

# RESISTENCIA COMPRESIVA DE LITOLOGÍAS TÍPICAS EN YACIMIENTOS MINEROS CON ALTERACIÓN HIDROTHERMAL

**Carlos Huamán Egoávil**

Ausenco Perú S.A.C.

[carlos.huaman@ausenco.com](mailto:carlos.huaman@ausenco.com)

**José Daniel Ale Véliz**

Universidad Nacional de Córdoba, Argentina

## RESUMEN

El análisis de estabilidad global del macizo rocoso en excavaciones a cielo abierto o en obras en subterráneo, requiere la definición de una envolvente de falla que permita estimar la resistencia de dicho macizo rocoso bajo distintos niveles de confinamiento. Los criterios de falla más apropiados para describir esta relación son de naturaleza no lineal, tales como los criterios de falla de Hoek y Brown para la roca intacta y para el macizo rocoso. El criterio de falla para el macizo rocoso requiere como datos de entrada la resistencia a la compresión no confinada y el parámetro  $m_i$  de la roca intacta, este último obtenido de ensayos de compresión triaxial bajo distintos niveles de confinamiento representativos del nivel de esfuerzos esperados en las labores mineras.

En este artículo se compila una serie de resultados de ensayos de laboratorio en mecánica de rocas que miden la compresión no confinada en testigos de perforaciones diamantinas, ejecutados con fines de investigación geomecánica en proyectos de diseño de taludes de tajos abiertos, pilas de lixiviación, botaderos de desmonte, entre otros, a nivel de pre-factibilidad y factibilidad. Estos ensayos de resistencia a la compresión no confinada corresponden a las litologías típicas halladas en diversos yacimientos mineros en el Perú. Los resultados de estos ensayos se organizan y analizan en términos de la litología y grado de alteración hidrotermal con la finalidad de encontrar una correlación de referencia para futuros proyectos.

Así, se muestra la influencia de la alteración hidrotermal sobre la resistencia compresiva de la roca intacta en los casos analizados.

## ABSTRACT

The global stability analysis of rock mass in open pits or underground works requires the definition of a

failure envelope to estimate the rock mass strength under different confinement stresses. The most appropriate failure criteria for describing this relationship are nonlinear envelopes, such as Hoek-Brown failure criteria for intact rock and rock mass. The failure criterion for rock mass requires as input the unconfined compressive strength and the  $m_i$  parameter of intact rock, the latter obtained from triaxial compression tests under different levels of confinement, representative of expected stress levels in the mining operations.

This paper compiles rock mechanics laboratory test results in drilling cores from geomechanical field investigation, conducted in pre-feasibility and feasibility design projects of open pit slopes, leach pads, and waste rock dumps. The tests conducted are unconfined compressive strength in typical lithologies found in various mine sites in Peru. These results are organized and analyzed in terms of lithology and degree of alteration in order to have a reference correlation for future projects.

The influence of hydrothermal alteration on the compressive strength of intact rock is shown for the analyzed cases.

## INTRODUCCIÓN

La resistencia a la compresión no confinada o resistencia a la compresión simple es la propiedad mecánica de la roca intacta más utilizada en la geomecánica. Esta propiedad forma parte directa o indirectamente de la mayoría de las clasificaciones geomecánicas de macizos rocosos, por lo tanto una variación en los valores de esta propiedad afecta la resistencia del macizo rocoso y por ende su calidad o competencia, de la cual depende la estabilidad física de muchas obras civiles y mineras. De tal manera que el conocimiento de la resistencia compresiva y la influencia que tiene sobre esta la alteración de la roca son de gran utilidad en la práctica de la ingeniería de rocas.

## RESISTENCIA DE LA ROCA INTACTA

### *Determinación de la Resistencia Compresiva*

La resistencia a la compresión no confinada (UCS) es sin duda la propiedad geotécnica que más a menudo es citada en la práctica de ingeniería de rocas. Ampliamente se entiende como un índice general que da una primera aproximación del rango de consideraciones que probablemente deben ser tomadas en cuenta dentro de una variedad de problemas de ingeniería incluyendo soportes de techo de túneles, diseño de puntales y técnicas de excavación<sup>11</sup>.

Para la mayoría de problemas de diseño, una aproximación razonable del UCS es suficiente. Esto se debe en parte a la alta variabilidad de las mediciones del UCS.

Por otra parte, las pruebas son relativamente costosas, y requieren preparar cuidadosamente los especímenes para asegurarse que las caras de contacto con el equipo sean totalmente paralelas.

Según la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas (ISRM) en la realización de este ensayo se debe tener en cuenta lo siguiente:

- Los testigos deben ser cilíndricos, y la relación entre el alto y el diámetro del testigo debe estar en el rango de 2.0-2.5; el diámetro del testigo debe ser de al menos 10 veces el tamaño del grano de la muestra.
- La superficie a ensayar debe tener una inclinación menor a 0.02 mm.
- Los especímenes deben ser ensayados antes de los 30 días de haber sido extraídos, para evitar alteraciones a las condiciones intrínsecas de la roca.
- Las cargas deben ser aplicadas a un ritmo constante de 0.5-1.0 MPa/s.

Este ensayo se realiza en conformidad con los procedimientos dados en la norma ASTM D7012<sup>12</sup>, con una longitud de al menos 2 veces el diámetro del testigo mediante el uso de testigos de 48 mm de diámetro mínimo. Se recomiendan de 3 a 5 ensayos UCS en un tipo de roca para lograr una buena significación estadística de los resultados. Si la longitud de la muestra es mayor a 2 veces el diámetro, la ASTM recomienda un factor de corrección que se aplica al valor de UCS determinado a partir de los ensayos. La Figura 1 muestra una fotografía del equipo con el que se realiza este ensayo.

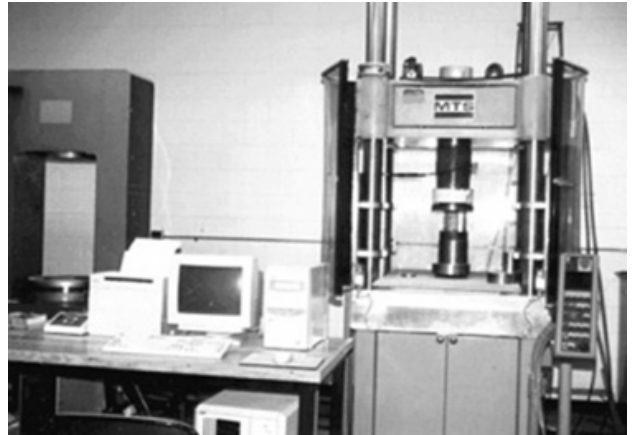


Figura 1. Equipo de ensayo de compresión no confinada en roca.

La resistencia a la compresión no confinada de un testigo de roca es calculada dividiendo la carga máxima en la falla por el área transversal del testigo:

$$UCS = \frac{F}{A} \quad (1)$$

Donde:

UCS: resistencia compresiva no confinada de la roca.

F: carga máxima en la falla.

A: área transversal del testigo.

### ***Determinación de la Resistencia a la Carga Puntual***

Este ensayo es una alternativa atractiva al UCS porque puede proporcionar datos similares a un menor costo. El ensayo de resistencia a la carga puntual (PLT) se ha utilizado en los análisis geotécnicos durante muchos años. El PLT implica la compresión de una muestra de roca entre prensas de acero cónicas hasta que se produzca falla. El equipo para este ensayo consta de un marco rígido, dos prensas de carga puntual, un pistón hidráulico con medidor de presión y un dispositivo para medir la distancia entre los puntos de aplicación de la carga.

La ISRM<sup>13</sup> estableció los procedimientos básicos para pruebas y cálculos del índice de resistencia de carga puntual. Existen tres tipos básicos de pruebas de carga puntual: axial, diametral y de bloque. Las pruebas diametrales y axiales se llevan a cabo en muestras de testigos de perforación de roca. En la prueba axial, el testigo se carga en paralelo a su eje longitudinal, y esta prueba es la más comparable a una prueba de UCS. La prueba de carga puntual permite determinar el índice de resistencia de carga puntual no corregida ( $I_s$ ). Esta debe ser corregida luego al diámetro equivalente estándar ( $D_e$ ) de 50

mm. Si el testigo que se está ensayando está "cerca" de 50 mm de diámetro (como un testigo NX), no es necesaria la corrección. El procedimiento para la corrección de tamaño puede obtenerse gráficamente o matemáticamente, tal como lo describen los procedimientos de la ISRM o ASTM.



Figura 2. Equipo de ensayo de carga puntual en roca.

Tal como se muestra en la norma ASTM D5731<sup>14</sup>, el valor del índice de carga puntual no corregido se determina mediante la siguiente ecuación:

$$I_s = \frac{P}{D_e^2} \quad (2)$$

Donde:

P: carga de falla (presión x área del pistón).  
 D<sub>e</sub>: diámetro equivalente del testigo.

### **Relación entre los Valores de Resistencia a la Carga Puntual y a la Compresión no Confinada**

Es común emplear el ensayo PLT en sustitución del UCS, debido a su rapidez y menor costo<sup>15</sup>. La mecánica del PLT causa que la roca falle a tracción, por lo tanto la precisión del uso del PLT para predecir un valor confiable de UCS, depende de la relación entre la resistencia a la compresión y tracción de la roca<sup>16</sup>. Se puede llegar a una estimación razonable de la resistencia a la compresión uniaxial de la roca a partir de la prueba de carga puntual<sup>17</sup>. Los primeros estudios acerca de esta relación se llevaron a cabo en rocas duras y resistentes, y se encontró que la relación entre el valor de UCS y la resistencia a la carga puntual (I<sub>s</sub>), puede expresarse como:

$$UCS = I_s \times K = I_{s50} \times K_{50} \quad (3)$$

Donde K y K<sub>50</sub> son el "factor de conversión" para los valores de I<sub>s</sub> y I<sub>s50</sub>, respectivamente. I<sub>s</sub> es el valor directo de la resistencia a la carga puntual

obtenido del ensayo PLT, considerando una muestra de un diámetro cualquiera (D<sub>e</sub>), mientras que I<sub>s50</sub> es un valor normalizado de I<sub>s</sub> considerando un testigo de diámetro 50 mm, y se obtiene partir de la siguiente expresión<sup>14</sup>:

$$I_{s50} = \left(\frac{D_e}{50}\right)^{0.45} \times I_s \quad (4)$$

Inicialmente se propuso un valor K<sub>50</sub>=24. Posteriores estudios encontraron que este valor no es tan universal, ya que la mayoría de las estimaciones colocan al factor de conversión en un rango entre 16 y 24. Para rocas más frágiles, la relación es de aproximadamente 10. Para lodolitas y arcillitas blandas, la proporción puede estar más cerca de 5. Esta variación en el factor de conversión implica que los resultados de PLT deberían interpretarse de forma diferente para las rocas más débiles<sup>16,18,19,20,21,22,23,24,25,26,27,28,29,30,31,32,33,34,35</sup>. La Tabla 1 muestra las relaciones entre PLT y UCS utilizadas en el presente artículo.

### **Alteración de la Roca**

La alteración de la roca es comúnmente relacionada a la influencia del intemperismo, es decir la alteración superficial. Las alteraciones hidrotermales son producidas por procesos endógenos y generalmente están asociadas a yacimientos minerales, los cuales alteran las propiedades físico-mecánicas de la roca existente, tal como la resistencia a la compresión no confinada o compresión simple de la roca intacta. De esta propiedad depende la mayoría de las clasificaciones de macizos rocosos utilizadas en la actualidad, por lo tanto la alteración hidrotermal las afecta de manera indirecta, afectando también los resultados de los análisis de estabilidad física realizados en estos macizos.

El término alteración implica modificaciones complejas de una roca pre-existente, que abarcan cambios mineralógicos, texturales y de composición. Su buen entendimiento, depende de un enfoque descriptivo sistemático multidisciplinario (vulcanología, geología de yacimientos, petrología, geoquímica, y mecánica de rocas)<sup>1</sup>. La integración de los datos de propiedades físicas y de los datos geoquímicos es una poderosa herramienta en el estudio de las rocas alteradas. Las características físicas y las concentraciones de la parte inmóvil de las rocas alteradas pueden ayudar a identificar la roca original, donde los minerales primarios y las texturas son concluyentes<sup>2,3</sup>. Los cambios físicos y químicos que produjeron la alteración pueden ayudar a determinar el grado de alteración (es decir, la

intensidad de alteración), el estilo de alteración y a discriminar entre los procesos de alteración, como diagénesis, metamorfismo y alteración hidrotermal<sup>4,5</sup>. Asimismo, este enfoque integrado puede conducir al desarrollo de guías de exploración de yacimientos minerales<sup>6</sup>.

El término alteración hidrotermal hace referencia al efecto de fluidos de altas temperaturas sobre las rocas, los cuales se elevan desde la profundidad a la superficie. Estos fluidos hidrotermales son en su mayoría de origen magmático<sup>7</sup>. El proceso implica una interacción química entre los elementos de la roca existente y los elementos (iones disueltos en gran cantidad) llevados a través del flujo hidrotermal<sup>8</sup>. La alteración hidrotermal comúnmente está localizada dentro de un radio de unos pocos metros alrededor de las fallas o fracturas principales, y puede ocurrir a lo largo de zonas de un kilómetro de ancho o más<sup>9</sup>.

Debido a los cambios químicos y mineralógicos en la roca existente, la alteración hidrotermal puede ser considerada como un proceso de transformación química y mineralógica de la roca en un sistema termodinámico abierto. A pesar de esto, no existe un cambio de volumen (proceso isócoro). En la naturaleza se reconocen variados tipos de alteración hidrotermal, caracterizados por asociaciones de minerales específicos. Los distintos tipos de alteración e intensidad son dependientes de factores tales como composición del fluido hidrotermal, la composición de la roca existente, la temperatura, la acidez (pH), la energía, la relación agua/roca y el tiempo de interacción, entre otros<sup>10</sup>. El principal producto de los procesos de alteración hidrotermal es por lo general la formación de nuevos minerales hidratados y débiles, por lo que normalmente la roca alterada hidrotermalmente es significativamente más débil que la roca primaria o existente.

## RESISTENCIA DE LA ROCA INTACTA EN FUNCION DE LA ALTERACIÓN HIDROTERMAL

### *Variación de la Resistencia a la Carga Puntual con el Grado de Alteración Hidrotermal*

A partir de la recopilación de aproximadamente 600 resultados de laboratorio (compresión no confinada, UCS y carga puntual, PLT) incluyendo sus respectivos registros de campo del grado de alteración, se correlacionó el índice de resistencia a la carga puntual ( $I_{s50}$ ) en función del grado de alteración para distintas litologías, todas alteradas hidrotermalmente. El grado de alteración fue definido siguiendo la metodología de la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas (ISRM)<sup>36</sup>, y la norma Europea experimental<sup>37</sup>, con la variación mostrada en la Tabla 2. En esta Tabla, los intervalos de valores del grado de alteración (de 0 a 15) se consideran iguales. La correlación entre  $I_{s50}$  y el grado de alteración (VA) se presenta en la Figura 2 para cada una de las litologías analizadas. Esta información proviene de perforaciones diamantinas realizadas en macizos rocosos alterados hidrotermalmente, las cuales han formado parte de proyectos de diseño de taludes de tajos abiertos, pilas de lixiviación, botaderos de desmonte, entre otros. Los registros geotécnicos realizados en todas estas perforaciones, incluyeron la descripción de la litología, recuperación de testigo, RQD, grado de fracturamiento de la roca, condición de las discontinuidades, grado de alteración, resistencia de la roca en campo, y la toma de muestras. Con las muestras obtenidas se realizaron ensayos UCS<sup>12</sup>, y PLT<sup>14</sup>, en su mayoría. Dada la variabilidad del estado de la roca intacta dentro del macizo, se determinaron varios valores de PLT y UCS para cada macizo presentándose el promedio de los mismos.

Tabla 1. Comparación entre los resultados de los ensayos PLT y UCS

Referencia	Tipo de roca	Factor de conversión	Comentarios
ASTM D5731 <sup>14</sup>	Varias	$K_{50}=17.5 - 24.5$	Dependiendo del diámetro de la muestra.
Palmström <sup>15</sup>	Varias	$K_{50}=14$	$I_{s50}=1.8-3.5$ MPa.
		$K_{50}=16$	$I_{s50}=3.5-6.0$ MPa
		$K_{50}=20$	$I_{s50}=6.0-10.0$ MPa
		$K_{50}=25$	$I_{s50}>10.0$ MPa
Santi <sup>38</sup>	Varias	$UCS = 0,6638I_{s50}^{1,5857}(5)$	$R^2=0.97$ . En psi, para $I_{s50}<450$ psi.

Tabla 2. Determinación del grado de alteración de la roca

Grado de alteración [ISRM]	Término	Descripción	Grado de alteración registrado en campo	Valor numérico asignado [VA]	
I	Fresco	No aparece signos visibles de alteración, tal vez ligera decoloración en las grandes superficies de discontinuidad.	F	F	15
				F-	14
II	Ligeramente alterado	Todo el macizo rocoso está decolorado por la alteración. La decoloración indica alteración del macizo rocoso y de las superficies de discontinuidad.	E	E+	13
				E	12
				E-	11
III	Moderadamente alterado	Menos de la mitad del macizo rocoso aparece descompuesto o transformado en suelo. La roca fresca o decolorada aparece de forma continua o como núcleos aislados.	D	D+	10
				D	9
				D-	8
IV	Altamente alterado	Más de la mitad del macizo rocoso aparece descompuesto o transformado en suelo. Se conserva la estructura original del macizo rocoso.	C	C+	7
				C	6
				C-	5
V	Completamente alterado	Todo el macizo rocoso se ha descompuesto o transformado en suelo. Se conserva la estructura original del macizo rocoso.	B	B+	4
				B	3
				B-	2
VI	Suelo residual	Todo el material rocoso se ha transformado en suelo. Se ha destruido la estructura del macizo rocoso.	A	A+	1
				A	0

**Correlación entre la Resistencia a la Compresión no Confinada y el Grado de Alteración**

Para cada muestra de roca ensayada con PLT se determinó el grado de alteración (descripción de campo) de la manera indicada en la Tabla 2, como se representa en la Figura 2. Luego los valores de los resultados de los ensayos PLT se transformaron a valores de UCS mediante las correlaciones de Palmström<sup>15</sup>, y Santi<sup>38</sup> (dependiendo del valor del  $Is_{50}$  como se observa en la Tabla 1), y a partir de esto se construyó la Figura 3. Estos datos han sido correlacionados agrupándolos por litología y representados en la misma Figura 3 mediante una regresión exponencial. El ajuste se realizó mediante mínimos cuadrados.

Las ecuaciones de las regresiones exponenciales mostradas en la Figura 3 son las que se muestran a continuación:

Rocas Piroclásticas:

$$UCS = 0.47755 \times 1.48056^{VA} - 0.47755, R^2=0.67(5)$$

Rocas Lávicas:

$$UCS = 1.91495 \times 1.41364^{VA} - 1.91495, R^2=0.55(6)$$

Rocas Subvolcánicas:

$$UCS = 1.10252 \times 1.50927^{VA} - 1.10252, R^2=0.58(7)$$

Rocas Intrusivas:

$$UCS = 4.52927 \times 1.33889^{VA} - 4.52927, R^2=0.69(8)$$

Gneis:

$$UCS = 5.60880 \times 1.28770^{VA} - 5.60880, R^2=0.58(9)$$

Areniscas-Cuarcitas:

$$UCS = 6.07270 \times 1.31047^{VA} - 6.07270, R^2=0.60(10)$$

Rocas Calcáreas:

$$UCS = 1.77198 \times 1.42892^{VA} - 1.77198, R^2=0.62(11)$$

Los resultados de estas correlaciones indican que los valores más altos de resistencia compresiva para roca sin alteración se obtendrían en rocas subvolcánicas, a continuación se encuentran las rocas intrusivas, lávicas, calcáreas y la arenisca-cuarcita. Finalmente se tiene al gneis y a las rocas piroclásticas.

**CONCLUSIONES**

Las correlaciones exponenciales halladas entre la resistencia compresiva de litologías típicas de los yacimientos mineros en el Perú y el grado de alteración hidrotermal, indican que esta última disminuye la resistencia compresiva en todos los casos, siendo este efecto más pronunciado al pasar de una roca fresca a una moderadamente alterada, para luego atenuarse el efecto hasta llegar a la condición de suelo residual.

La base de datos utilizada representa un punto de partida para mejorar las correlaciones encontradas y distinguir los tipos de alteración hidrotermal que tienen mayor influencia en los cambios de la resistencia compresiva de la roca intacta. Se espera que este aporte sirva de referencia para estimar la

resistencia de la roca en la fase inicial de futuros proyectos mineros.

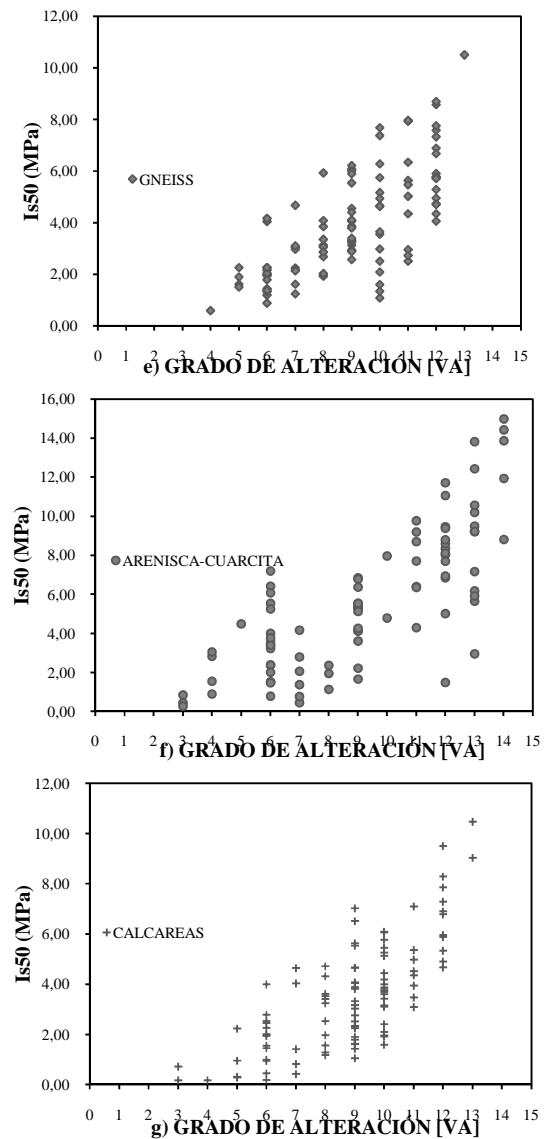
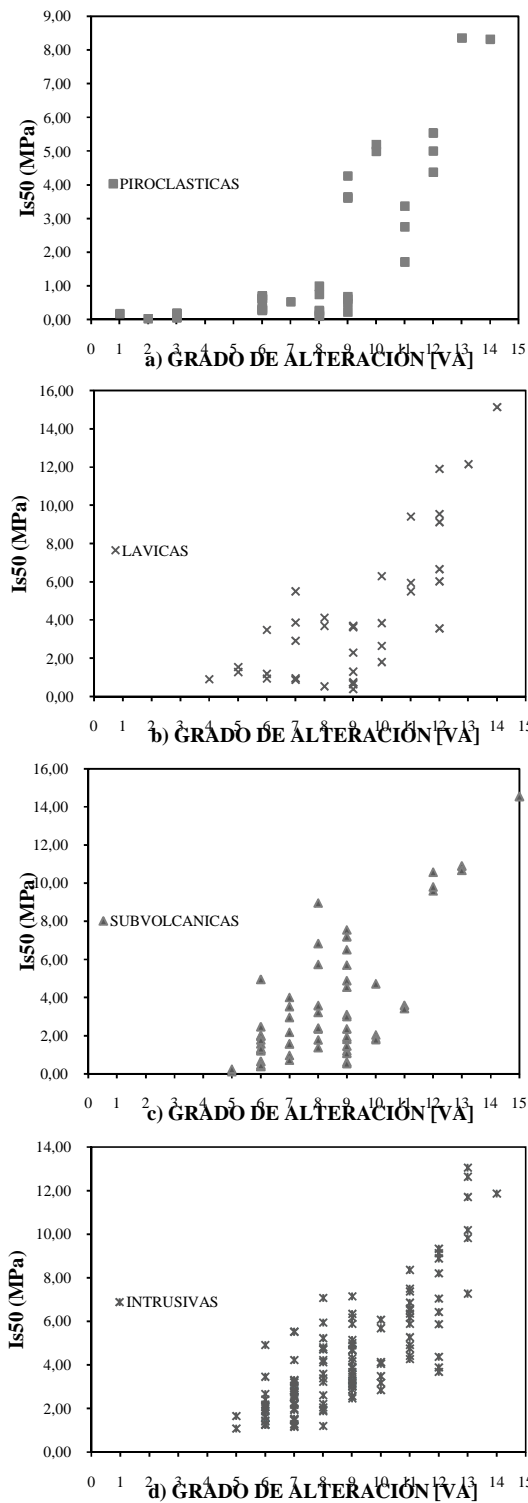


Figura 2. Relación empírica entre la resistencia a la carga puntual ( $Is_{50}$ ) y el grado de alteración (VA) en casos de alteración hidrotermal para distintas litologías.

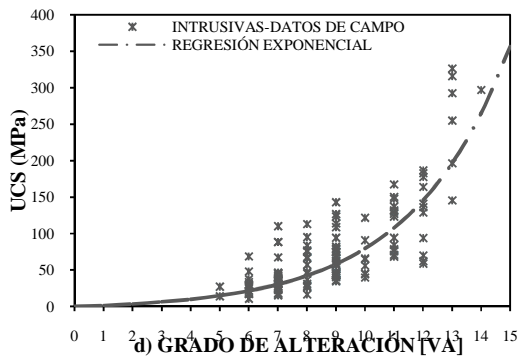
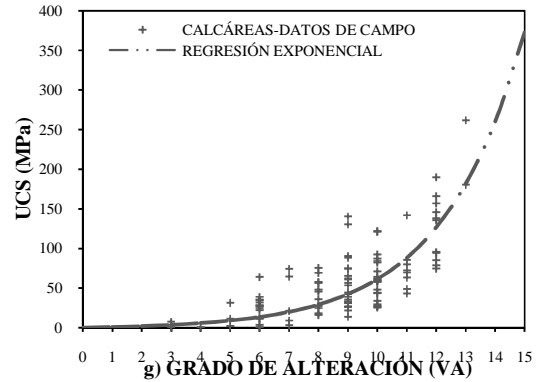
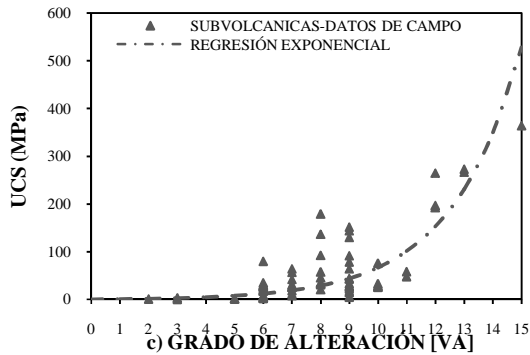
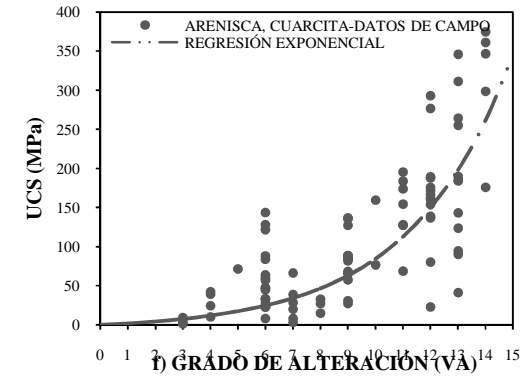
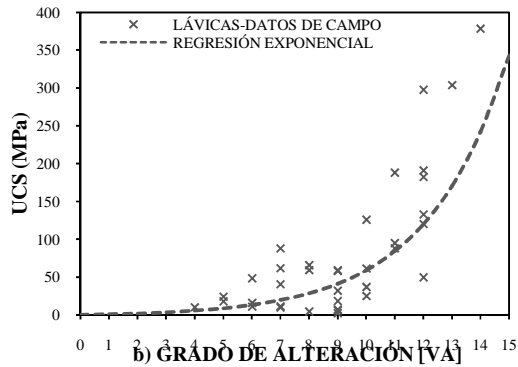
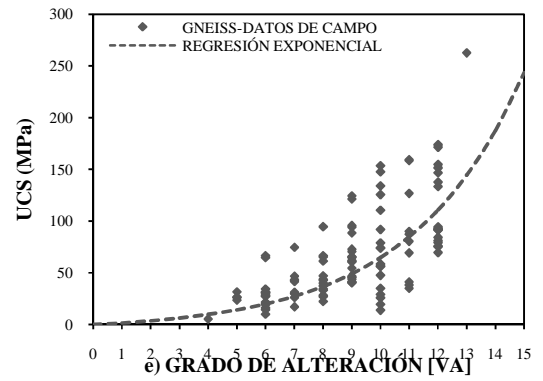
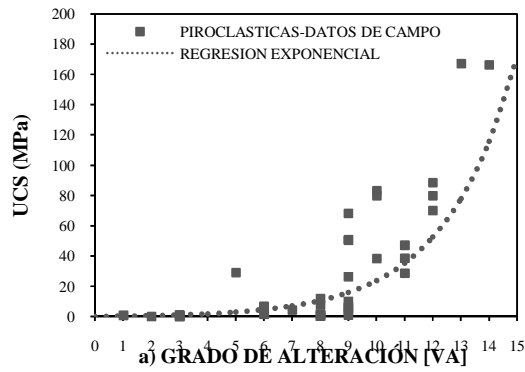


Figura 3. Correlación entre resistencia a la compresión no confinada (UCS) y el grado de alteración (VA) hidrotermal para distintas litologías.

## REFERENCIAS

1. C. Gifkins, W. Herrmann, y R. Large, *Altered Volcanic Rocks – A Guide to Description and Interpretation*; Centre Ore Deposit Research, University of Tasmania, Hobart, Tasmania, Australia (2005).
2. H. Paulick, y J. McPhie, Facies Architecture of the Felsic Lava-Dominated Host Sequence to the

- Thalanga Massive Sulfide Deposit, Lower Ordovician, Northern Queensland, *Australian Journal of Earth Sciences*, Volume 46, pp. 391-405 (1999).
3. T.J. Barrett, W.H. MacLean, y S.C. Tennant, Volcanic Sequence and Alteration at the Parys Mountain Volcanic-Hosted Massive Sulfide Deposit, Wales, United Kingdom: Applications of Immobile Element Litho geochemistry, *Economic Geology*, Volume 96, pp. 1279-1305 (2001).
  4. R. Offler, y D.J. Whitford, Wall-Rock Alteration and Metamorphism of a Volcanic-Hosted Massive Sulfide Deposit at Que River, Tasmania: Petrology and Mineralogy, *Economic Geology*, Volume 87, pp. 686-705 (1992).
  5. C.C. Giffkins, y R.L. Allen, Textural and Chemical Characteristics of Diagenetic and Hydrothermal Alteration in Glassy Volcanic Rocks: Examples from the Mount Read Volcanics, Tasmania, *Economic Geology*, Volume 96, pp. 973-1002 (2001).
  6. R.R. Large, J. McPhie, J.B. Gemmill, W. Herrmann, y G.J. Davidson, The Spectrum of Ore Deposit Types, Volcanic Environments, Alteration Halos, and Related Exploration Vectors in Submarine Volcanic Successions: Some Examples in Australia, *Economic Geology*, Volume 96, pp. 913-938 (2001).
  7. W.F. Giggenbach, The Origin and Evolution of Fluids in Magmatic-Hydrothermal Systems, In: *Geochemistry of Hydrothermal Ore Deposits*, 3rd edition, H.L. Barnes editors, John Wiley and Sons, New York, USA (1997).
  8. V.A. Zharikov, N.N. Pertsev, V.L. Rusinov, E. Callegari, y D.J. Fettes, Metasomatism and Metasomatic Rocks, D. Fettes, D. & J. Desmons editors: *Metamorphic Rocks: A Classification and Glossary of Terms*, New York, Cambridge University Press, pp. 58-69 (2007).
  9. T. Waltham, *Foundations of Engineering Geology*, Second Edition, Taylor and Francis Group, London, UK (2002).
  10. B.K. Townley, *Yacimientos Minerales y Procesos Geológicos*, Departamento de Geología – Universidad de Chile, Santiago, Chile (2005).
  11. E. Hoek, Rock Mechanics Laboratory Testing in the Context of a Consulting Engineering Organization, *International Journal of Rock Mechanics, Mining Science and Geomechanics*, Volume 14, pp. 93-101 (1977).
  12. American Society for Testing and Materials, *D7012 Standard Test Method for Compressive Strength and Elastic Moduli of Intact Rock Core Specimens under Varying States of Stress and Temperatures* (2010).
  13. International Society of Rock Mechanics, *Suggested Method for Determining Point Load Strength* (1985).
  14. American Society for Testing and Materials, *D5731-08 Standard Test Method for Determination of the Point Load Strength Index of Rock and Application to Rock Strength Classifications* (2008).
  15. A. Palmström, *RMI-A Rock Mass Characterization System for Rock Engineering Purposes*, PhD Thesis, Department of Geology, Faculty of Mathematics and Natural Sciences, University of Oslo, Oslo, Norway (1995).
  16. E. Hoek, Rock Mechanics Laboratory Testing in the Context of a Consulting Engineering Organization, *International Journal of Rock Mechanics, Mining Science and Geomechanics*, Volume 14, pp. 93-101 (1977).
  17. E. Hoek, y E.T. Brown, Empirical Strength Criterion for Rock Masses, *Journal of Geotechnical Engineering Division*, ASCE 106: GT9; pp. 1013-1035 (1980).
  18. B.M. Das, Evaluation of the Point Load Strength for Soft Rock Classification, *Proceeding of the 4<sup>th</sup> International Conference on Ground Control in Mining*, Morgantown, West Virginia, USA; pp. 220-226 (1985).
  19. L.E. Gonzalez de Vallejo, R.A. Welsh, R.A. y M.K. Robinson, Correlation Between Unconfined Compressive and Point Load Strength for Appalachian Rocks, *The 30<sup>th</sup> U.S. Symposium on Rock Mechanics (USRMS)*, Morgantown, West Virginia, USA (1989).
  20. H.J. Smith, The Point Load Test for Weak Rock in Dredging Applications, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, Volume 34, Issues 3-4, April-June, pp. 295.e1-295.e13 (1997).
  21. E. Broch, y J.A. Franklin, The Point Load Strength Test, *International Journal of Rock Mechanics, Mining Science and Geomechanics*, Volume 9, pp. 669-697 (1979).
  22. P.G. Carter, y M. Sneddon, Comparison of Schmidt Hammer, Point Load and Unconfined Compression Tests in Carboniferous Strata, *Proceeding of a Conference on Rock Engineering*, University of New Castle; Tyne, England; pp. 197-210 (1977).
  23. J.E. O'Rourke, *Rock Index Properties for Geoenvironmental Design in Underground Development*, SME, preprint 88-48; 5 pp (1988).
  24. F.P. Hassani, B.N. Whittaker, y M.J. Scoble, Application of the Point Load Index Test to Strength Determination of Rock, Proposals for a New Size Correlation Chart, *Proceeding of the 21<sup>st</sup> US Symposium on Rock Mechanics (USRMS)*, Rolla, Missouri, USA (1980).



- 25.V.K. Singh, y D.P. Singh, Correlation between Point Load Index and Compressive Strength for Quartzite Rocks,*Geotechnical and Geological Engineering*, Volume 11, pp. 269-272 (1993).
- 26.J.R.L. Read, P.N. Thornton y W.M. Regan, A Regional Approach to the Point Load Test,*Proceeding of the Australia-New Zealand Geomechanics Conference*, Volume 2, pp. 35-39 (1980).
- 27.Bieniawski, Z.T., *The Point Load Test in Geotechnical Practice*,*Engineering Geology*, Volume 9, Issue 1, pp. 1-11 (1975).
- 28.J.A. Rusnak, Application of the Coal Mine Roof Rating, Derived from Drill Core. In the Roof Support Design of a Coal Belt Conveyor Tunnel,*Proceeding of the 17th International Conference on Ground Control in Mining*, Morgantown, West Virginia, USA, pp. 221-230 (1998).
- 29.C.A. Jermy, y F.G. Bell, Coal bearing strata and the stability of coal mines in South Africa,*Paper in Proceedings of the 7th International Congress on Rock Mechanics, International Society of Rock Mechanics*, Aachen, Germany, pp. 1125-1131 (1991).
- 30.J.A. Franklin, Observations and Tests for Engineering Description and Mapping Rocks,*Proceedings of 4th International Congress on Rock Mechanics*, International Society of Rock Mechanics, Beograd, Serbia (1970).
- 31.Indian Standards, *Methods for Determination of Point Load Strength Index of Rocks*(1978).
- 32.International Society of Rock Mechanics, *Suggested Method for Determining Point Load Strength*(1985).
- 33.N. Brook, The Equivalent Core Diameter Method of Size and Shape Correction in Point Load Testing,*International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, Volume 22, Issue 2, pp. 61-70 (1985).
- 34.D.K. Ghosh, y M. Srivastava, Point-Load Strength: An Index for Classification of Rock Material,*Bulletin of the International Association of Engineering Geology*, N° 44, pp. 27-33 (1991).
- 35.K. SeshagiriRao, G. VenkatappaRao y T. Ramamurthu, A Comparative Evaluation of Rock Strength Measures, Discussion of paper by K.L. Gunsallus and F.H. Kulhawy, A comparative Evaluation of Rock Strength Measures,*International Journal of Rock Mechanics and Mining Science & Geomechanics Abstracts*, Volume 24, N° 3, pp. 193-196 (1987).
- 36.International Society of Rock Mechanics, *Suggested Methods for Determining the UCS and Deformability of Rock Materials*(1981).
- 37.Norma Europea Experimental, *Eurocódigo 7, UNE-ENV-1997-3*, Proyecto Geotécnico, Parte 3: Proyecto Asistido por Ensayos de Campo (2002).
- 38.Santi, P.M., Field Methods for Characterizing Weak Rock for Engineering, *Environmental & Engineering Geoscience*, Volume XII, N° 1, pp. 1-11 (2006).