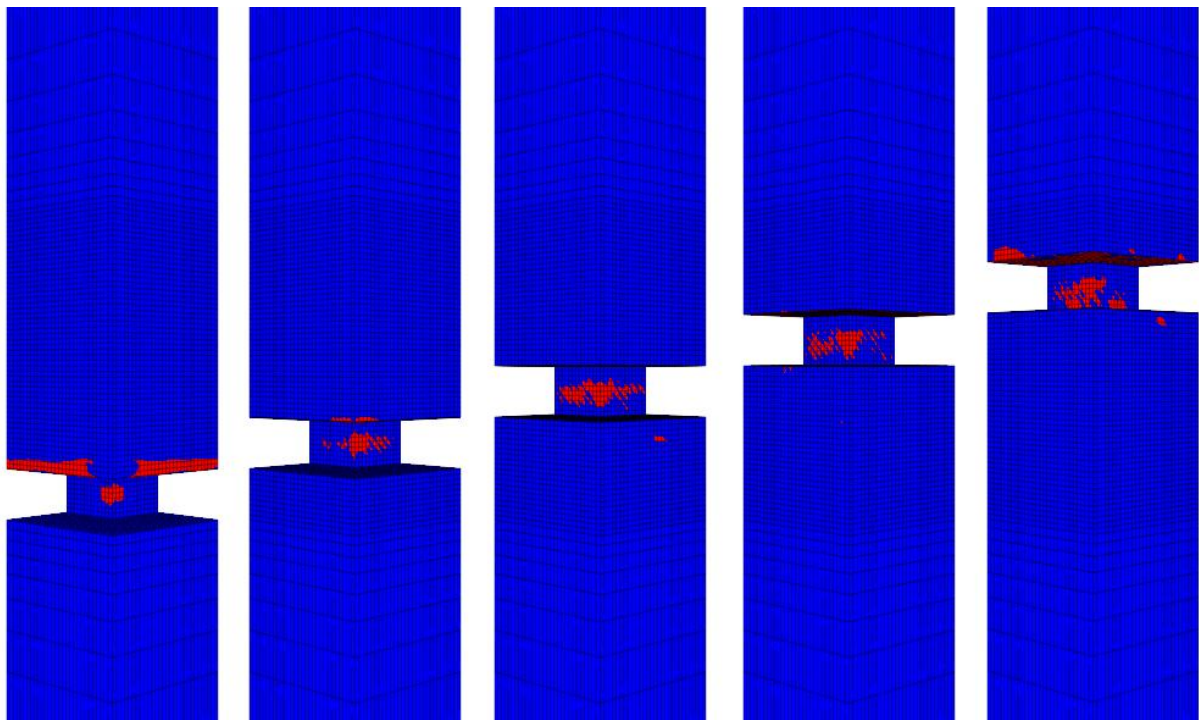


Figura 103. Esfuerzo principal menor, $w_p=13$ metros, $w_o=16$ metros, 400 metros de profundidad, GSI=50, $k=1,5$

No se observan grandes cambios en las zonas relajadas de los techos. A continuación se presentan los resultados del análisis plástico donde, para GSI menores, la zona fallada comprende mayor área. Para el análisis se escoge un modelo elasto-plástico con criterio de falla de Hoek y Brown para el pilar y uno con criterio de falla de Mohr-Coulomb para el relleno. Los parámetros para cada criterio son los mismos que los asociados a los modelos previamente estudiados. Se observan solamente fallas por corte representadas por el color verde en las siguientes imágenes. Los distintos colores representan los diferentes modos de falla presentes:

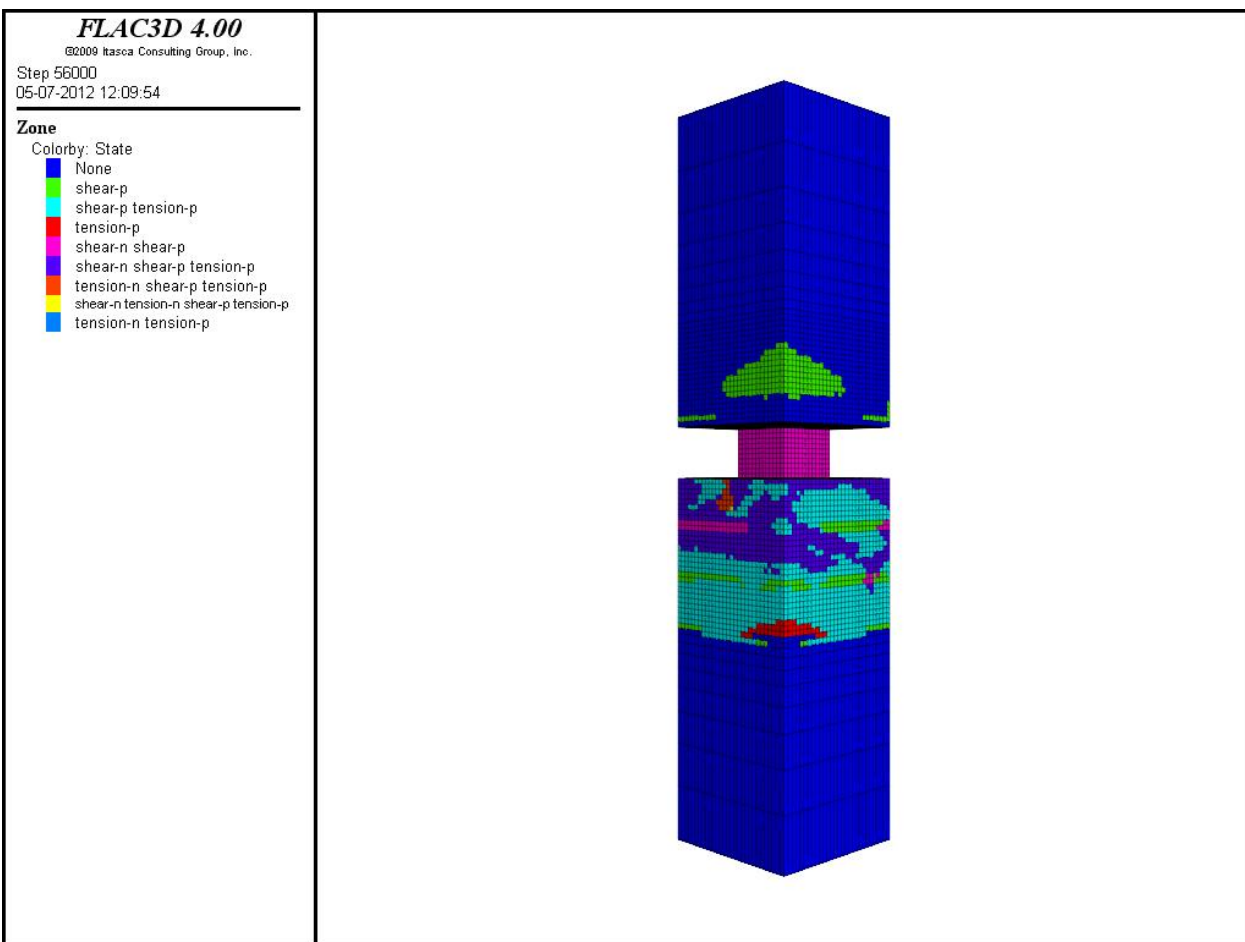


Figura 104. Estado de falla en techo de calle de producción, $w_p=13$ metros, $w_o=16$ metros, 400 metros de profundidad, $GSI=70$, $k=1,5$

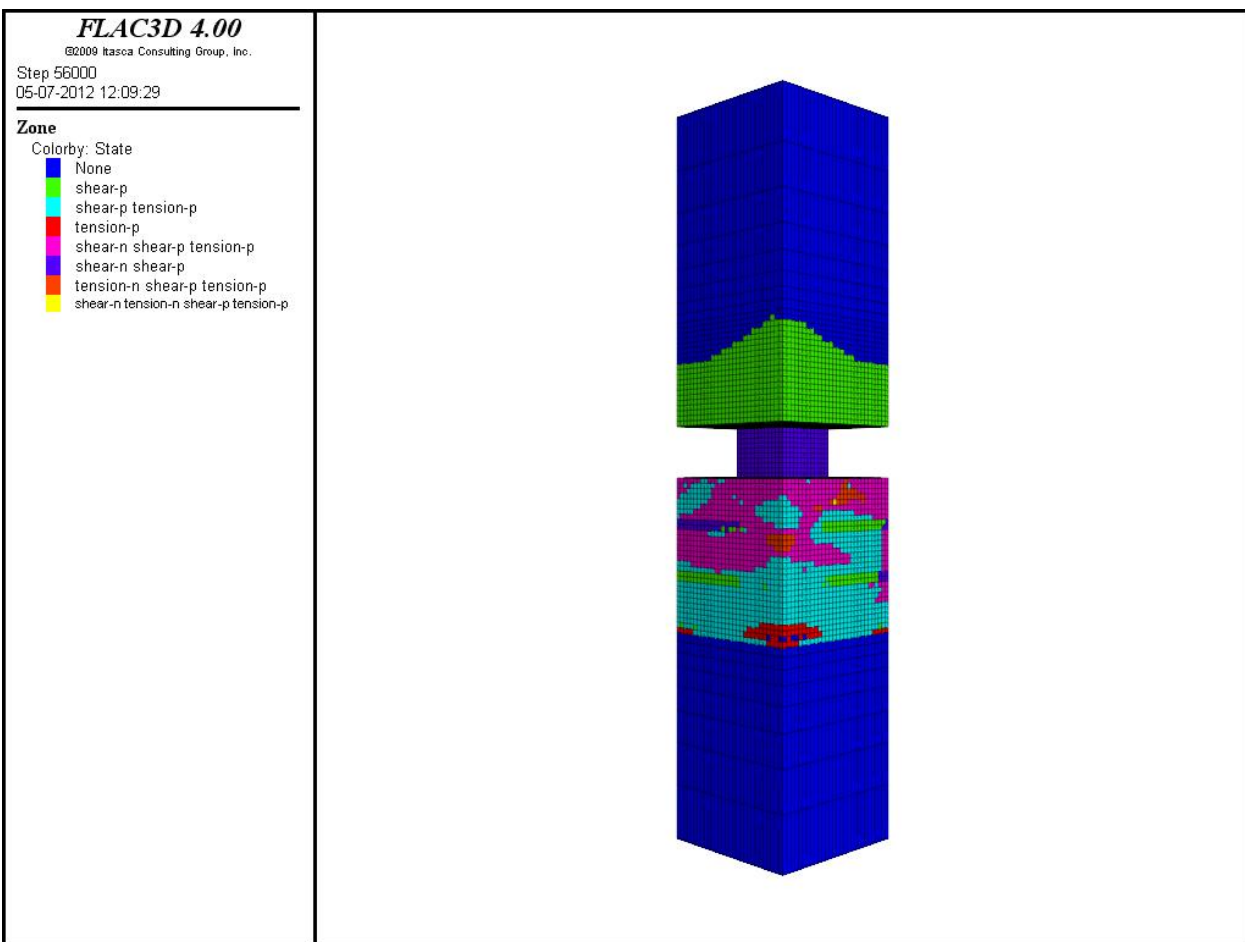


Figura 105. Estado de falla en techo de calle de producción, $w_p=13$ metros, $w_o=16$ metros, 400 metros de profundidad, $GSI=60$, $k=1,5$

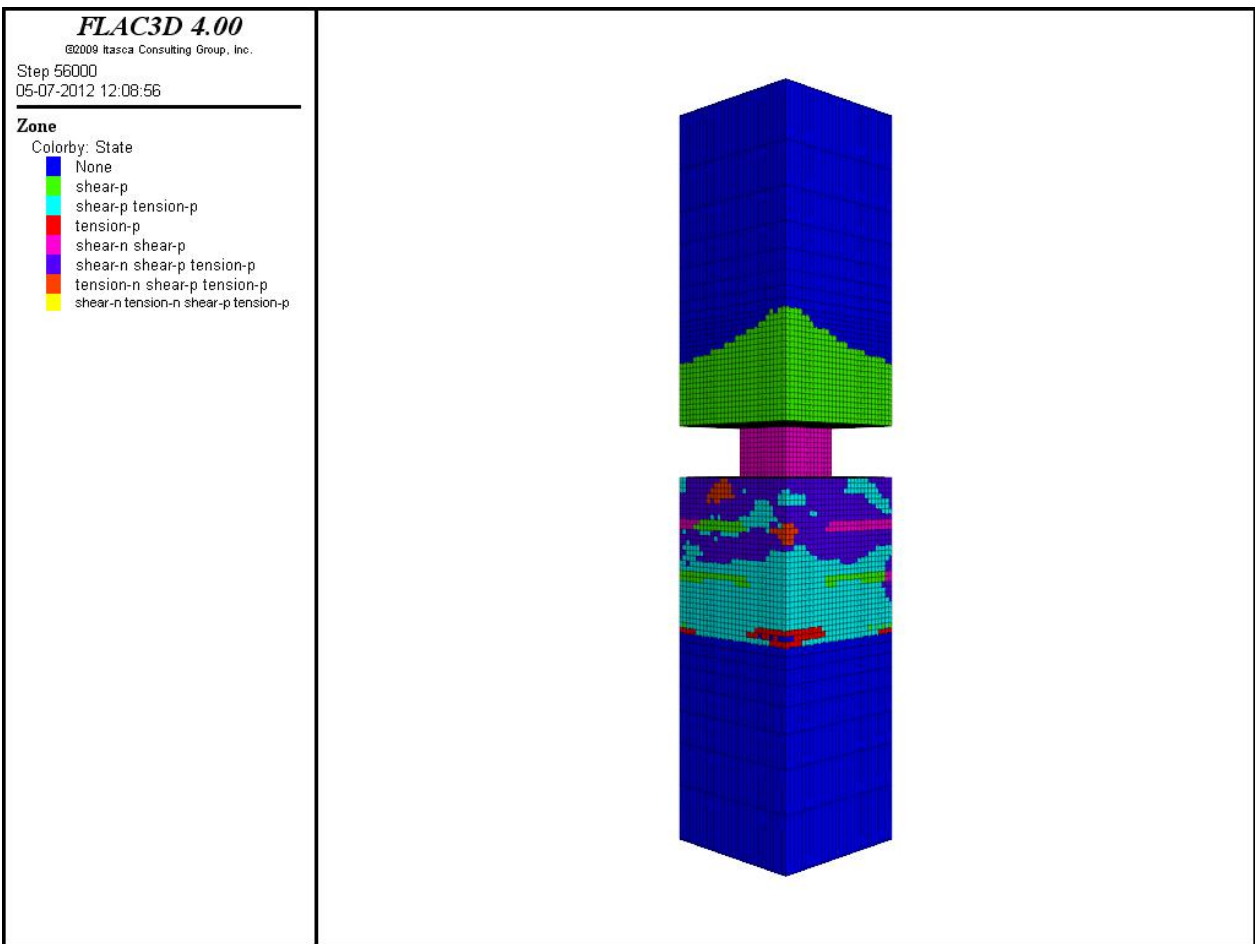


Figura 106. Estado de falla en techo de calle de producción, $w_p=13$ metros, $w_o=16$ metros, 400 metros de profundidad, $GSI=50$, $k=1,5$

Si bien el área en falla del techo aumenta con la profundidad para un GSI dado debido a los mayores esfuerzos aplicados, ninguno presenta algún tipo de falla asociado a tracción. Los techos que presentan mayor falla son los de menor GSI, pero son justamente estos los que permiten menores dimensiones de calle. De esta forma se evita conjugar esfuerzo principal menor inferior a cero y fallas por tracción o tracción mas corte. Para los GSI de 50, 60 y 70 la única falla observada en el techo es por corte. Con estos resultados no deberían presentarse problemas importantes en la operación.

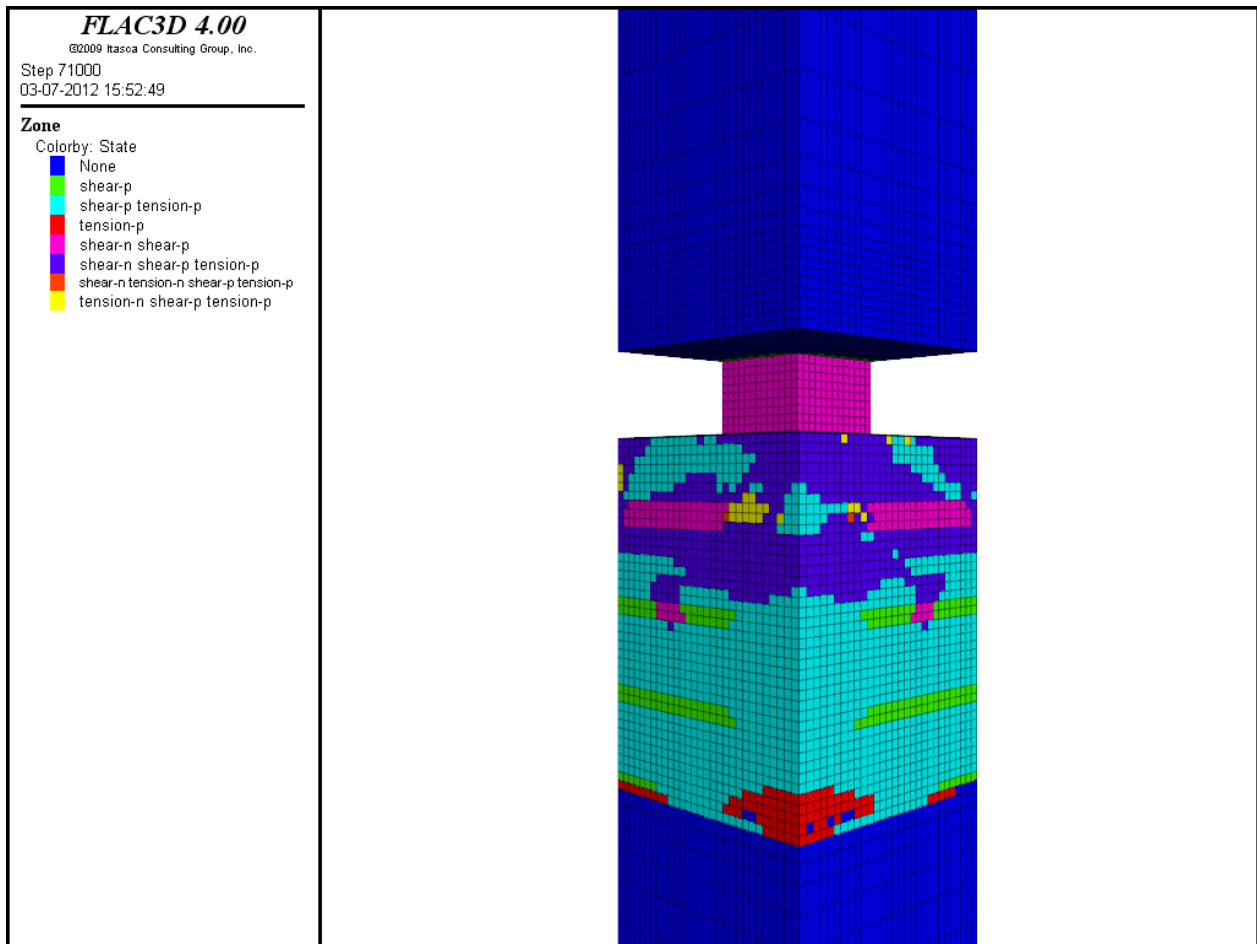


Figura 107. Estado de falla en techo de calle de producción, geometría de pilar a 400 metros de profundidad, GSI=80, k=1,5

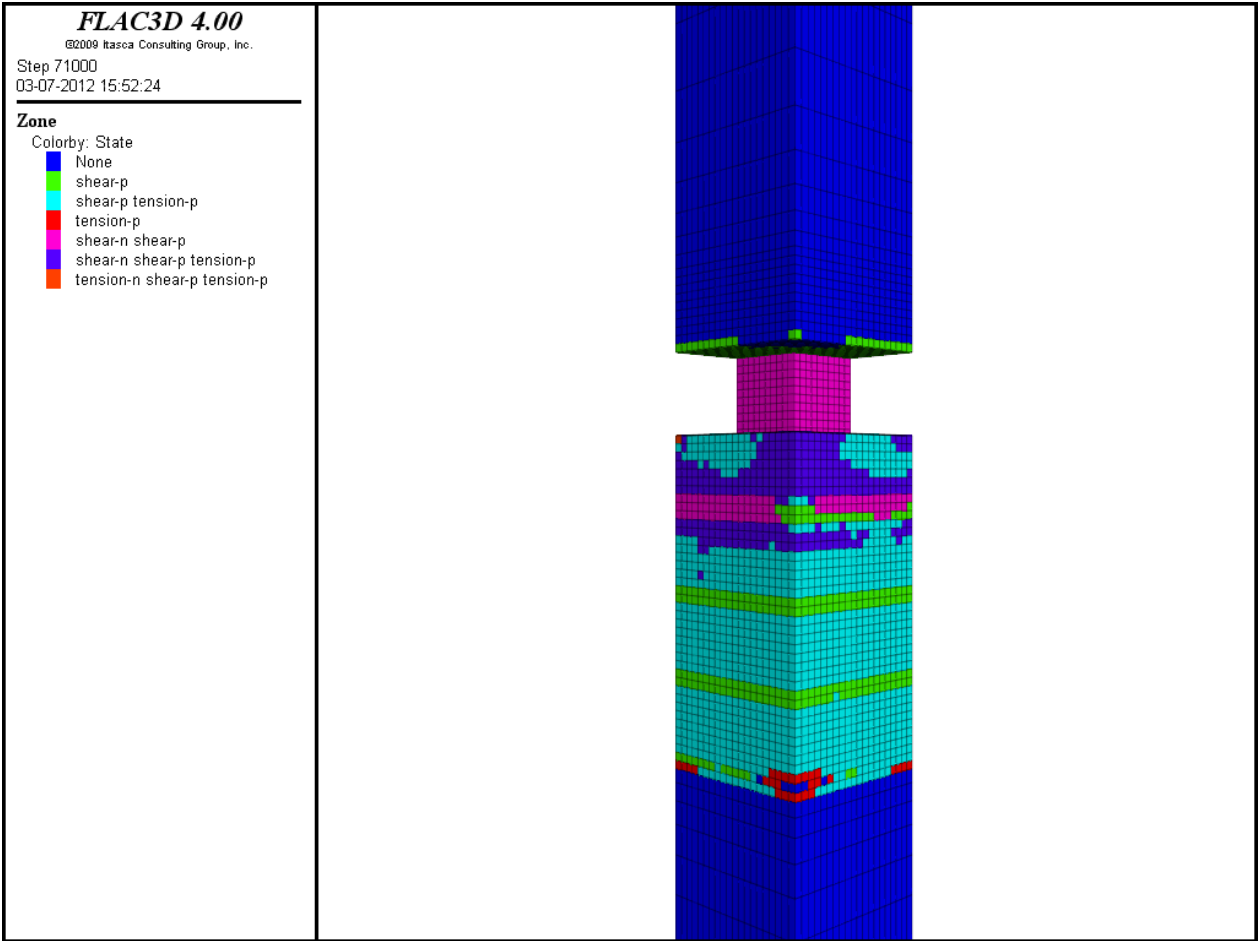


Figura 108. Estado de falla en techo de calle de producción, geometría de pilar a 400 metros de profundidad, GSI=70, k=1,5

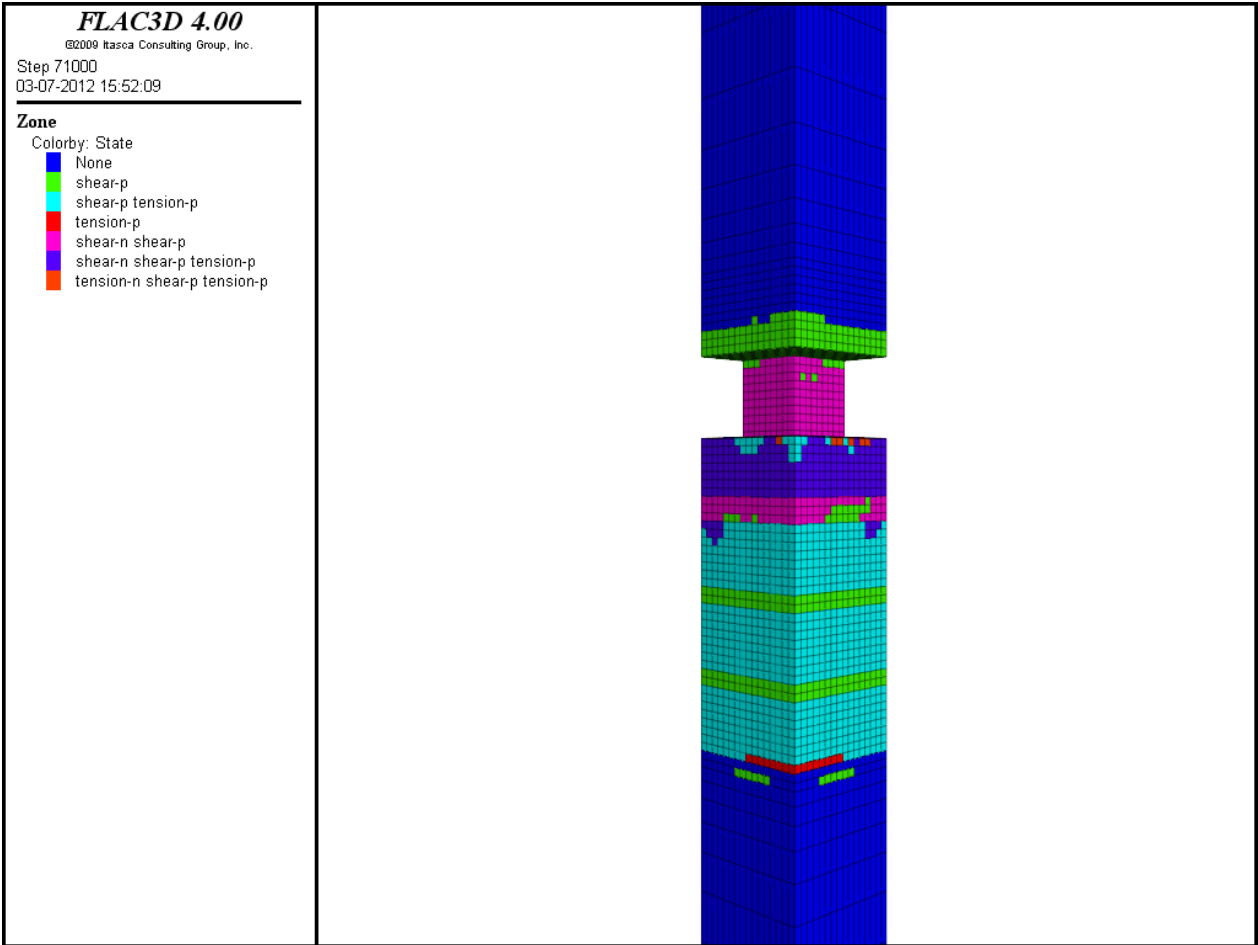


Figura 109. Estado de falla en techo de calle de producción, geometría de pilar a 400 metros de profundidad, GSI=60, k=1,5

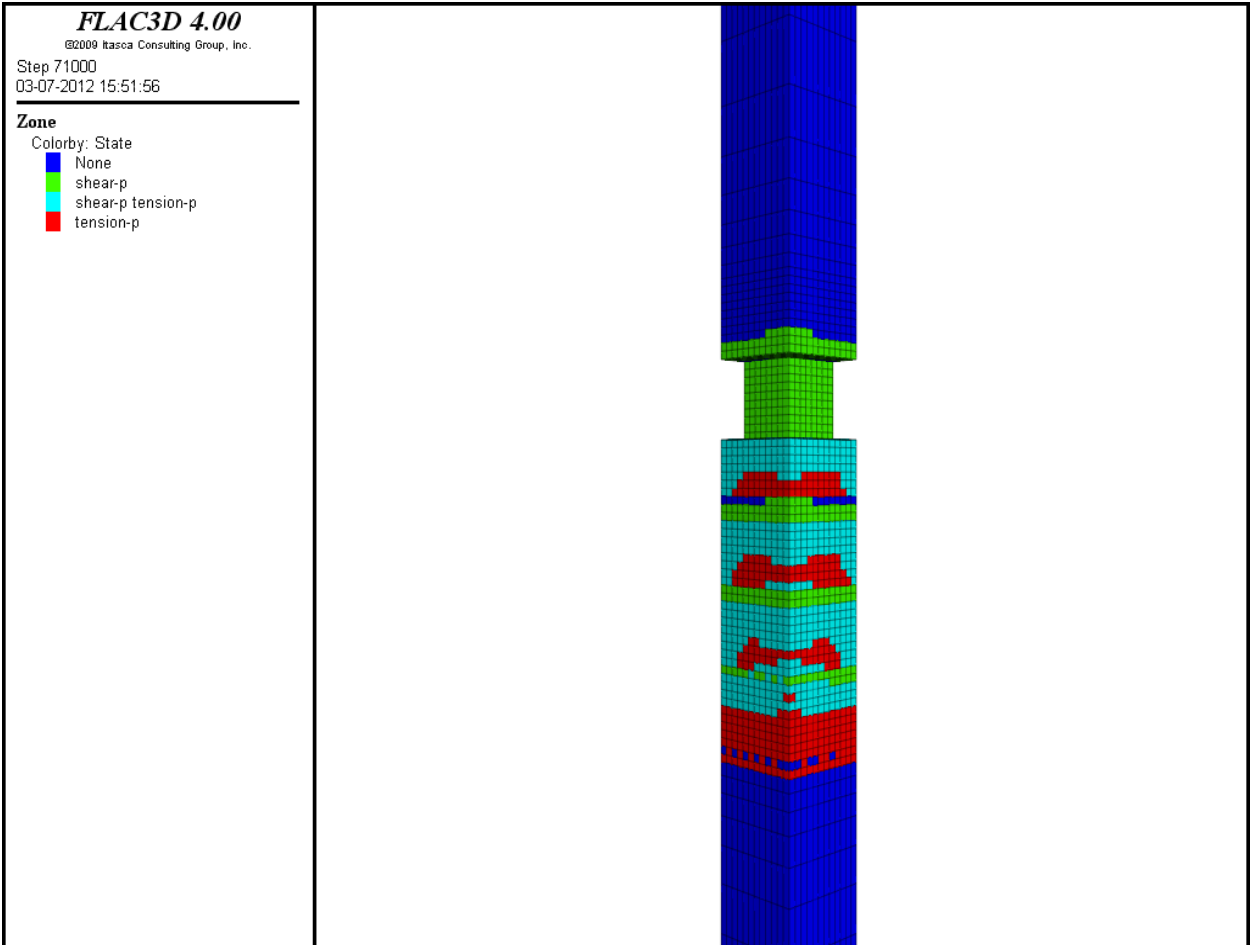


Figura 110. Estado de falla en techo de calle de producción, geometría de pilar a 400 metros de profundidad, GSI=50, k=1,5

6.4. Modelamiento a pequeña escala

A continuación se muestra la evolución de las zonas en falla de pilares y techos para las distintas etapas de explotación y posterior disminución de UCS para un pilar de altura total de 25 metros. La siguiente tabla resume los parámetros más importantes para el desarrollo del modelo:

Tabla 74. Parámetros modelo a pequeña escala

GSI	70
w_o [m]	10
w_p [m]	10
Profundidad [m]	400
k	1,5

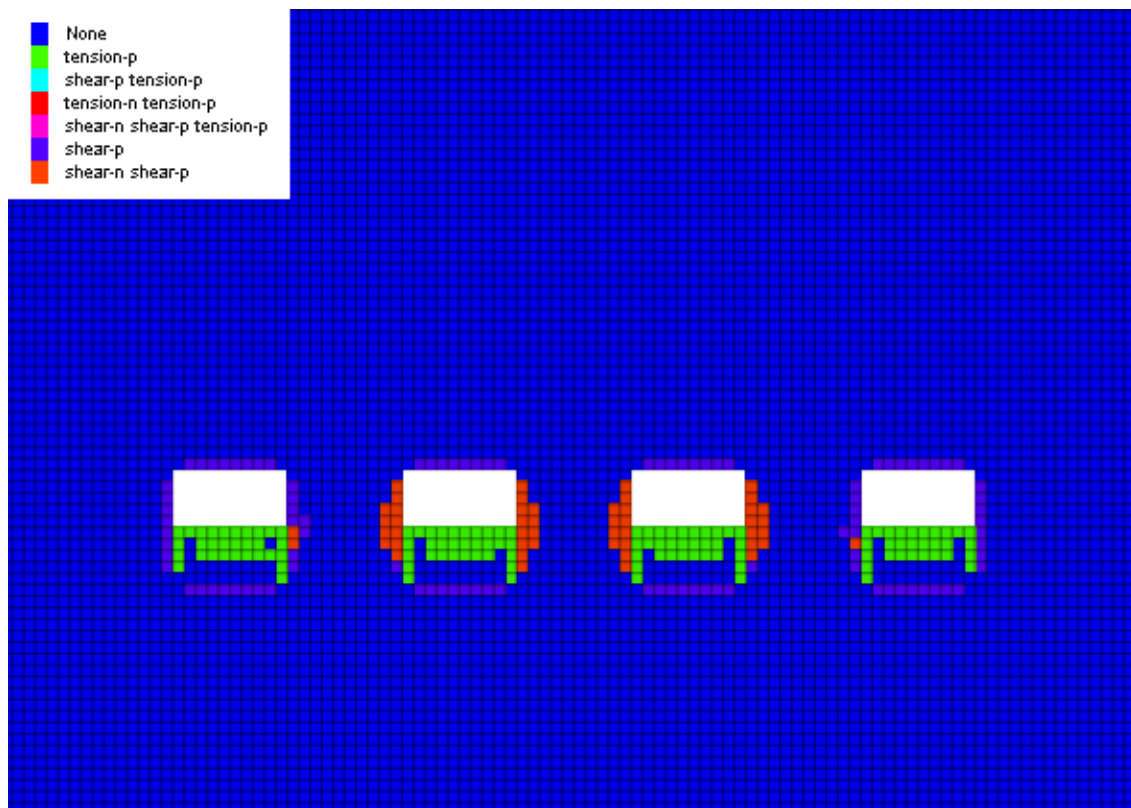


Figura 111. Estado de falla en pilares y techo, sección central, corte 2, UCS=100 MPa

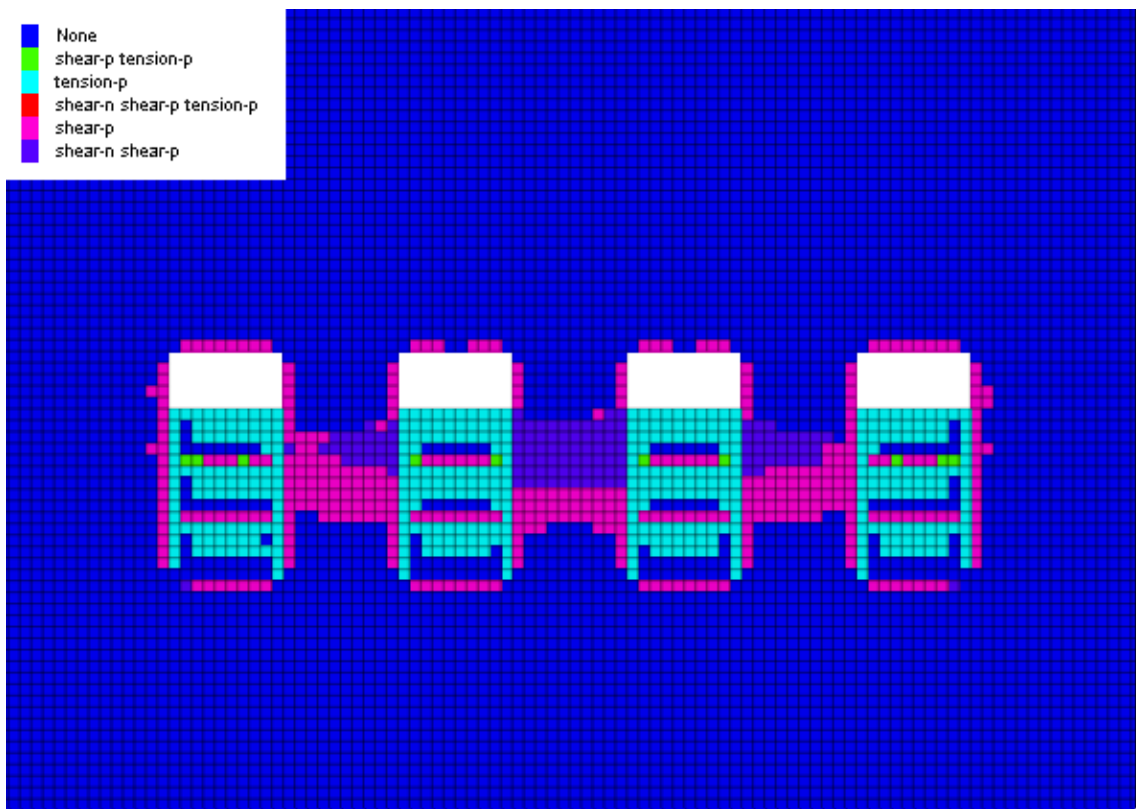


Figura 112. Estado de falla en pilares y techo, sección central, corte 4, UCS=100 MPa

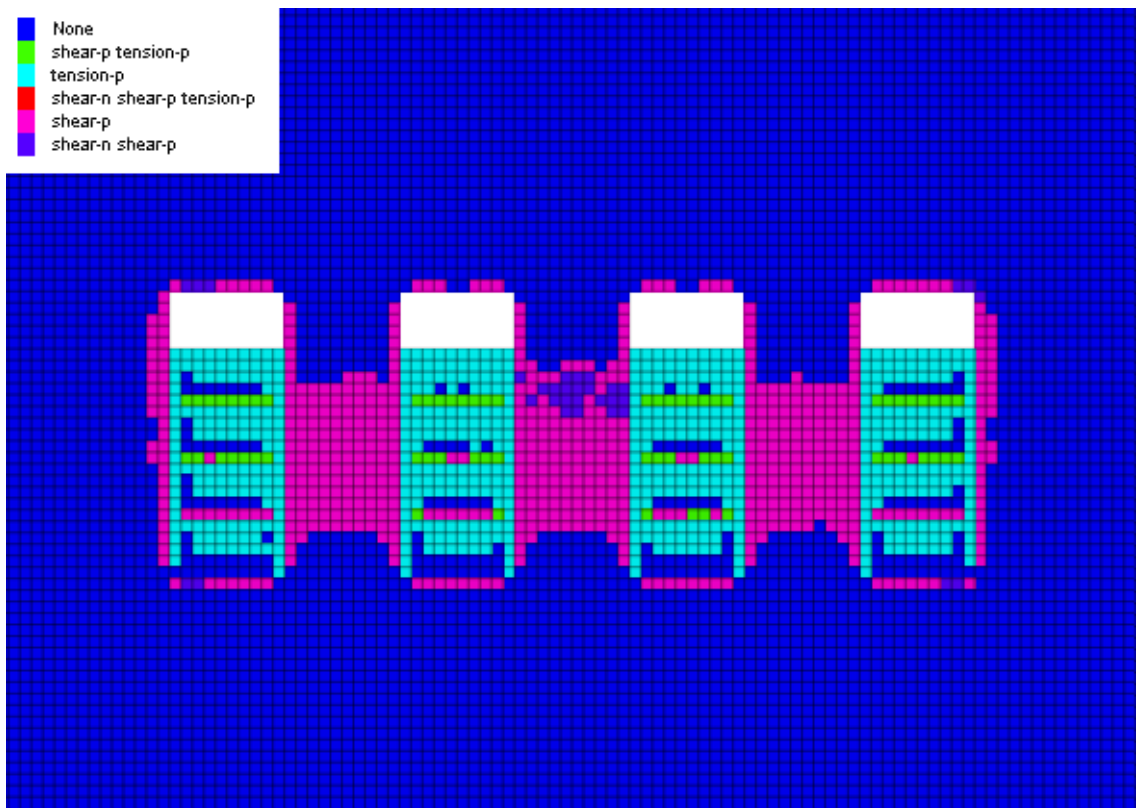


Figura 113. Estado de falla en pilares y techo, sección central, corte 5, UCS=100 MPa

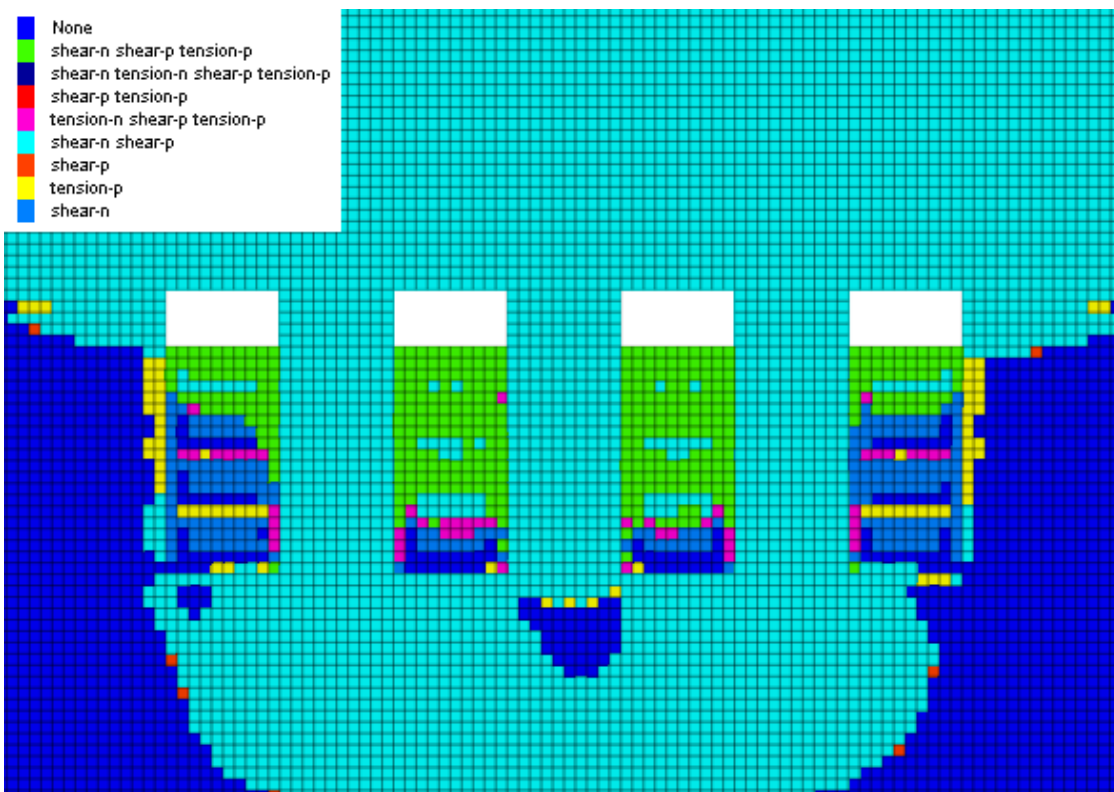


Figura 114. Estado de falla en pilares y techo, sección central, corte 5, UCS=90 MPa

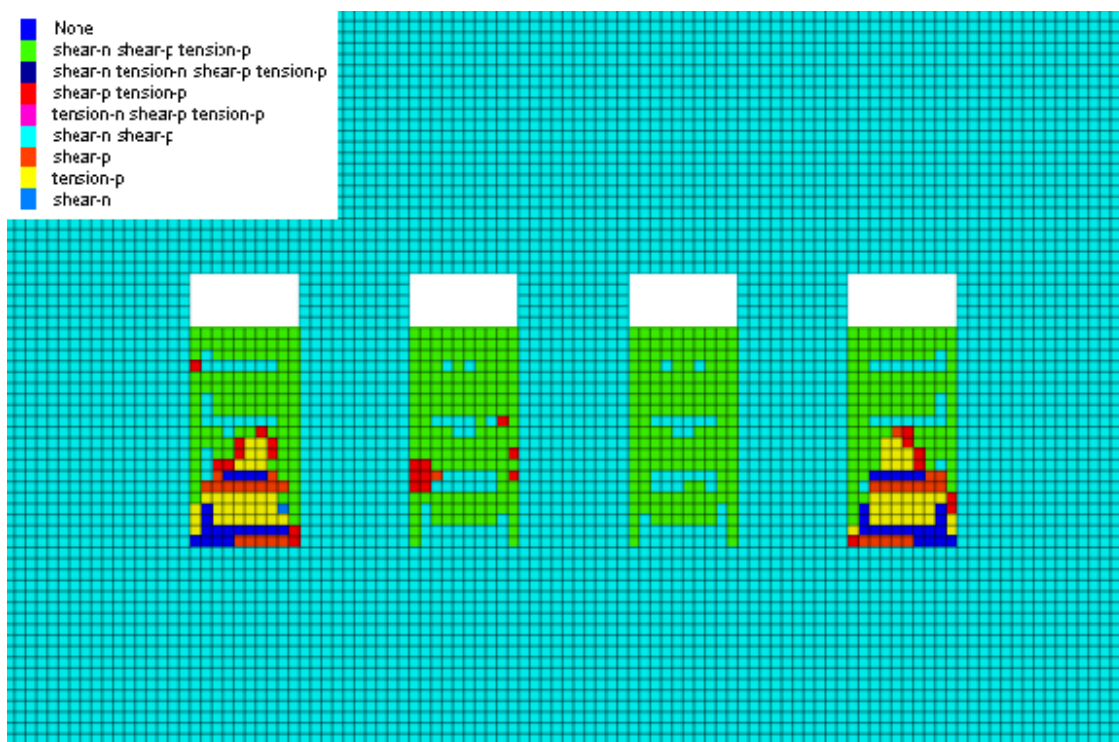


Figura 115. Estado de falla en pilares y techo, sección central, corte 5, UCS=80 MPa

Una vez generado el segundo corte, no se observa una falla a través de toda la sección de los pilares; el núcleo se mantiene intacto mientras que los bordes presentan falla por corte. En el cuarto corte la falla atraviesa todo el pilar y se extiende verticalmente 8 metros desde una altura de 5 metros de pilar hasta aproximadamente 2 metros bajo la línea del relleno. Una situación similar se observa en el quinto corte. En todas las etapas se presentan zonas en falla por corte de aproximadamente un metro de extensión en los techos de las calles de producción.

Al disminuir la resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta en 10 MPa, los tres pilares fallan drásticamente y la zona en falla se propaga más de 20 metros en dirección vertical sobre el último corte y bajo el primer corte. Se observa también una extensión horizontal de más de 10 metros por sobre la línea del relleno. Finalmente, al disminuir el UCS a 80 MPa la zona en falla se propaga a través de todo el modelo lo que refleja una falla en todo el macizo.

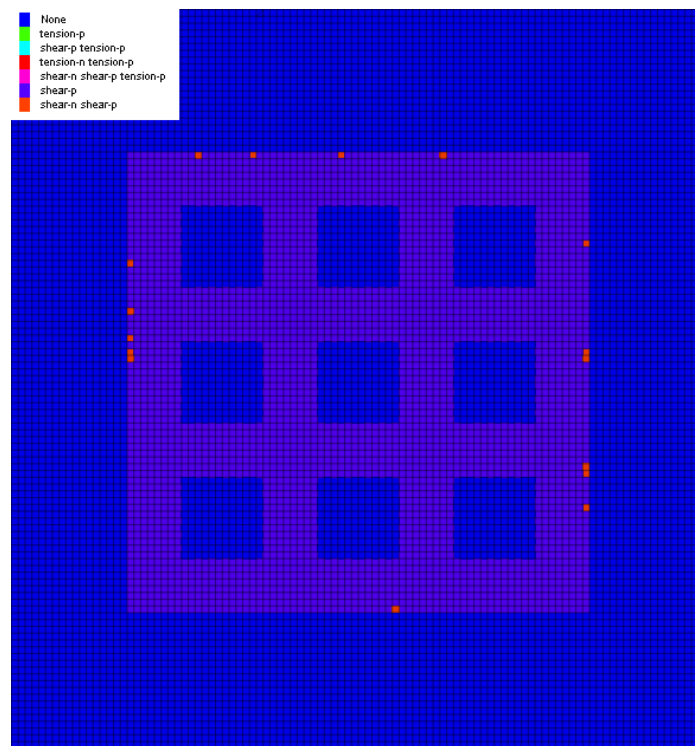


Figura 116. Estado de falla en techo, vista en planta, corte 2, UCS=100 MPa

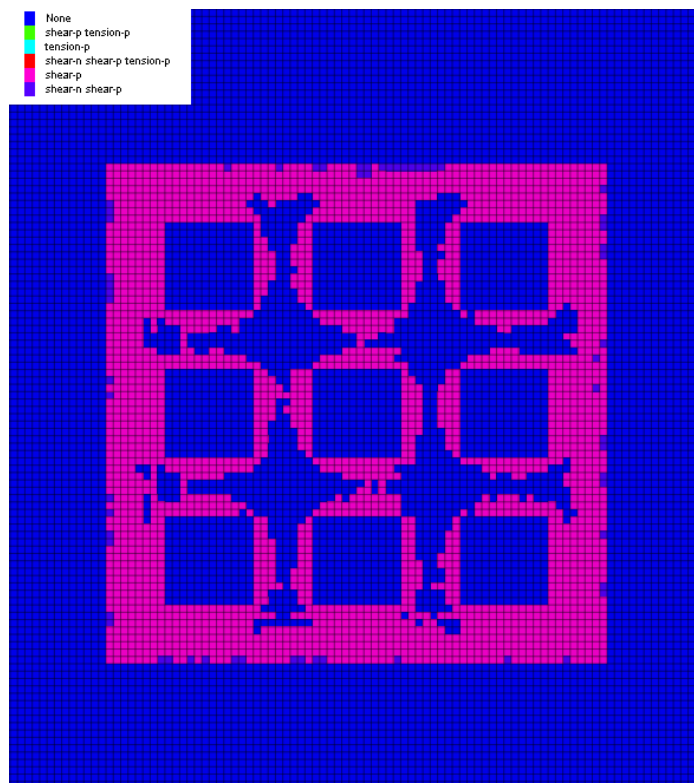


Figura 117. Estado de falla en techo, vista en planta, corte 4, UCS=100 MPa

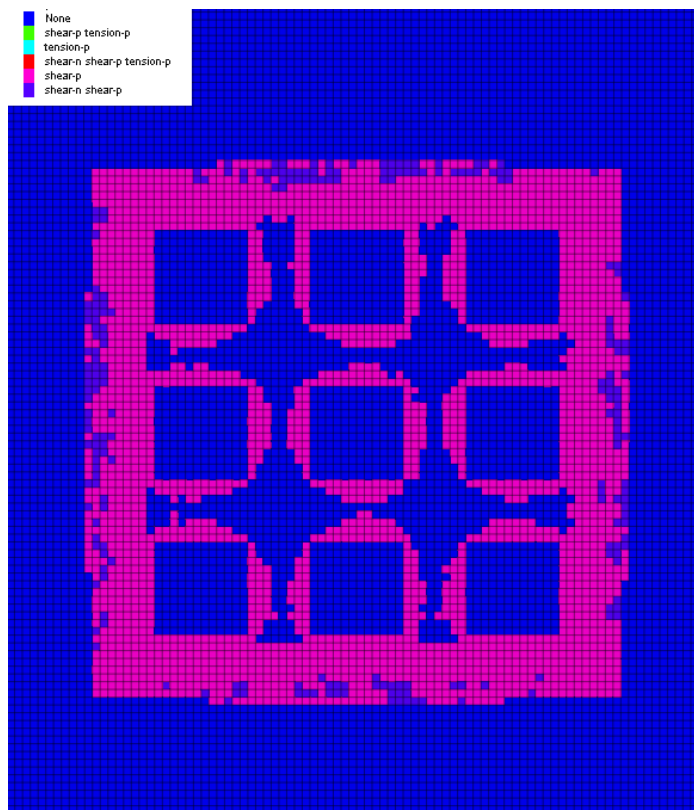


Figura 118. Estado de falla en techo, vista en planta, corte 5, UCS=100 MPa

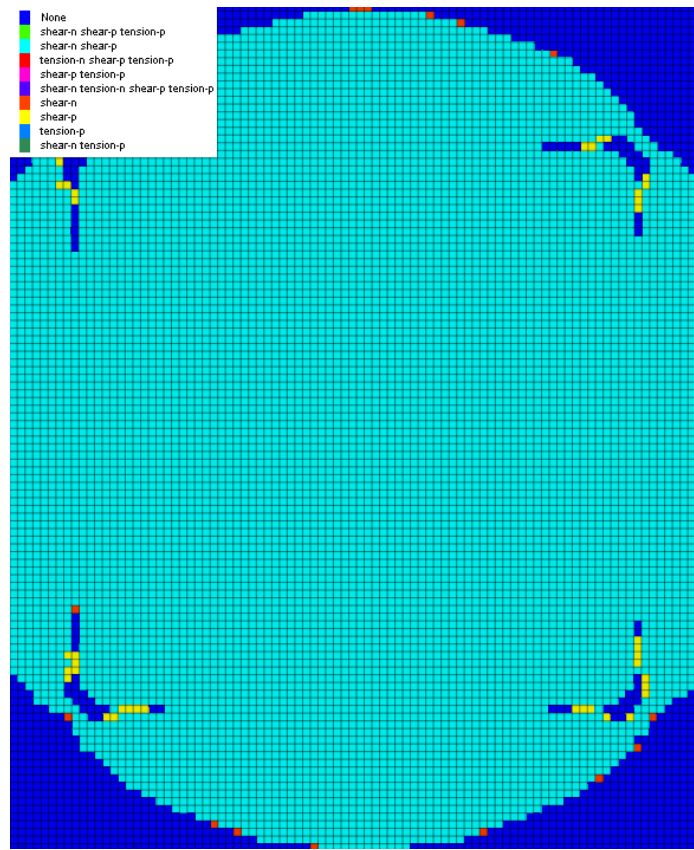


Figura 119. Estado de falla en techo, vista en planta, corte 5, UCS=90 MPa

7. CONCLUSIONES

El presente trabajo propone una nueva metodología mediante la cual es posible estimar las dimensiones necesarias para algunos de los elementos críticos del diseño minero del Post-Pillar. Utilizando como base herramientas tradicionales como metodologías analíticas y empíricas, el modelamiento numérico en FLAC3D permite integrar parte de esta metodología tradicional logrando un estudio con mayor nivel de detalle. Con esto es posible obtener resultados más precisos, mejorando las estimaciones.

7.1. Secuencia de diseño

Los métodos seleccionados responden a los elementos críticos identificados en el diseño del Post-Pillar, sin embargo se debe tener cuidado con la aplicación de algunos. Parte de la metodología de estimación para los paneles de explotación proviene de la minería de block/panel caving donde no existen pilares, y por lo tanto se deben plantear ciertas variantes para su uso en Post-Pillar. Lo mismo ocurre con el factor de propagación de caving, el cual nuevamente se encuentra ligado al block caving y por lo tanto su aplicación se encontraría enfocada a yacimientos con geometrías bastante más extensas y características geotécnicas distintas a las estudiadas. Por esta razón se recomienda tenerlo como una herramienta solamente de verificación en el caso que sea posible utilizarlo. Las dimensiones deben estimarse en base al diagrama de Laubscher y el gráfico de estabilidad de Mathews que presentan resultados bastante consistentes. Es importante que, para que el análisis de Mathews sea confiable, se deben medir los esfuerzos inducidos en el techo de la excavación mediante modelamiento numérico elástico, cuando se haya alcanzado la altura máxima de explotación. Luego se utilizan estos esfuerzos para la estimación del factor A, obteniéndose con esto el radio hidráulico admisible.

Otro aspecto importante a destacar corresponde a la estimación de resistencia de pilares mediante fórmulas empíricas y las limitaciones de estas; no existen fórmulas que incorporen la calidad del macizo rocoso y el confinamiento del pilar al mismo tiempo. Esto se refleja al contrastar las estimaciones de resistencia de pilares mediante la fórmula de Laubscher, que solo toma en cuenta la calidad del macizo rocoso, con las resistencias obtenidas del modelamiento numérico donde además de considerarse la calidad, se incorporan los efectos del confinamiento del pilar a través del criterio de falla de Hoek y Brown. Además, como se plantea en capítulos anteriores, es necesario generar fórmulas que logren predecir el comportamiento de pilares previo a alcanzar la falla de este. Por otra parte los diseños de pilares para el método en cuestión se basan en fórmulas que además de no incorporar los factores anteriores, no toman en cuenta los efectos que genera el relleno en la resistencia peak del pilar. La utilización de la fórmula de Laubscher se debe restringir solamente al cálculo del pilar para el primer corte cuando aún no hay relleno.

La estimación de las dimensiones de los pilares se realizó con el método de área tributaria por lo que es posible que estas se encuentren sobrestimadas, alcanzando razones de extracción menores de las que se podrían alcanzar. A 400 metros de profundidad, estas varían entre un 56 y 80% dependiendo del GSI, a 600 metros las recuperaciones disminuyen a valores entre un 46 y 70% dependiendo de mismo parámetro. Para evitar la posible subestimación de recuperaciones se recomienda la opción de estimar el esfuerzo generado sobre los pilares con el primer corte

mediante modelamiento numérico. Otro resultado que podría ser consecuencia del método de área tributaria corresponde a las alturas que alcanzan los pilares cuando estos se desprenden del techo. Al sobre estimar el esfuerzo sobre el pilar se necesita que este tenga una mayor altura para lograr satisfacer la condición de desprendimiento. Este resultado es discutible considerando que se tiene evidencia de que esta situación se ha generado a menores alturas que las obtenidas. Además este análisis deja fuera condiciones de estructuras geológicas que podrían favorecer el desprendimiento. Por otra parte se debe tener precaución con la fórmula utilizada para la estimación del esfuerzo transferido del relleno al pilar, ya que no existe hoy en día una aproximación robusta que permita cuantificar este esfuerzo.

Por último es recomendable tener en cuenta consideraciones de diseño y operacionales tales como ancho mínimo de pilares y tiempo máximo de exposición de pilares con factores de seguridad bajos ya que la probabilidad de falla de estos aumenta con el tiempo. Se debe tener presente también la utilización de una losa cuando las dimensiones de las cámaras de explotación alcancen las alturas recomendadas.

7.2. Modelamiento numérico en FLAC3D

Las resistencias estimadas mediante modelamiento numérico casi no presentan dependencia de la profundidad de análisis (esfuerzo vertical in situ), ni de la razón de esfuerzos horizontal-vertical k , como tampoco de la razón de extracción (ancho de calle). Del trabajo realizado se desprende que solamente el ancho del pilar y el GSI del macizo rocoso determinan la resistencia del pilar. En el caso que se considere material de relleno, se observa un aumento en la resistencia producto del confinamiento extra generado. Las propiedades del relleno también son esenciales en el aumento en la resistencia. Cabe destacar que la contribución del relleno para un GSI de menor calidad es bastante mayor que la contribución generada para un GSI mayor con aumentos de hasta un 500% para el análisis a 600 metros de profundidad. Este incremento podría repercutir a futuro en diseños menos conservadores aumentando la recuperación del método. Los resultados obtenidos muestran además que la etapa de modelamiento numérico resulta ser fundamental dentro de la metodología considerando que esta herramienta permite integrar factores que la metodología empírica de estimación de resistencia de pilares deja fuera (confinamiento del pilar y calidad del macizo, efectos del relleno).

El criterio de falla escogido para los pilares presentó en general buenos resultados para el GSI de 80 pero a medida que se disminuía este valor la calidad de los resultados también disminuía. Al contrastar la resistencia de pilares sin relleno a distintas profundidades para un GSI menor que 80, es posible observar curvas de resistencias con valores continuos y que presentan una misma tendencia. Para razones w/h altas las resistencias comienzan a aumentar drásticamente en comparación con las resistencias obtenidas de la fórmula de Laubscher, mientras que para razones w/h menores, se sub estiman la resistencias y estas tienden a la resistencia a la compresión uniaxial del macizo rocoso. Al analizar los resultados con relleno ocurre una situación similar; se observa que para valores de GSI menor a 80 los valores de las curvas no son continuos y tampoco presentan tendencias claras. De hecho a medida que la calidad del macizo rocoso es peor, menos tendencias es posible encontrar. Esta situación es producto del confinamiento del pilar, el cual resulta ser crítico cuando se tienen valores elevados para la constante m_b . Se observa esto al contrastar los aumentos porcentuales de resistencia en pilares con relleno para los distintos GSI. En este caso, el confinamiento se ve potenciado por el relleno

y en consecuencia, los pilares con GSI menor, al tener un mayor valor de m_b y mayor aumento en el confinamiento, presentan una mayor resistencia. Lo mismo ocurre en la etapa de calibración donde, para los GSI mayores, se debe disminuir considerablemente el valor de la constante original m_b para lograr un buen ajuste.

Un importante resultado derivado del análisis de sensibilidad es que la constante m_b depende solamente del GSI del macizo rocoso. El confinamiento σ_3 mencionado no presenta variaciones con la profundidad de análisis, razón de esfuerzos k y solamente depende de la geometría del pilar y del GSI. Considerando los resultados obtenidos para las resistencias con relleno para los distintos GSI, y teniendo en cuenta los coeficientes de correlación obtenidos para las formulas de Laubscher que incorporan los efectos del relleno, se concluye que las únicas relaciones válidas son para el GSI de 70 y 80. De modo de mejorar los resultados para los GSI de 50 y 60, podría utilizarse un criterio de falla alternativo al de Hoek y Brown.

El modelamiento numérico revela también las grandes diferencias que existen entre asumir el pilar como la porción expuesta o el pilar completo. Solamente en un caso, la porción expuesta alcanzó una resistencia similar a la obtenida mediante una fórmula empírica, sin embargo este resultado es atribuible a la sobre estimación observada en el GSI de 50 por lo que se concluye que no es una buena suposición considerar el pilar como la porción expuesta de este por sobre el relleno.

Mediante la elección realizada para el tamaño de calles de producción en función del GSI, se logran generar las condiciones básicas de seguridad en la operación de modo que no se produzca relajación en los techos de las calles lo que podría repercutir en la caída de cuñas en presencia de estructuras geológicas. Sin embargo un hecho que generaría grandes problemas corresponde al estallido de pilares. El estudio de este problema se encuentra asociado al de la rigidez del sistema y para su resolución requiere la incorporación de parámetros post-peak. Se reconoce la importancia del estudio del estallido de pilares a nivel de estabilidad local pero, debido a la dificultad que involucra este trabajo, no se lleva a cabo. Destaca también la drástica propagación de la falla que se observa considerando el modelo a pequeña escala desarrollado. A pesar de tener una roca con buenas condiciones geotécnicas, la falla del pilar generaría una situación crítica en la mina por lo que se es recomendable monitorear constantemente el estado de los pilares durante la explotación.

7.3. Recomendaciones finales de diseño

A modo de recomendación final se resumen las etapas principales de la metodología de diseño para el método Post-Pillar Cut & Fill:

1. Estimación de tamaño de calles según método basado en índice Q de Barton.
2. Estimación de tamaño de paneles de explotación utilizando diagrama de Laubscher y gráfico de estabilidad de Mathews.
3. Determinación del ancho de pilar (de geometría cuadrada) necesario de modo que este tenga un factor de seguridad de 1,3 calculado según la fórmula de Laubscher para una altura de pilar igual a la altura de un corte.
4. Estimación de resistencia de pilares mediante modelamiento numérico en base a la selección de un material de relleno.
5. Verificación de estado tensional y de falla en techos de calles de producción.
6. Estimación de pilares barrera en caso de ser necesario.
7. Cálculo de altura de pilares en caso de falla por desprendimiento del techo.

En el anexo E se encuentra un diagrama de flujo con todos los parámetros de entrada y salida para las distintas etapas de la metodología.

Se puede agregar a la secuencia una etapa de modelamiento numérico avanzado con las geometrías reales del yacimiento y estudiar el comportamiento del sistema, específicamente el estallido de pilares integrando parámetros post-peak. Además, mediante calibración con datos de terreno, se pueden generar guías específicas para las condiciones mineras del lugar donde se obtiene la información.

8. REFERENCIAS

- Barclay, R. (1988). Ground Response to Post Pillar Cut and fill Mining.
- Barrett, J. R., Chester, G. (1981). Post-pillar cut and fill mining: Comparison of theory and practice: Proceeding Conference on the Application of Rock Mechanics to Cut and Fill Mining, Lulea, 1–3 June 1980, P272–283. Publ London: IMM, 1981.
- Brady, B.H.G., Brown, E.T. (2006). Rock Mechanics for Underground Mining. Third edition.
- Flores, G. (2003). Geotechnical guidelines for a transition from open pit to underground mining. Project International Caving Study II.
- Fouilloux, R. (2011). Recomendaciones de diseño para método Post-Pillar. Ingeniería de Rocas LTDA.
- Hernández, M. (1987). Aplicación Post-Pillar Cut and Fill sorpresa oeste - Mantos Blancos. Memoria para optar al título de Ingeniería Civil de Minas.
- Hoek, E. (2007). Practical Rock Engineering. Rock mass Properties. Rocscience.
- Hustrulid, W. Bullock, R. (2001). Underground Mining Methods - Engineering Fundamentals and International Case Studies. Society for Mining, Metallurgy, and Exploration (SME).
- Hutchinson, D.J., Diederichs, M.S.(1996). Cablebolting in Underground Mines. Bitech Publishers Ltd., Vancouver. 416p
- Itasca, I. (2009). FLAC3D Version 4.0 Manual.
- Jing, L. (2003). A review of techniques, advances and outstanding issues in numerical modelling for rock mechanics and rock engineering, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, Volume 40, Issue 3, April 2003, Pages 283-353.
- Laubscher, D.H. (1990). A Geomechanics Classification System for the Rating of Rock Mass in Mine Design.
- Lunder, P.J., Pakalnis, R. (1997). Determination of the strength of hard-rock mine pillars. Bull Can Inst Min Metall 1997; 90:5125.
- Martin, C.D., Maybee, W.G. (2000). The strength of hard-rock pillars, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, Volume 37, Issue 8, December 2000, Pages 1239-1246.
- Mawdesley, C. (2002). Predicting rock mass cavability in block caving mines.
- Maybee, W.G. (2000). Pillar design in hard brittle rock.

Murali Mohan, G., Sheorey, P.R., Kushwaha, A. (2001). Numerical estimation of pillar strength in coal mines Original Research Article, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, Volume 38, Issue 8, 1 December 2001, Pages 1185-1192.

Singh, U.K., Jain, P.N., Prasad, M. (1995). Post-pillar behaviour at deep levels in a copper mine, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, Volume 32, Issue 6, September 1995, Pages 585-593.

Vallejos, J. (2011). Apunte de curso Mecánica de Rocas - MI4060.

ANEXO A

Resistencia de pilar 400 metros de profundidad, $k=1$.

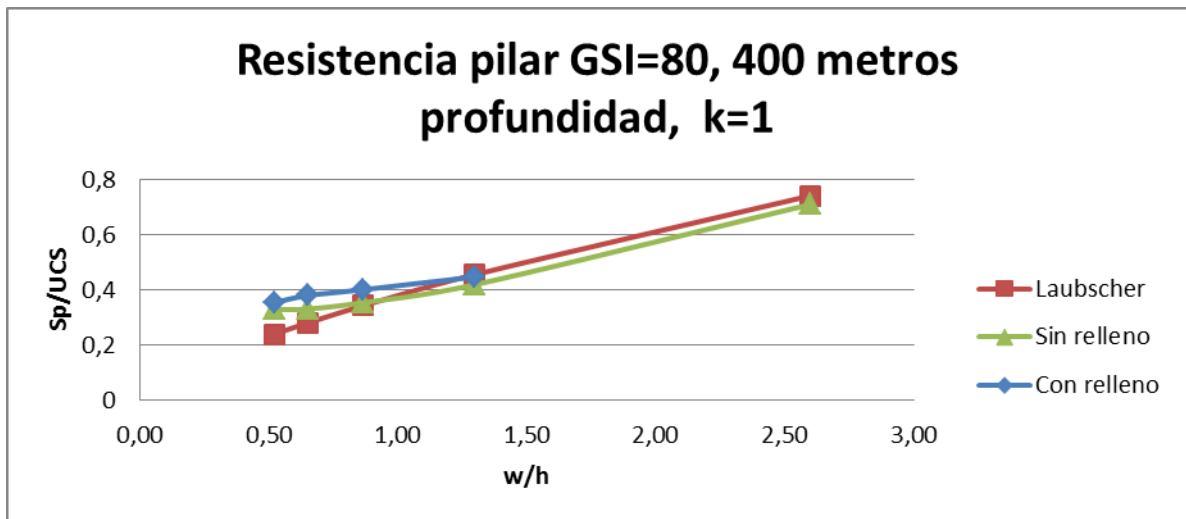


Figura 120. Resistencia pilar GSI=80, 400 metros profundidad, $k=1$

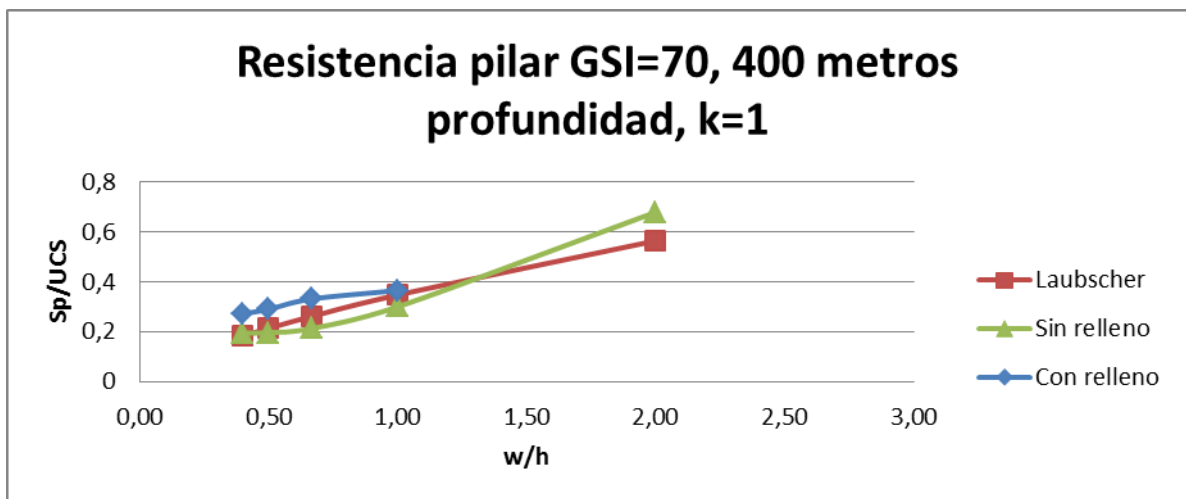


Figura 121. Resistencia pilar GSI=70, 400 metros profundidad, $k=1$

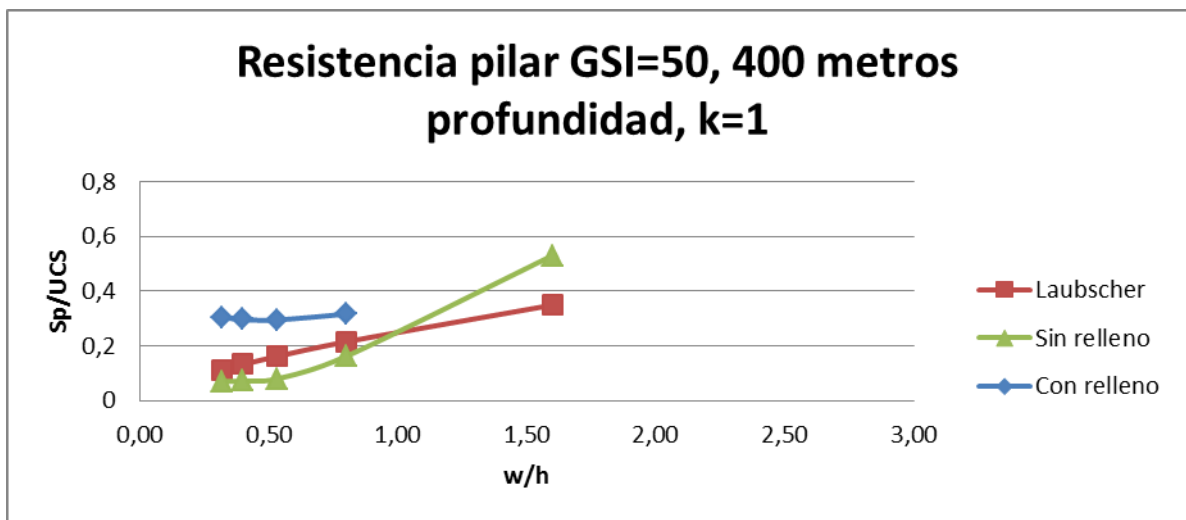


Figura 122. Resistencia pilar GSI=50, 400 metros profundidad, k=1

Resistencia de pilar 400 metros de profundidad, k=2.

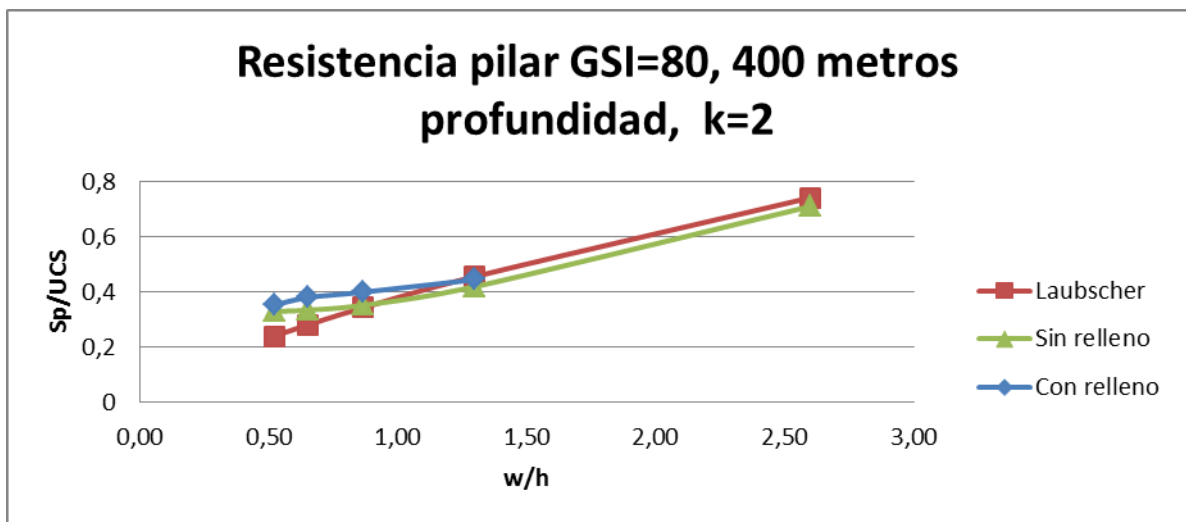


Figura 123. Resistencia pilar GSI=80, 400 metros profundidad, k=2

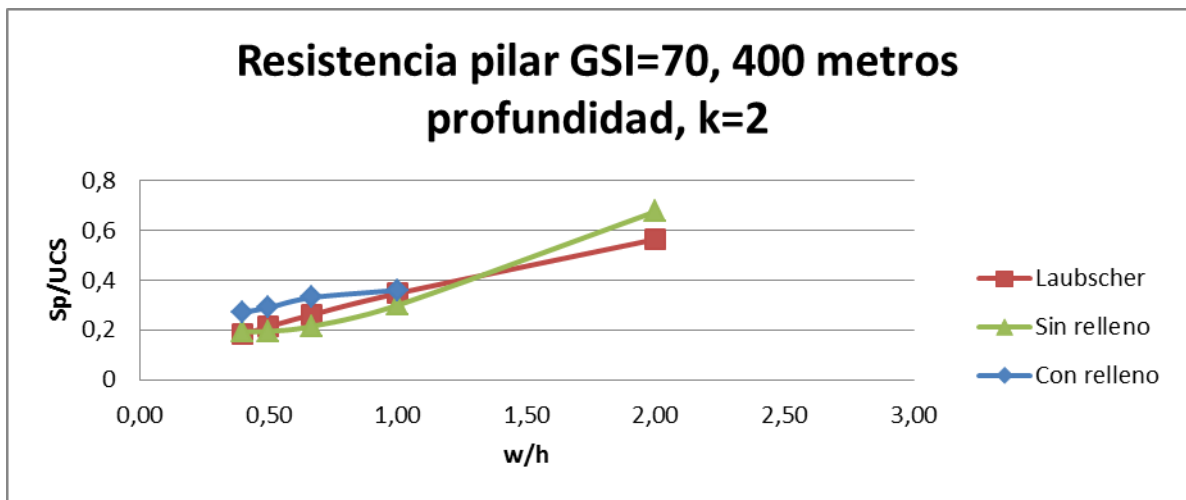


Figura 124. Resistencia pilar GSI=70, 400 metros profundidad, k=2

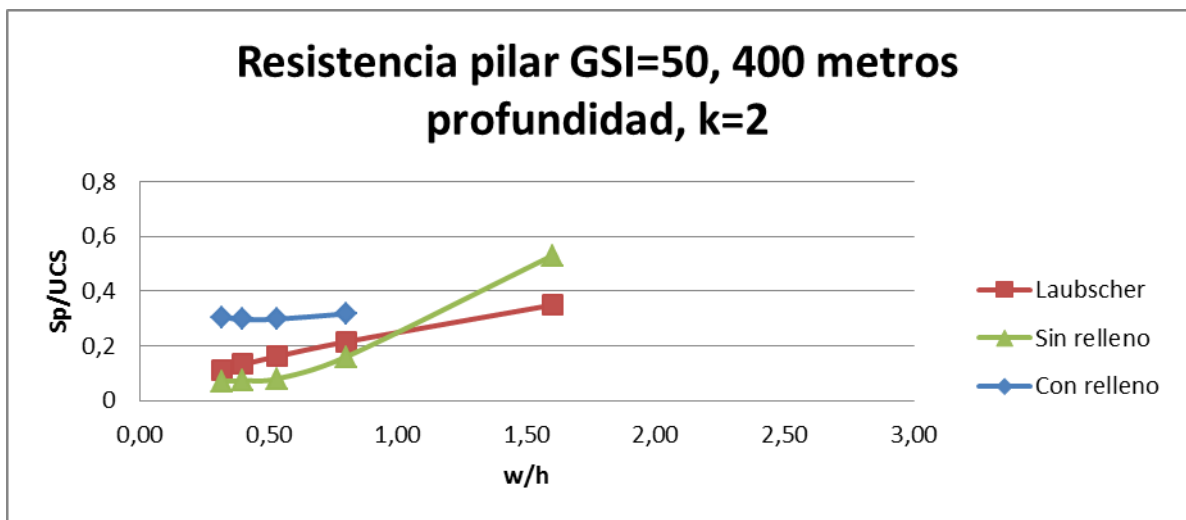


Figura 125. Resistencia pilar GSI=50, 400 metros profundidad, k=2

Resistencia de pilar 400 metros de profundidad, k(E-W)=1,5, k(N-S)=1.

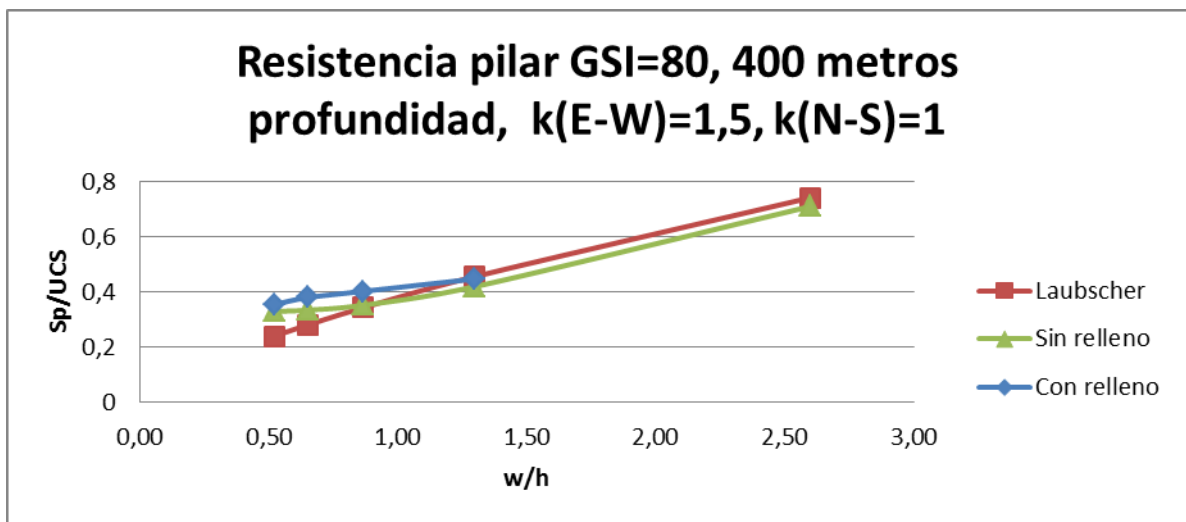


Figura 126. Resistencia pilar GSI=80, 400 metros profundidad, k(E-W)=1,5, k(N-S)=1

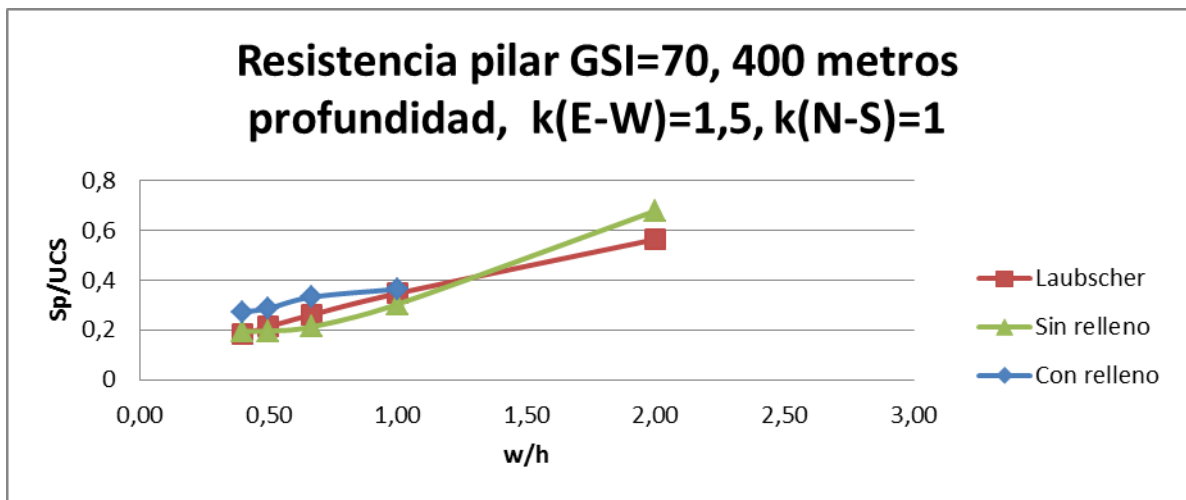


Figura 127. Resistencia pilar GSI=70, 400 metros profundidad, k(E-W)=1,5, k(N-S)=1

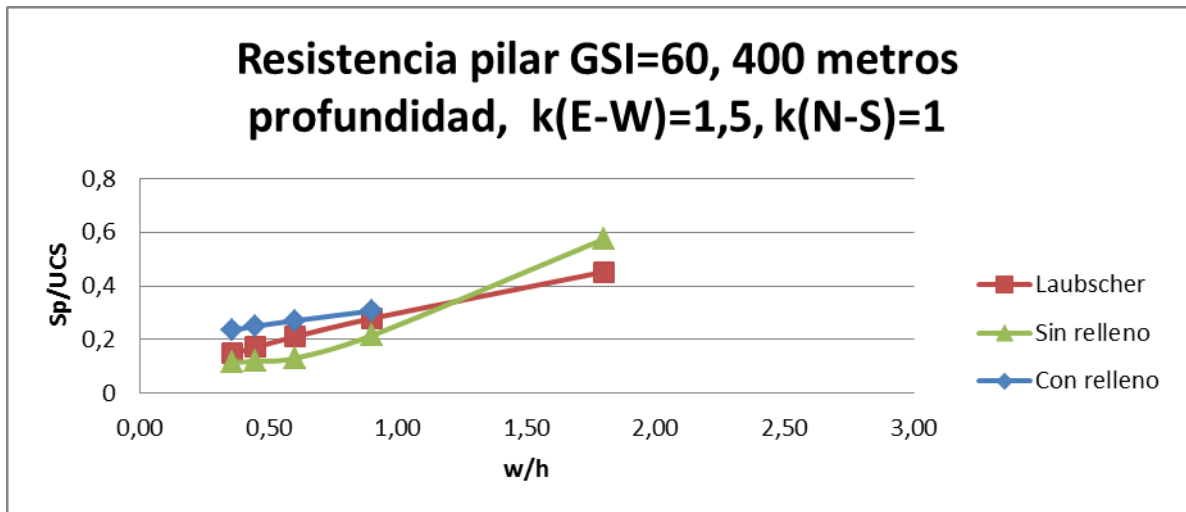


Figura 128. Resistencia pilar GSI=60, 400 metros profundidad, $k(E-W)=1,5, k(N-S)=1$

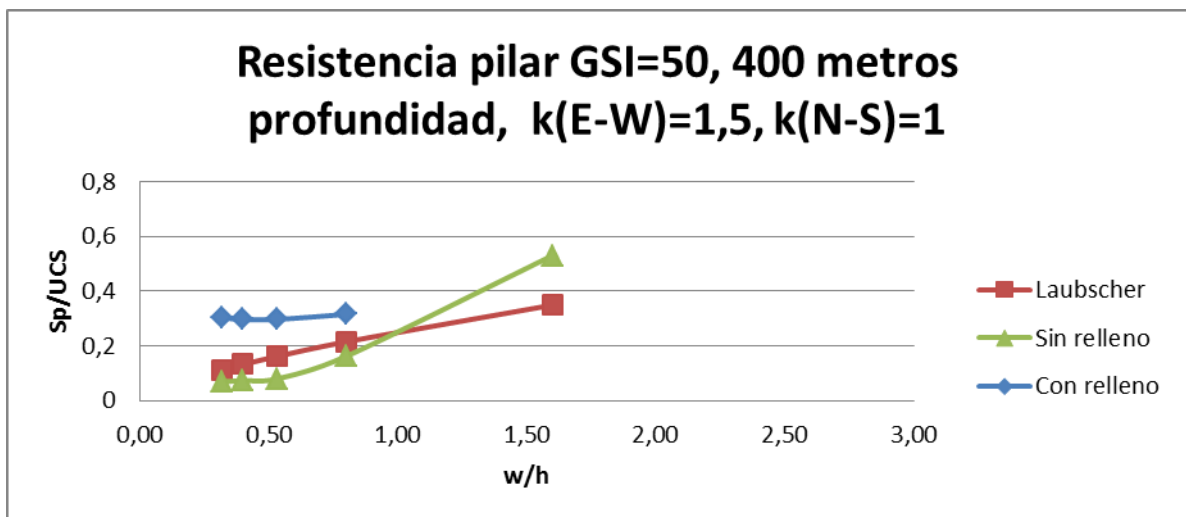


Figura 129. Resistencia pilar GSI=50, 400 metros profundidad, $k(E-W)=1,5, k(N-S)=1$

Resistencia de pilar 400 metros de profundidad, $k(E-W)=1$, $k(N-S)=0,66$.

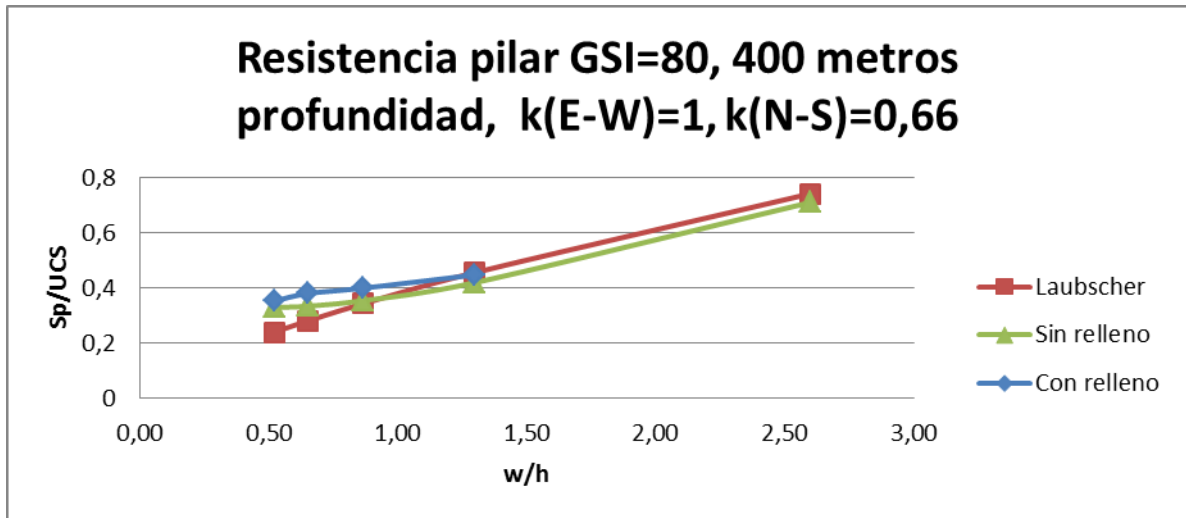


Figura 130. Resistencia pilar GSI=80, 400 metros profundidad, $k(E-W)=1$, $k(N-S)=0,66$

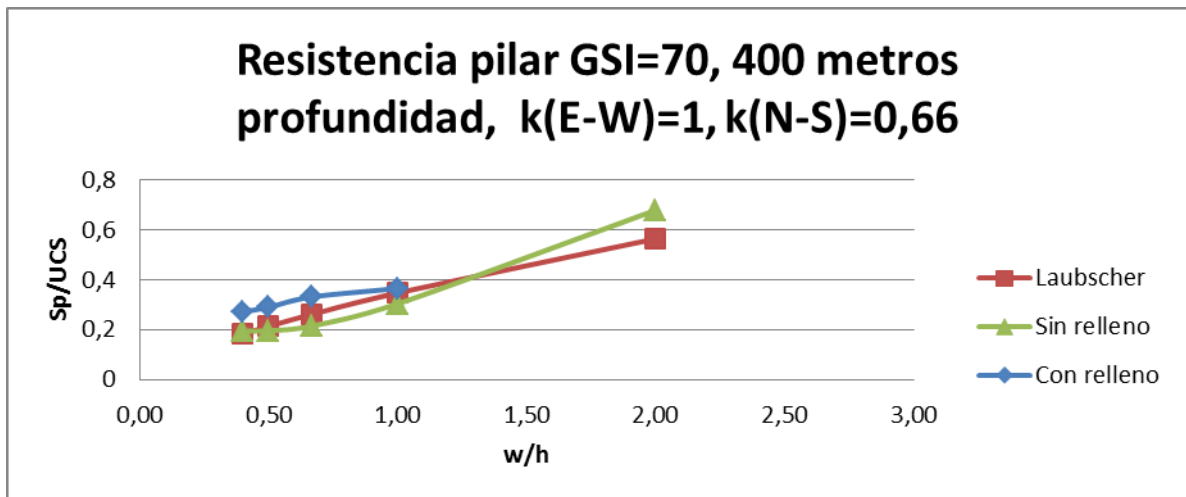


Figura 131. Resistencia pilar GSI=70, 400 metros profundidad, $k(E-W)=1$, $k(N-S)=0,66$

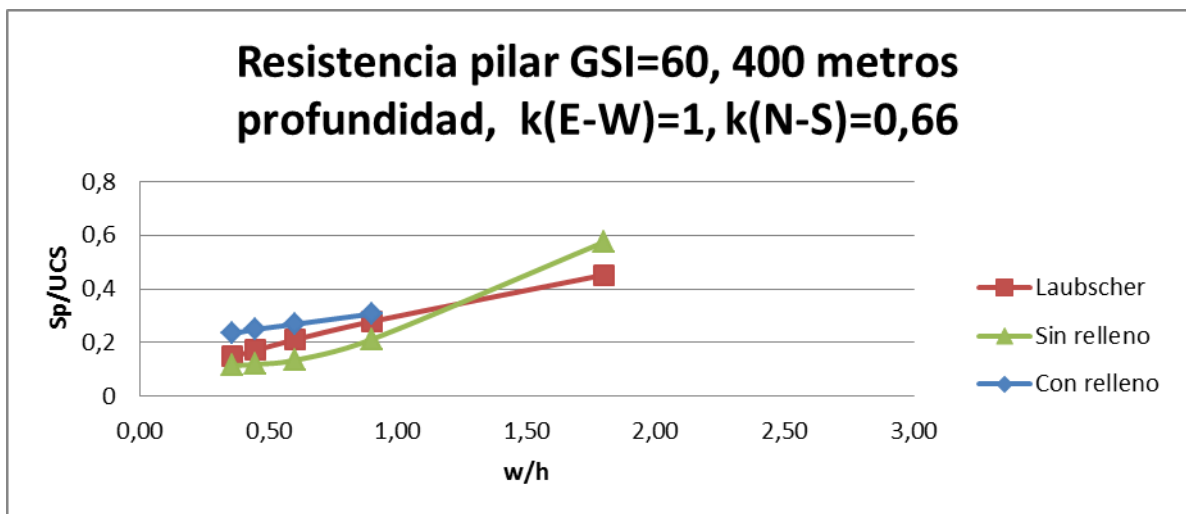


Figura 132. Resistencia pilar GSI=60, 400 metros profundidad, $k(E-W)=1$, $k(N-S)=0,66$

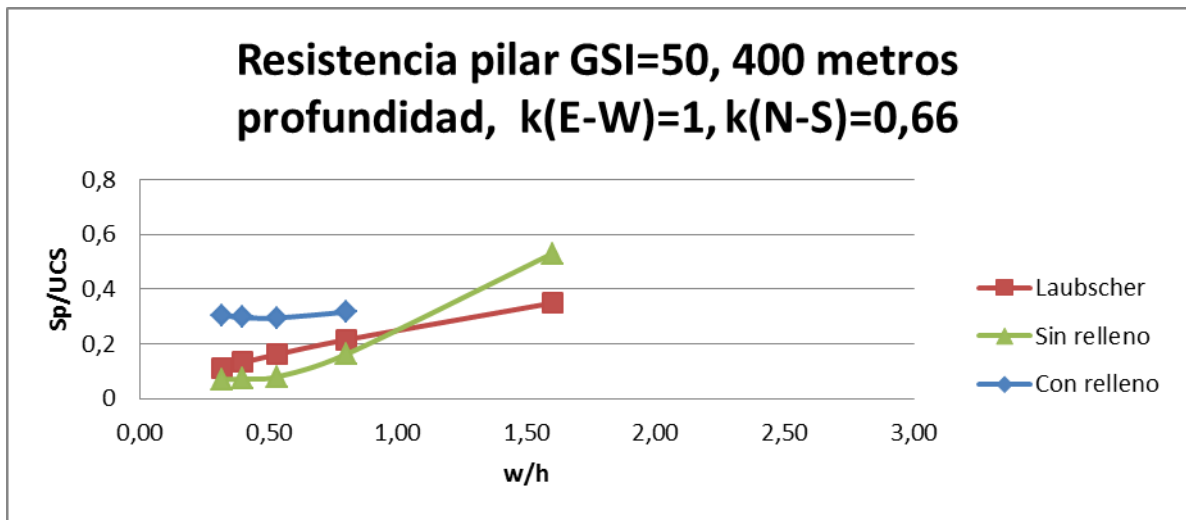


Figura 133. Resistencia pilar GSI=50, 400 metros profundidad, $k(E-W)=1, k(N-S)=0,66$

Resistencia de pilar 400 metros de profundidad, $k(E-W)=2, k(N-S)=1,33$.

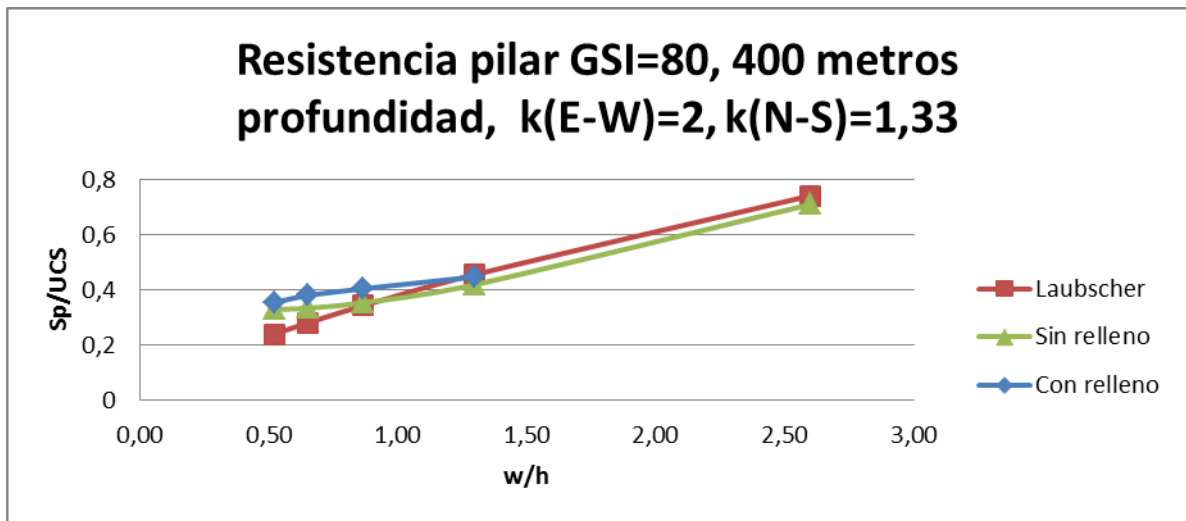


Figura 134. Resistencia pilar GSI=80, 400 metros profundidad, $k(E-W)=2, k(N-S)=1,33$

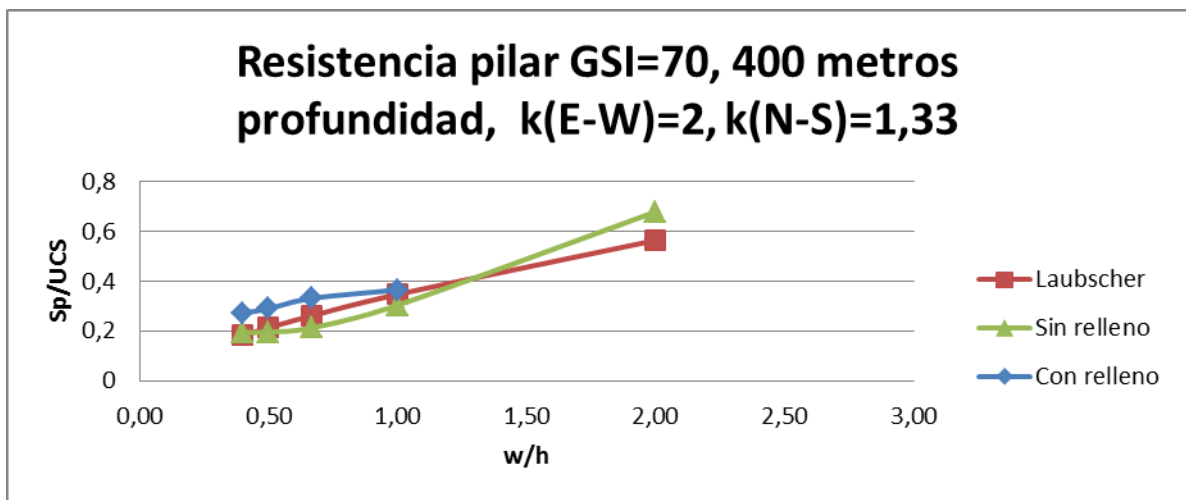


Figura 135. Resistencia pilar GSI=70, 400 metros profundidad, $k(E-W)=2, k(N-S)=1,33$

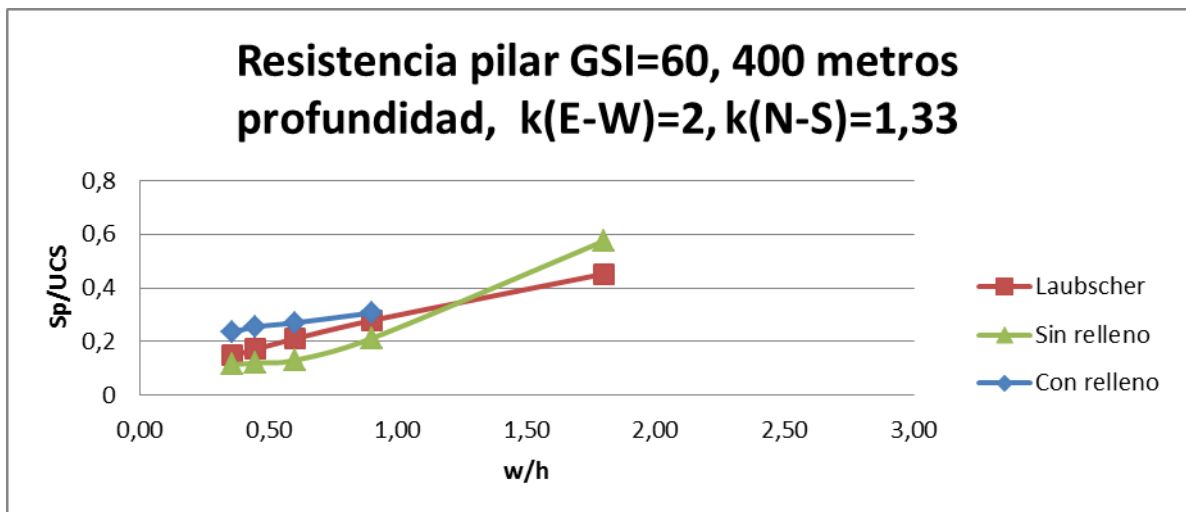


Figura 136. Resistencia pilar GSI=60, 400 metros profundidad, $k(E-W)=2, k(N-S)=1,33$

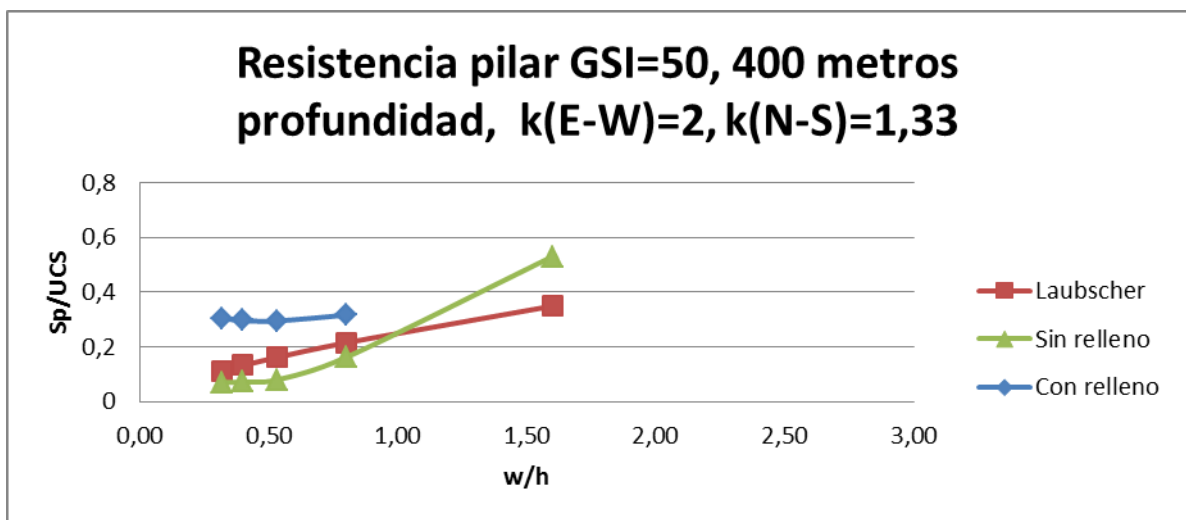


Figura 137. Resistencia pilar GSI=50, 400 metros profundidad, $k(E-W)=2, k(N-S)=1,33$

ANEXO B

Resistencia de pilar, geometría 400 metros de profundidad a 600 metros, $k=1,5$.

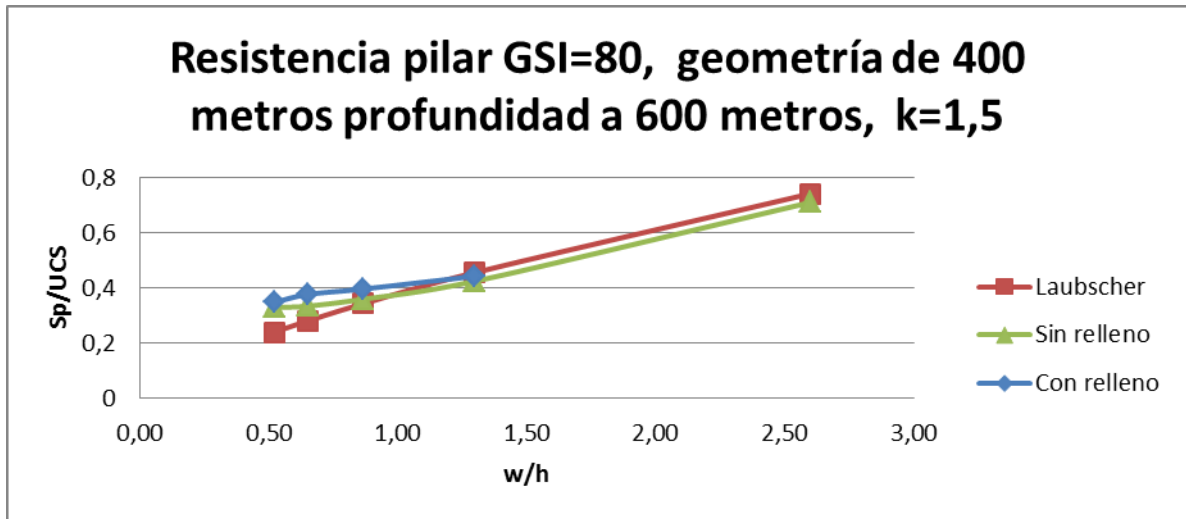


Figura 138. Resistencia pilar GSI=80, geometría de 400 metros profundidad a 600 metros, $k=1,5$

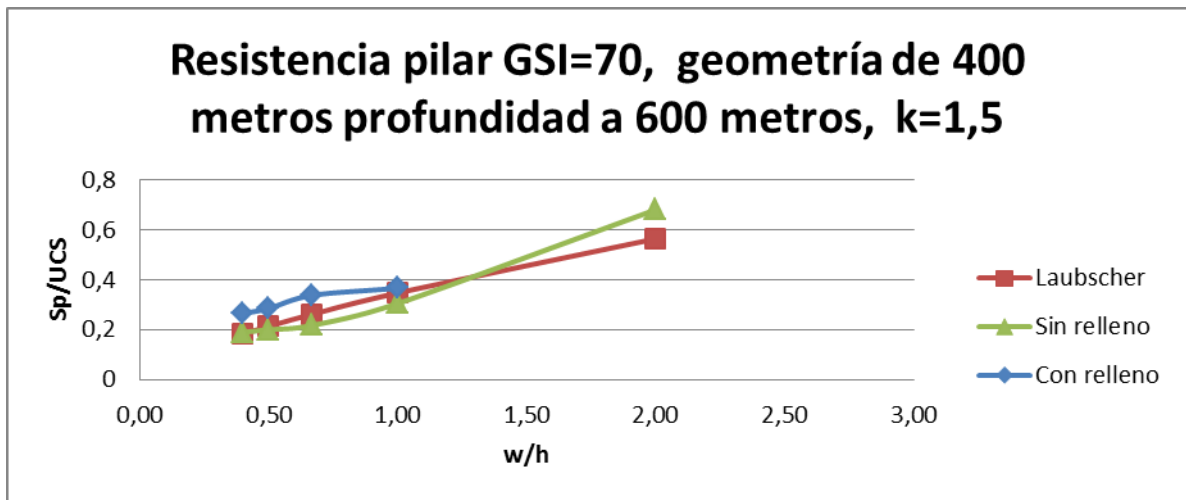


Figura 139. Resistencia pilar GSI=70, geometría de 400 metros profundidad a 600 metros, $k=1,5$

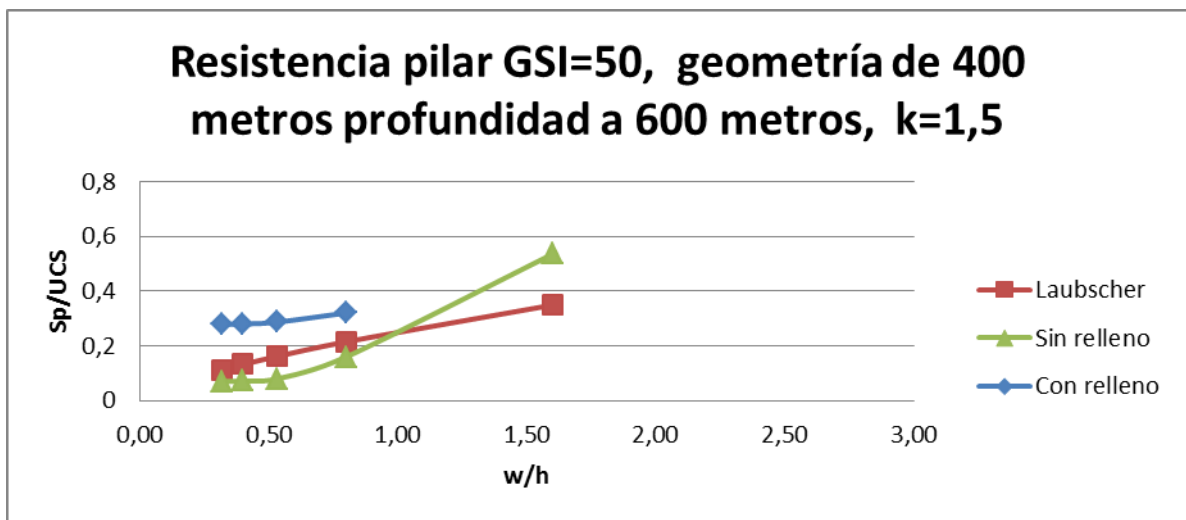


Figura 140. Resistencia pilar GSI=50, geometría de 400 metros profundidad a 600 metros, k=1,5

ANEXO C

Resistencia de pilar 400 metros de profundidad, $k=1,5$, variación de ancho de pilar.

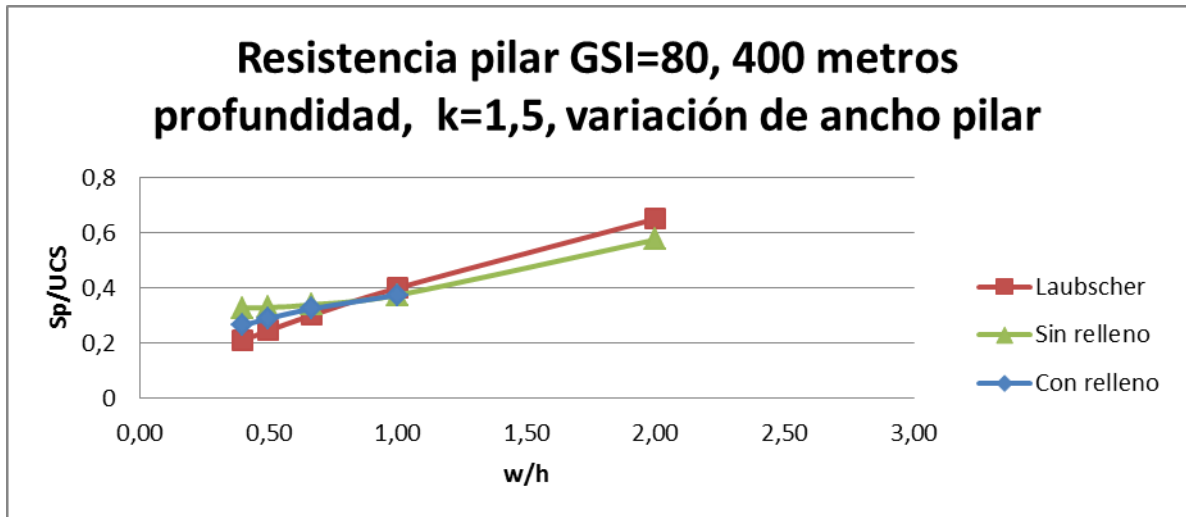


Figura 141. Resistencia pilar GSI=80, 400 metros de profundidad, $k=1,5$, variación de ancho de pilar

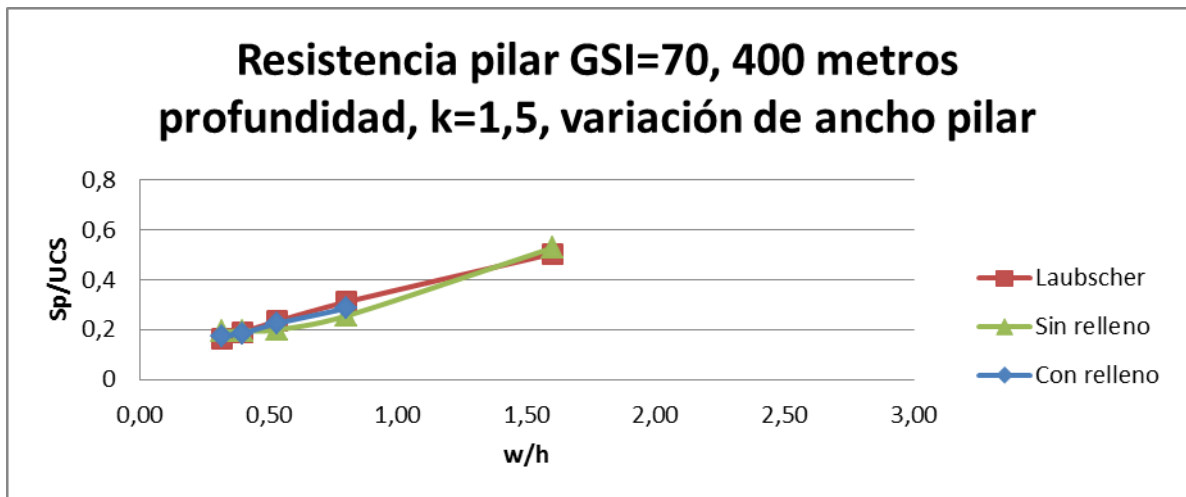


Figura 142. Resistencia pilar GSI=70, 400 metros de profundidad, $k=1,5$, variación de ancho de pilar

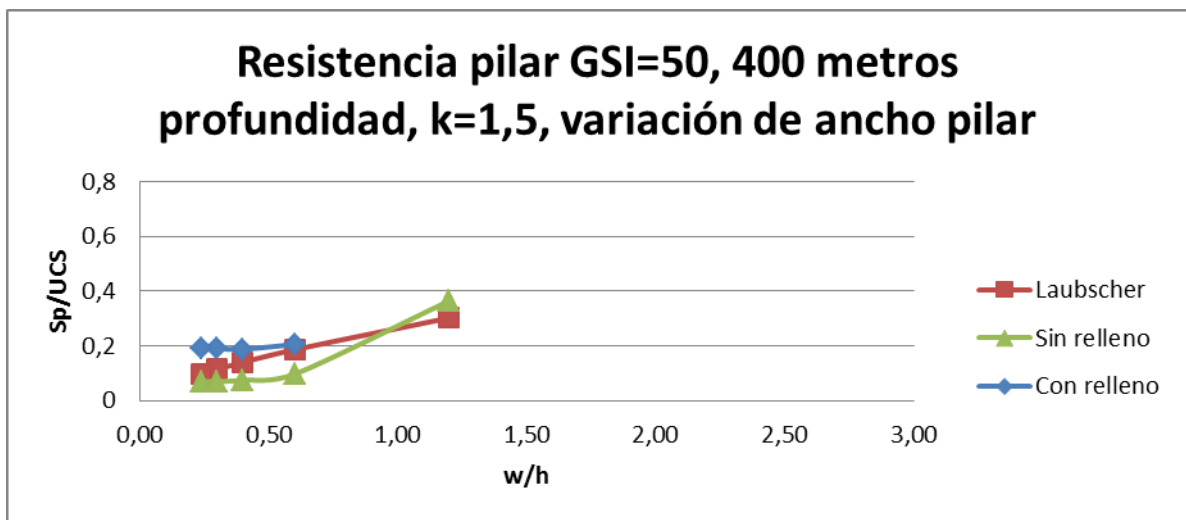


Figura 143. Resistencia pilar GSI=50, 400 metros de profundidad, k=1,5, variación de ancho de pilar

ANEXO D

Resistencia de pilar 400 metros de profundidad, $k=1,5$, variación razón de extracción.

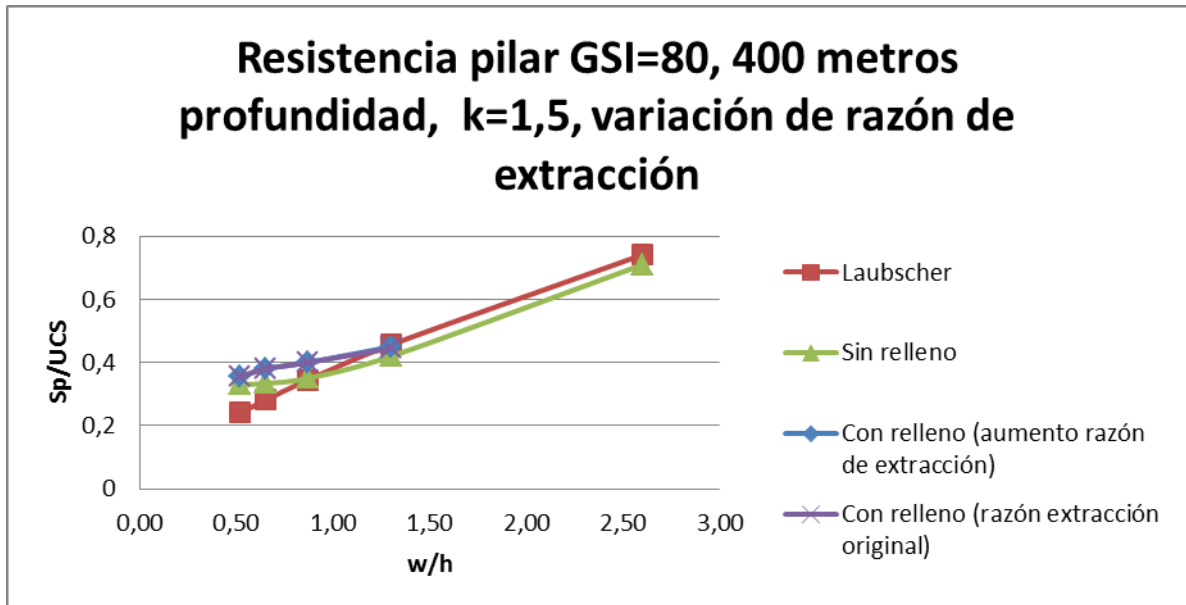


Figura 144. Resistencia pilar GSI=80, 400 metros de profundidad, $k=1,5$, variación de razón de extracción

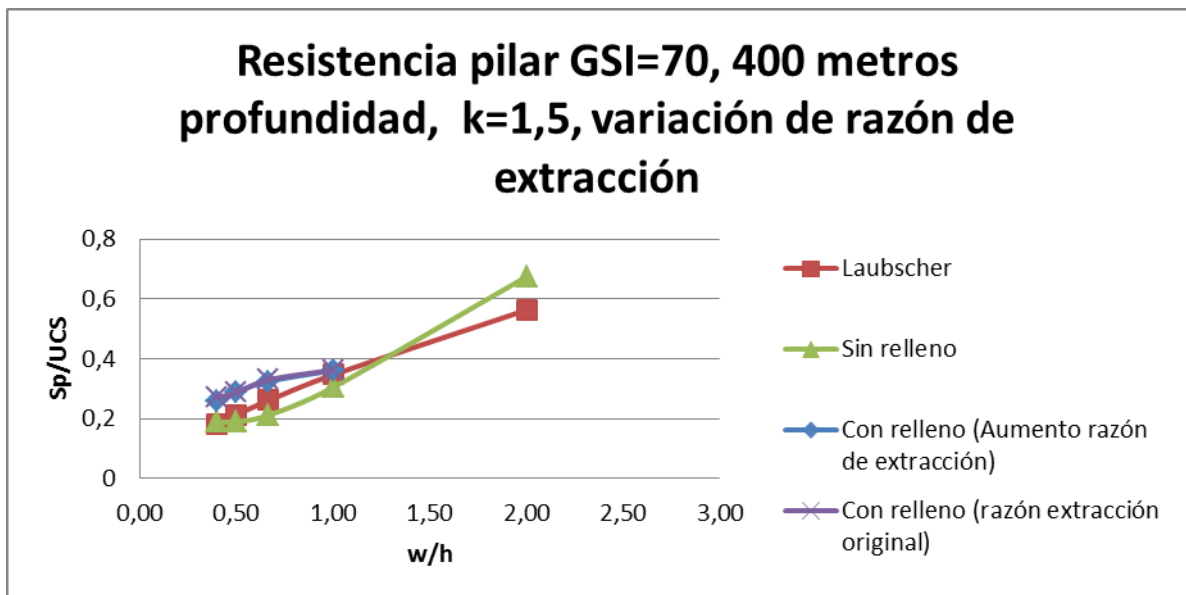


Figura 145. Resistencia pilar GSI=70, 400 metros de profundidad, $k=1,5$, variación de razón de extracción

ANEXO E

Diagrama de flujo metodología de diseño

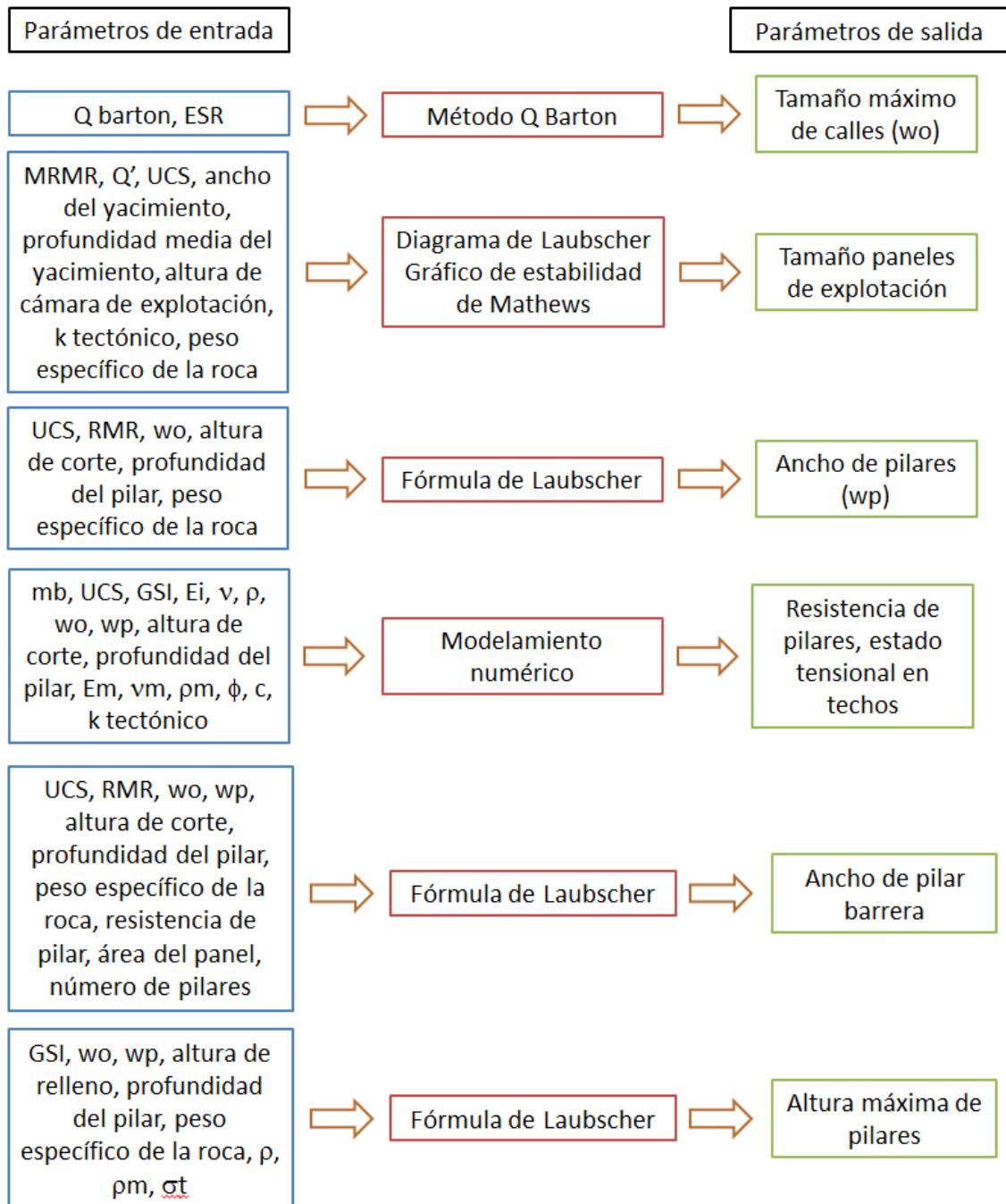


Figura 146. Diagrama de flujo metodología de diseño para Post-Pillar