

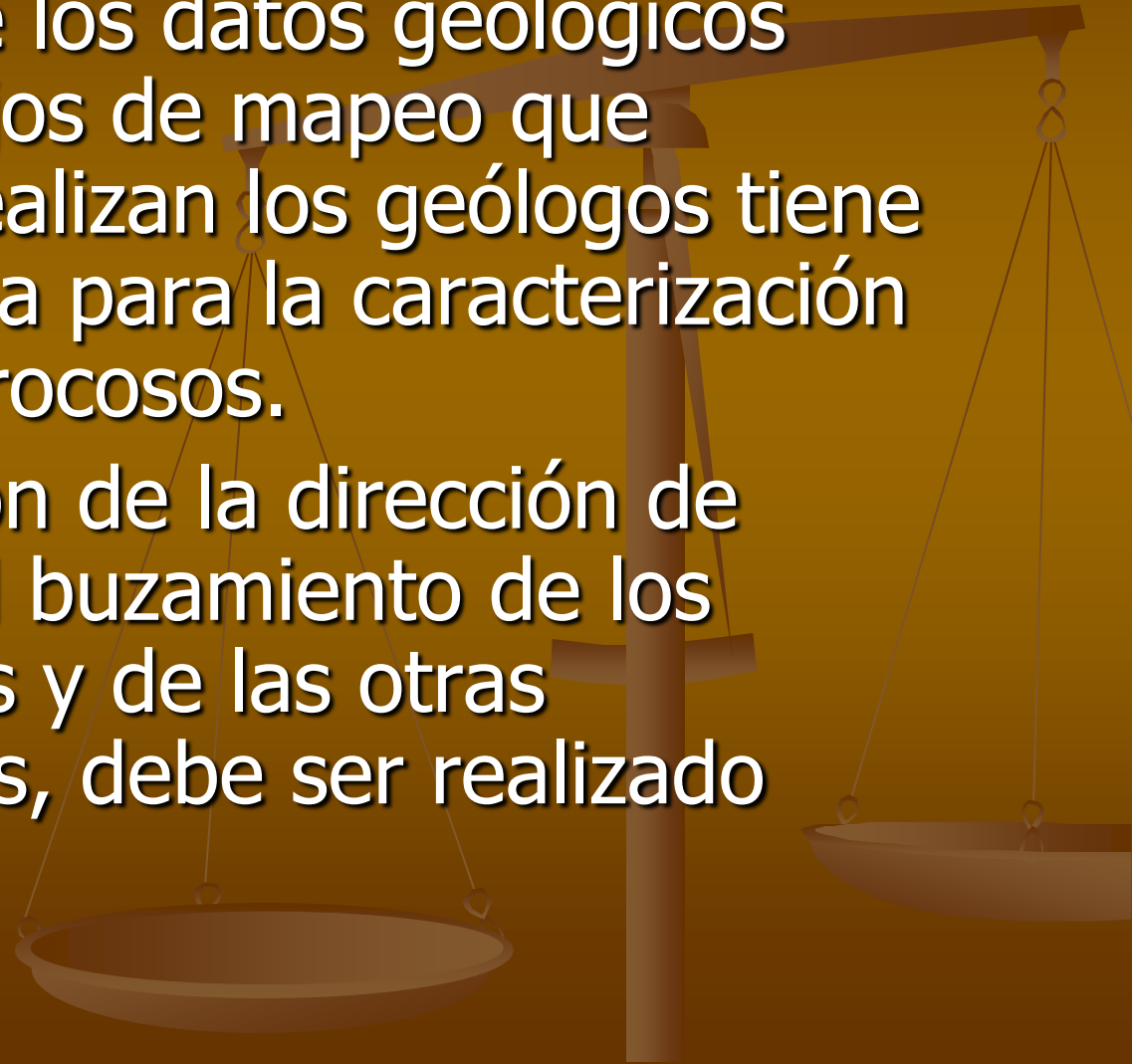
# CLASIFICACION DE LA MASA ROCOSA (MACIZOS ROCOSOS)

Curso de Mecánica de Rocas  
Aplicada



# Trabajos previos a la clasificación

- La obtención de los datos geológicos mediante trabajos de mapeo que normalmente realizan los geólogos tiene gran importancia para la caracterización de los macizos rocosos.
- La determinación de la dirección de buzamiento y el buzamiento de los estratos rocosos y de las otras discontinuidades, debe ser realizado

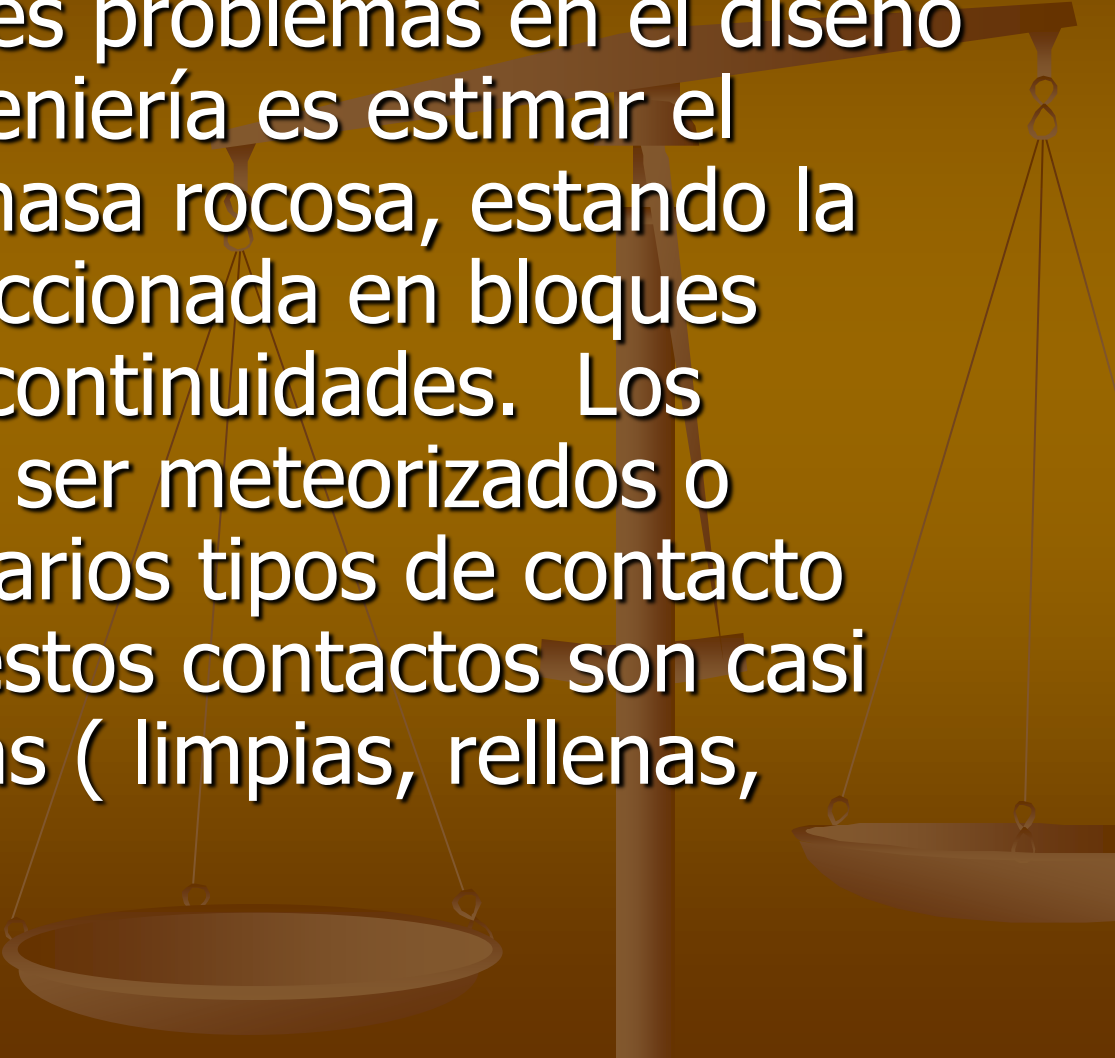


# Trabajos previos a la clasificación

- Otro aspecto de primordial importancia constituye la ejecución de ensayos de campo y de laboratorio.
- Sin embargo, siempre existe la duda de la representatividad (en un alto grado), considerando todo el macizo rocoso, de los resultados obtenidos en dichos ensayos. La mayor deficiencia de los ensayos consiste en las dimensiones de las muestras ensayadas.
- DE AQUI SURGIO LA NECESIDAD DE EFECTUAR LA CLÁSIFICACION GEOTECNICA DE LA MASA ROCOSA.

## ESFUERZO EN LA MASA ROCOSA

Uno de los mayores problemas en el diseño de obras de ingeniería es estimar el esfuerzo en la masa rocosa, estando la masa rocosa fraccionada en bloques debido a las discontinuidades. Los bloques pueden ser meteorizados o alterados, con varios tipos de contacto entre bloques, estos contactos son casi siempre fracturas (limpias, rellenas, rugosas etc.)





# ESFUERZO EN LA MASA ROCOSA

Determinar el esfuerzo en una masa de roca mediante ensayos de laboratorio, generalmente no es práctico.

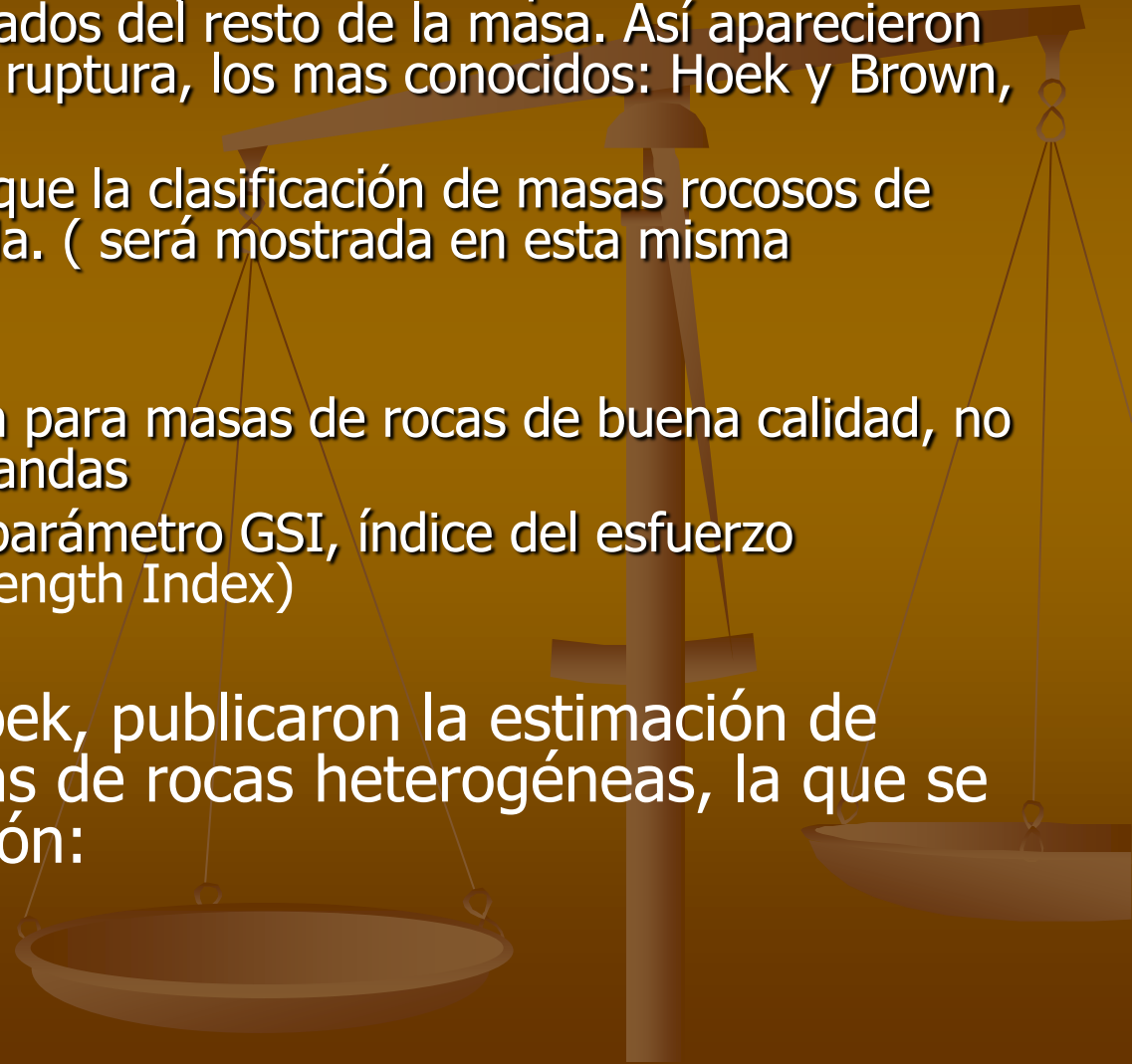
Por esta razón se determinan el esfuerzo mediante observaciones geológicas y por ensayos en bloques de roca separados o en superficies de roca separados del resto de la masa. Así aparecieron los criterios empíricos de ruptura, los más conocidos: Hoek y Brown, Ladanyi y Archambault.

Hoek, recomendó en 1983, que la clasificación de masas rocosas de Bieniaswki, sea la utilizada. ( será mostrada en esta misma presentación)

Estos análisis funcionan bien para masas de rocas de buena calidad, no así para las rocas muy blandas

En 1994, Hoek introdujo el parámetro GSI, índice del esfuerzo geológico (Geological Strength Index)

En el 2001, Marinis y Hoek, publicaron la estimación de propiedades de masas de rocas heterogéneas, la que se muestra a continuación:



# GSI FOR HETEROGENEOUS ROCK MASSES SUCH AS FLYSCH

(Marinos. P and Hoek. E, 2000)

From a description of the lithology, structure and surface conditions (particularly of the bedding planes), choose a box in the chart. Locate the position in the box that corresponds to the condition of the discontinuities and estimate the average value of GSI from the contours. Do not attempt to be too precise. Quoting a range from 33 to 37 is more realistic than giving GSI = 35. Note that the Hoek-Brown criterion does not apply to structurally controlled failures. Where unfavourably oriented continuous weak planar discontinuities are present, these will dominate the behaviour of the rock mass. The strength of some rock masses is reduced by the presence of groundwater and this can be allowed for by a slight shift to the right in the columns for fair, poor and very poor conditions. Water pressure does not change the value of GSI and it is dealt with by using effective stress analysis.

## COMPOSITION AND STRUCTURE

## SURFACE CONDITIONS OF DISCONTINUITIES (Predominantly bedding planes)

VERY GOOD - Very rough, fresh unweathered surfaces

GOOD - Rough, slightly weathered surfaces

FAIR - Smooth, moderately weathered and altered surfaces

POOR - Very smooth, occasionally slickensided surfaces with compact coatings or fillings with angular fragments

VERY POOR - Very smooth slickensided or highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings



**A. Thick bedded, very blocky sandstone**  
The effect of pelitic coatings on the bedding planes is minimized by the confinement of the rock mass. In shallow tunnels or slopes these bedding planes may cause structurally controlled instability.



**B. Sandstone with thin inter-layers of siltstone**



**C. Sandstone and siltstone in similar amounts**



**D. Siltstone or silty shale with sandstone layers**



**E. Weak siltstone or clayey shale with sandstone layers**

C, D, E and G - may be more or less folded than illustrated but this does not change the strength. Tectonic deformation, faulting and loss of continuity moves these categories to F and H.



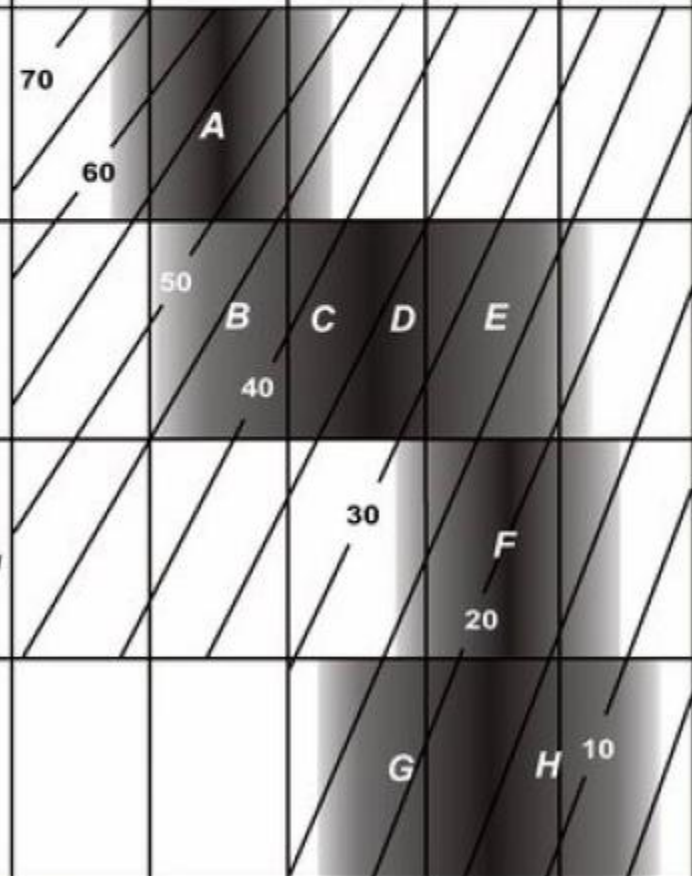
**F. Tectonically deformed, intensively folded/faulted, sheared clayey shale or siltstone with broken and deformed sandstone layers forming an almost chaotic structure**



**G. Undisturbed silty or clayey shale with or without a few very thin sandstone layers**



**H. Tectonically deformed silty or clayey shale forming a chaotic structure with pockets of clay. Thin layers of sandstone are transformed into small rock pieces.**



→ : Means deformation after tectonic disturbance



# AFLORAMIENTO DE FLYSCH



Hoek, Carranza-Torres y  
Corkum (2002) realizaron el programa RocLab, es un avance muy interesante del GSI

# Criterios para aceptar un diseño en Ingeniería de Rocas

La experiencia ha demostrado que cada proyecto debe ser analizado particularmente y que por tanto no existen reglas universales.

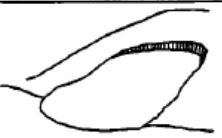
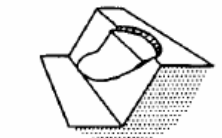
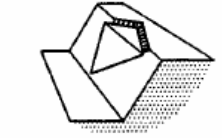
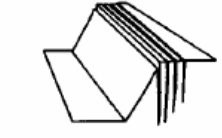

La responsabilidad del Ingeniero Geotécnico es encontrar una solución segura y económicamente factible.

Las tablas siguientes muestran en forma resumida, algunos problemas típicos, parámetros críticos, métodos de análisis y ciertos criterios para abordar cada problema o situación.

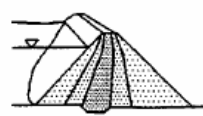
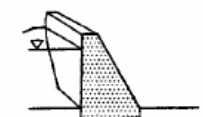

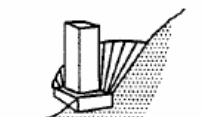
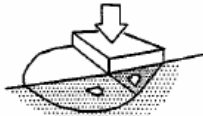
DEBER: TRADUCIR LO QUE SIGUE CADA GRUPO DE TRABAJO



**Table 1 : Typical problems, critical parameters, methods of analysis and acceptability criteria for slopes.**

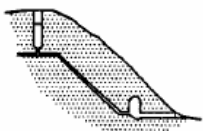


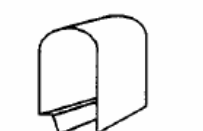
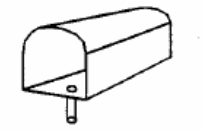
STRUCTURE	TYPICAL PROBLEMS	CRITICAL PARAMETERS	ANALYSIS METHODS	ACCEPTABILITY CRITERIA
 <p>Landslides.</p>	<p>Complex failure along a circular or near circular failure surface involving sliding on faults and other structural features as well as failure of intact materials.</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Presence of regional faults.</li> <li>• Shear strength of materials along failure surface.</li> <li>• Groundwater distribution in slope, particularly in response to rainfall or to submergence of slope toe.</li> <li>• Potential earthquake loading.</li> </ul>	<p>Limit equilibrium methods which allow for non-circular failure surfaces can be used to estimate changes in factor of safety as a result of drainage or slope profile changes. Numerical methods such as finite element or discrete element analysis can be used to investigate failure mechanisms and history of slope displacement.</p>	<p>Absolute value of factor of safety has little meaning but rate of change of factor of safety can be used to judge effectiveness of remedial measures. Long term monitoring of surface and subsurface displacements in slope is the only practical means of evaluating slope behaviour and effectiveness of remedial action.</p>
 <p>Soil or heavily jointed rock slopes.</p>	<p>Circular failure along a spoon-shaped surface through soil or heavily jointed rock masses.</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Height and angle of slope face.</li> <li>• Shear strength of materials along failure surface.</li> <li>• Groundwater distribution in slope.</li> <li>• Potential surcharge or earthquake loading.</li> </ul>	<p>Two-dimensional limit equilibrium methods which include automatic searching for the critical failure surface are used for parametric studies of factor of safety. Probability analyses, three-dimensional limit equilibrium analyses or numerical stress analyses are occasionally used to investigate unusual slope problems.</p>	<p>Factor of safety &gt; 1.3 for "temporary" slopes with minimal risk of damage. Factor of safety &gt; 1.5 for "permanent" slopes with significant risk of damage. Where displacements are critical, numerical analyses of slope deformation may be required and higher factors of safety will generally apply in these cases.</p>
 <p>Jointed rock slopes.</p>	<p>Planar or wedge sliding on one structural feature or along the line of intersection of two structural features.</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Slope height, angle and orientation.</li> <li>• Dip and strike of structural features.</li> <li>• Groundwater distribution in slope.</li> <li>• Potential earthquake loading.</li> <li>• Sequence of excavation and support installation.</li> </ul>	<p>Limit equilibrium analyses which determine three-dimensional sliding modes are used for parametric studies on factor of safety. Failure probability analyses, based upon distribution of structural orientations and shear strengths, are useful for some applications.</p>	<p>Factor of safety &gt; 1.3 for "temporary" slopes with minimal risk of damage. Factor of safety &gt; 1.5 for "permanent" slopes with significant risk of damage. Probability of failure of 10 to 15% may be acceptable for open pit mine slopes where cost of clean up is less than cost of stabilization.</p>
 <p>Vertically jointed rock slopes .</p>	<p>Toppling of columns separated from the rock mass by steeply dipping structural features which are parallel or nearly parallel to the slope face.</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Slope height, angle and orientation.</li> <li>• Dip and strike of structural features.</li> <li>• Groundwater distribution in slope.</li> <li>• Potential earthquake loading.</li> </ul>	<p>Crude limit equilibrium analyses of simplified block models are useful for estimating potential for toppling and sliding. Discrete element models of simplified slope geometry can be used for exploring toppling failure mechanisms.</p>	<p>No generally acceptable criterion for toppling failure is available although potential for toppling is usually obvious. Monitoring of slope displacements is the only practical means of determining slope behaviour and effectiveness of remedial measures.</p>
 <p>Loose boulders on rock slopes.</p>	<p>Sliding, rolling, falling and bouncing of loose rocks and boulders on the slope.</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Geometry of slope.</li> <li>• Presence of loose boulders.</li> <li>• Coefficients of restitution of materials forming slope.</li> <li>• Presence of structures to arrest falling and bouncing rocks.</li> </ul>	<p>Calculation of trajectories of falling or bouncing rocks based upon velocity changes at each impact is generally adequate. Monte Carlo analyses of many trajectories based upon variation of slope geometry and surface properties give useful information on distribution of fallen rocks.</p>	<p>Location of fallen rock or distribution of a large number of fallen rocks will give an indication of the magnitude of the potential rockfall problem and of the effectiveness of remedial measures such as draped mesh, catch fences and ditches at the toe of the slope.</p>

**Table 2 : Typical problems, critical parameters, methods of analysis and acceptability criteria for dams and foundations.**

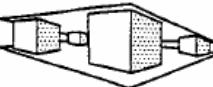


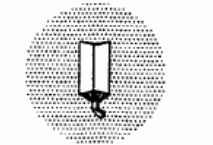

STRUCTURE	TYPICAL PROBLEMS	CRITICAL PARAMETERS	ANALYSIS METHODS	ACCEPTABILITY CRITERIA
 <p>Zoned fill dams.</p>	<p>Circular or near-circular failure of dam, particularly during rapid drawdown. Foundation failure on weak seams. Piping and erosion of core.</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Presence of weak or permeable zones in foundation.</li> <li>• Shear strength, durability, gradation and placement of dam construction materials, particularly filters.</li> <li>• Effectiveness of grout curtain and drainage system.</li> <li>• Stability of reservoir slopes.</li> </ul>	<p>Seepage analyses are required to determine water pressure and velocity distribution through dam and abutments. Limit equilibrium methods should be used for parametric studies of stability. Numerical methods can be used to investigate dynamic response of dam during earthquakes.</p>	<p>Safety factor &gt;1.5 for full pool with steady state seepage; &gt;1.3 for end of construction with no reservoir loading and undissipated foundation porewater pressures; &gt;1.2 for probable maximum flood with steady state seepage and &gt;1.0 for full pool with steady state seepage and maximum credible horizontal pseudo-static seismic loading.</p>
 <p>Gravity dams.</p>	<p>Shear failure of interface between concrete and rock or of foundation rock. Tension crack formation at heel of dam. Leakage through foundation and abutments.</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Presence of weak or permeable zones in rock mass.</li> <li>• Shear strength of interface between concrete and rock.</li> <li>• Shear strength of rock mass.</li> <li>• Effectiveness of grout curtain and drainage system.</li> <li>• Stability of reservoir slopes.</li> </ul>	<p>Parametric studies using limit equilibrium methods should be used to investigate sliding on the interface between concrete and rock and sliding on weak seams in the foundation. A large number of trial failure surfaces are required unless a non-circular failure analysis with automatic detection of critical failure surfaces is available.</p>	<p>Safety factor against foundation failure should exceed 1.5 for normal full pool operating conditions provided that conservative shear strength values are used (<math>c' \approx 0</math>). Safety factor &gt; 1.3 for probable maximum flood (PMF). Safety factor &gt; 1 for extreme loading - maximum credible earthquake and PMF.</p>
 <p>Arch dams.</p>	<p>Shear failure in foundation or abutments. Cracking of arch due to differential settlements of foundation. Leakage through foundations or abutments.</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Presence of weak, deformable or permeable zones in rock mass.</li> <li>• Orientation, inclination and shear strength of structural features.</li> <li>• Effectiveness of grout curtain and drainage system.</li> <li>• Stability of reservoir slopes.</li> </ul>	<p>Limit equilibrium methods are used for parametric studies of three-dimensional sliding modes in the foundation and abutments, including the influence of water pressures and reinforcement. Three-dimensional numerical analyses are required to determine stresses and displacements in the concrete arch.</p>	<p>Safety factor against foundation failure &gt;1.5 for normal full pool operating conditions and &gt;1.3 for probable maximum flood conditions provided that conservative shear strength values are used (<math>c' \approx 0</math>). Stresses and deformations in concrete arch should be within allowable working levels defined in concrete specifications.</p>
 <p>Foundations on rock slopes.</p>	<p>Slope failure resulting from excessive foundation loading. Differential settlement due to anisotropic deformation properties of foundation rocks.</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Orientation, inclination and shear strength of structural features in rock mass forming foundation.</li> <li>• Presence of inclined layers with significantly different deformation properties.</li> <li>• Groundwater distribution in slope.</li> </ul>	<p>Limit equilibrium analyses of potential planar or wedge failures in the foundation or in adjacent slopes are used for parametric studies of factor of safety. Numerical analyses can be used to determine foundation deformation, particularly for anisotropic rock masses.</p>	<p>Factor of safety against sliding of any potential foundation wedges or blocks should exceed 1.5 for normal operating conditions. Differential settlement should be within limits specified by structural engineers.</p>
 <p>Foundations on soft rock or soil.</p>	<p>Bearing capacity failure resulting from shear failure of soils or weak rocks underlying foundation slab.</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Shear strength of soil or jointed rock materials.</li> <li>• Groundwater distribution in soil or rock foundation.</li> <li>• Foundation loading conditions and potential for earthquake loading.</li> </ul>	<p>Limit equilibrium analyses using inclined slices and non-circular failure surfaces are used for parametric studies of factor of safety. Numerical analyses may be required to determine deformations, particularly for anisotropic foundation materials.</p>	<p>Bearing capacity failure should not be permitted for normal loading conditions. Differential settlement should be within limits specified by structural engineers.</p>



**Table 3 : Typical problems, critical parameters, methods of analysis and acceptability criteria for underground civil engineering excavations.**

STRUCTURE	TYPICAL PROBLEMS	CRITICAL PARAMETERS	ANALYSIS METHODS	ACCEPTABILITY CRITERIA
 <p>Pressure tunnels in hydro-power projects.</p>	<p>Excessive leakage from unlined or concrete lined tunnels. Rupture or buckling of steel lining due to rock deformation or external pressure.</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Ratio of maximum hydraulic pressure in tunnel to minimum principal stress in the surrounding rock.</li> <li>• Length of steel lining and effectiveness of grouting.</li> <li>• Groundwater levels in the rock mass.</li> </ul>	<p>Determination of minimum cover depths along pressure tunnel route from accurate topographic maps. Stress analyses of sections along and across tunnel axis. Comparison between minimum principal stresses and maximum dynamic hydraulic pressure to determine steel lining lengths.</p>	<p>Steel lining is required where the minimum principal stress in the rock is less than 1.3 times the maximum static head for typical hydroelectric operations or 1.15 for operations with very low dynamic pressures. Hydraulic pressure testing in boreholes at the calculated ends of the steel lining is essential to check the design assumptions.</p>
 <p>Soft rock tunnels.</p>	<p>Rock failure where strength is exceeded by induced stresses. Swelling, squeezing or excessive closure if support is inadequate.</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Strength of rock mass and of individual structural features.</li> <li>• Swelling potential, particularly of sedimentary rocks.</li> <li>• Excavation method and sequence.</li> <li>• Capacity and installation sequence of support systems.</li> </ul>	<p>Stress analyses using numerical methods to determine extent of failure zones and probable displacements in the rock mass. Rock-support interaction analyses using closed-form or numerical methods to determine capacity and installation sequence for support and to estimate displacements in the rock mass.</p>	<p>Capacity of installed support should be sufficient to stabilize the rock mass and to limit closure to an acceptable level. Tunnelling machines and internal structures must be designed for closure of the tunnel as a result of swelling or time-dependent deformation. Monitoring of deformations is an important aspect of construction control.</p>
 <p>Shallow tunnels in jointed rock.</p>	<p>Gravity driven falling or sliding wedges or blocks defined by intersecting structural features. Unravelling of inadequately supported surface material.</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Orientation, inclination and shear strength of structural features in the rock mass.</li> <li>• Shape and orientation of excavation.</li> <li>• Quality of drilling and blasting during excavation.</li> <li>• Capacity and installation sequence of support systems.</li> </ul>	<p>Spherical projection techniques or analytical methods are used for the determination and visualization of all potential wedges in the rock mass surrounding the tunnel. Limit equilibrium analyses of critical wedges are used for parametric studies on the mode of failure, factor of safety and support requirements.</p>	<p>Factor of safety, including the effects of reinforcement, should exceed 1.5 for sliding and 2.0 for falling wedges and blocks. Support installation sequence is critical and wedges or blocks should be identified and supported before they are fully exposed by excavation. Displacement monitoring is of little value.</p>
 <p>Large caverns in jointed rock.</p>	<p>Gravity driven falling or sliding wedges or tensile and shear failure of rock mass, depending upon spacing of structural features and magnitude of in situ stresses.</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Shape and orientation of cavern in relation to orientation, inclination and shear strength of structural features in the rock mass.</li> <li>• In situ stresses in the rock mass.</li> <li>• Excavation and support sequence and quality of drilling and blasting.</li> </ul>	<p>Spherical projection techniques or analytical methods are used for the determination and visualization of all potential wedges in the rock mass. Stresses and displacements induced by each stage of cavern excavation are determined by numerical analyses and are used to estimate support requirements for the cavern roof and walls.</p>	<p>An acceptable design is achieved when numerical models indicate that the extent of failure has been controlled by installed support, that the support is not overstressed and that the displacements in the rock mass stabilize. Monitoring of displacements is essential to confirm design predictions.</p>
 <p>Underground nuclear waste disposal.</p>	<p>Stress and/or thermally induced spalling of the rock surrounding the excavations resulting in increased permeability and higher probability of radioactive leakage.</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Orientation, inclination, permeability and shear strength of structural features in the rock mass.</li> <li>• In situ and thermal stresses in the rock surrounding the excavations.</li> <li>• Groundwater distribution in the rock mass.</li> </ul>	<p>Numerical analyses are used to calculate stresses and displacements induced by excavation and by thermal loading from waste canisters. Groundwater flow patterns and velocities, particularly through blast damaged zones, fissures in the rock and shaft seals are calculated using numerical methods.</p>	<p>An acceptable design requires extremely low rates of groundwater movement through the waste canister containment area in order to limit transport of radioactive material. Shafts, tunnels and canister holes must remain stable for approximately 50 years to permit retrieval of waste if necessary.</p>

**Table 4 : Typical problems, critical parameters, methods of analysis and acceptability criteria for underground hard rock mining excavations.**

STRUCTURE	TYPICAL PROBLEMS	CRITICAL PARAMETERS	ANALYSIS METHODS	ACCEPTABILITY CRITERIA
 <p>Pillars.</p>	<p>Progressive spalling and slabbing of the rock mass leading to eventual pillar collapse or rockbursting.</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Strength of the rock mass forming the pillars.</li> <li>• Presence of unfavourably oriented structural features.</li> <li>• Pillar geometry, particularly width to height ratio.</li> <li>• Overall mine geometry including extraction ratio.</li> </ul>	<p>For horizontally bedded deposits, pillar strength from empirical relationships based upon width to height ratios and average pillar stress based on tributary area calculations are compared to give a factor of safety. For more complex mining geometry, numerical analyses including progressive pillar failure may be required.</p>	<p>Factor of safety for simple pillar layouts in horizontally bedded deposits should exceed 1.6 for "permanent" pillars. In cases where progressive failure of complex pillar layouts is modelled, individual pillar failures can be tolerated provided that they do not initiate "domino" failure of adjacent pillars.</p>
 <p>Crown pillars.</p>	<p>Caving of surface crown pillars for which the ratio of pillar depth to stope span is inadequate. Rockbursting or gradual spalling of overstressed internal crown pillars.</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Strength of the rock mass forming the pillars.</li> <li>• Depth of weathering and presence of steeply dipping structural features in the case of surface crown pillars.</li> <li>• In situ stress levels and geometry of internal crown pillars.</li> </ul>	<p>Rock mass classification and limit equilibrium analyses can give useful guidance on surface crown pillar dimensions for different rock masses. Numerical analyses, including discrete element studies, can give approximate stress levels and indications of zones of potential failure.</p>	<p>Surface crown pillar depth to span ratio should be large enough to ensure very low probability of failure. Internal crown pillars may require extensive support to ensure stability during mining of adjacent stopes. Careful planning of mining sequence may be necessary to avoid high stress levels and rockburst problems.</p>
 <p>Cut and fill stopes.</p>	<p>Falls of structurally defined wedges and blocks from stope backs and hanging walls. Stress induced failures and rockbursting in high stress environments.</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Orientation, inclination and shear strength of structural features in the rock mass.</li> <li>• In situ stresses in the rock mass.</li> <li>• Shape and orientation of stope.</li> <li>• Quality, placement and drainage of fill.</li> </ul>	<p>Numerical analyses of stresses and displacements for each excavation stage will give some indication of potential problems. Some of the more sophisticated numerical models will permit inclusion of the support provided by fill or the reinforcement of the rock by means of grouted cables.</p>	<p>Local instability should be controlled by the installation of rockbolts or grouted cables to improve safety and to minimize dilution. Overall stability is controlled by the geometry and excavation sequence of the stopes and the quality and sequence of filling. Acceptable mining conditions are achieved when all the ore is recovered safely.</p>
 <p>Non-entry stopes.</p>	<p>Ore dilution resulting from rockfalls from stope back and walls. Rockbursting or progressive failure induced by high stresses in pillars between stopes.</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Quality and strength of the rock.</li> <li>• In situ and induced stresses in the rock surrounding the excavations.</li> <li>• Quality of drilling and blasting in excavation of the stope.</li> </ul>	<p>Some empirical rules, based on rock mass classification, are available for estimating safe stope dimensions. Numerical analyses of stope layout and mining sequence, using three-dimensional analyses for complex orebody shapes, will provide indications of potential problems and estimates of support requirements.</p>	<p>A design of this type can be considered acceptable when safe and low cost recovery of a large proportion of the orebody has been achieved. Rockfalls in shafts and haulages are an unacceptable safety hazard and pattern support may be required. In high stress environments, local destressing may be used to reduce rockbursting.</p>
 <p>Drawpoints and orepasses.</p>	<p>Local rock mass failure resulting from abrasion and wear of poorly supported drawpoints or orepasses. In extreme cases this may lead to loss of stopes or orepasses.</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Quality and strength of the rock.</li> <li>• In situ and induced stresses and stress changes in the rock surrounding the excavations.</li> <li>• Selection and installation sequence of support.</li> </ul>	<p>Limit equilibrium or numerical analyses are not particularly useful since the processes of wear and abrasion are not included in these models. Empirical designs based upon previous experience or trial and error methods are generally used.</p>	<p>The shape of the opening should be maintained for the design life of the drawpoint or orepass. Loss of control can result in serious dilution of the ore or abandonment of the excavation. Wear resistant flexible reinforcement such as grouted cables, installed during excavation of the opening, may be successful in controlling instability.</p>

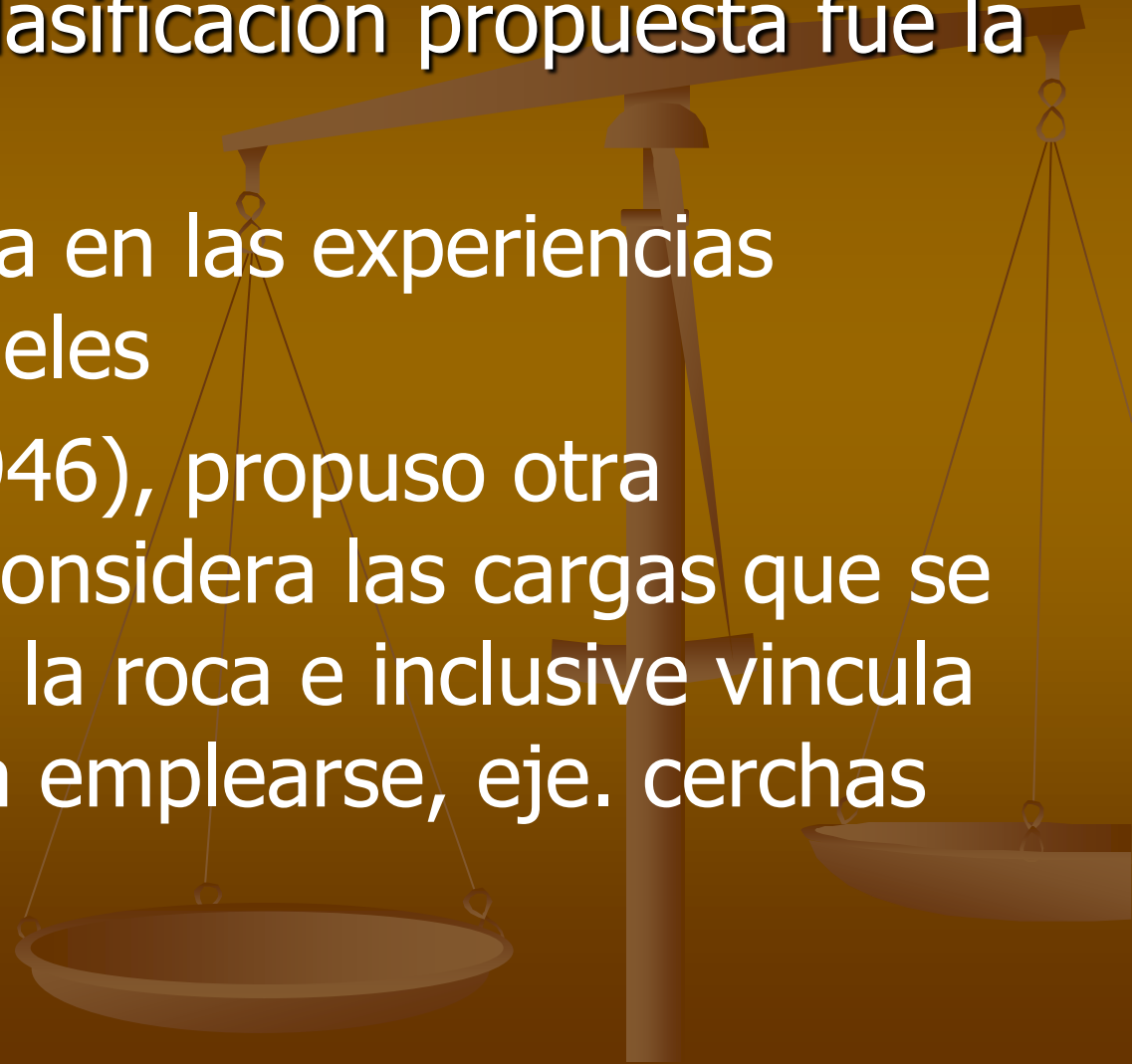
# VEAMOS AHORA LAS DIFERENTES CLASIFICACIONES DE LA MASA ROCOSA

Las clasificaciones más conocidas son:

- La primera Clasificación propuesta fue la de Ritter

(1879), basada en las experiencias tenidas en túneles

- Terzaghi (1946), propuso otra clasificación, considera las cargas que se desarrollan en la roca e inclusive vincula la soluciones a emplearse, eje. cerchas





# CLASIFICACIONES DE LA MASA ROCOSA.....

LAS CLASIFICACIONES QUE SIGUEN TIENEN EN CUENTA EL TIEMPO DE SOSTENIMIENTO PROPIO DE UNA ROCA, LUEGO DE SER EXCAVADA, ESPECIALMENTE EN EL CASO DE TUNELES:

- Lauffer (1958), vincula la calidad de la roca al tiempo de sostenimiento propio de la roca
- Pacher y otros (1974), proponen algunas modificaciones a la clasificación de Lauffer y producen en "Nuevo Método Australiano de Túneles"

OTRAS CLASIFICACIONES:

- La de RMR o sistema de Bieniaswski (1973)
- Índice de calidad Q, de Barton (1974)
- Lien y Londe (1974)

Estas clasificaciones incluyen informaciones de esfuerzo en la roca intacta, también el número de discontinuidades y las propiedades de las superficies de estas. La influencia del agua subterránea, el esfuerzo in situ y la orientación e inclinación de las discontinuidades dominantes.

- Clasificación de Palmstrom y Broch (2006): Tiene un análisis bastante amplio y proporciona un interesante punto de partida para diseñar túneles

# CLASIFICACIONES DE LA MASA ROCOSA.....

## Clasificación originalmente propuesta por Terzaghi:

*Intact* rock contains neither joints nor hair cracks. Hence, if it breaks, it breaks across sound rock. On account of the injury to the rock due to blasting, spalls may drop off the roof several hours or days after blasting. This is known as a *spalling* condition.

Hard, intact rock may also be encountered in the *popping* condition involving the spontaneous and violent detachment of rock slabs from the sides or roof.

□ *Stratified* rock consists of individual strata with little or no resistance against separation along the boundaries between the strata. The strata may or may not be weakened by transverse joints. In such rock the spalling condition is quite common.

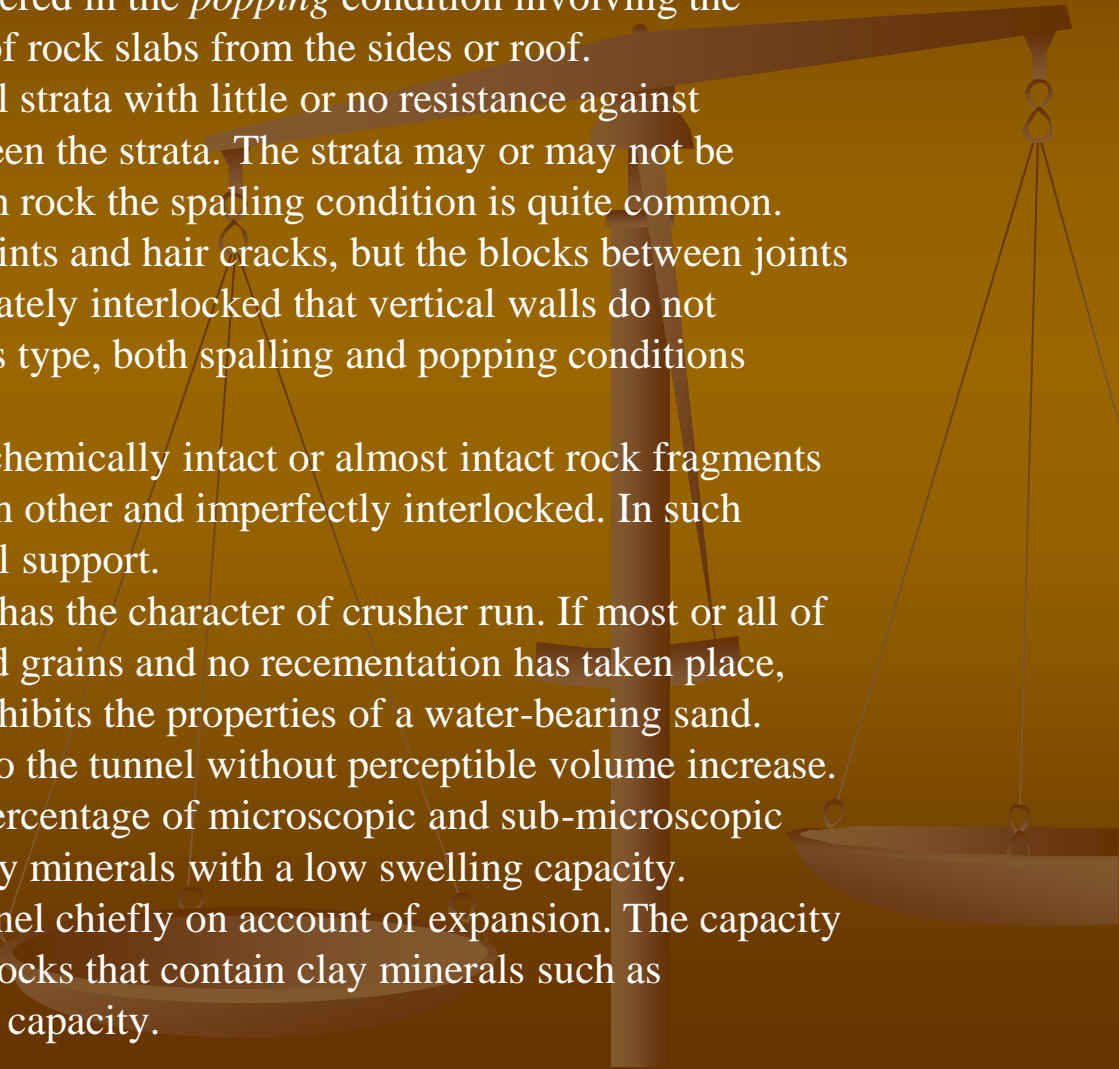
□ *Moderately jointed* rock contains joints and hair cracks, but the blocks between joints are locally grown together or so intimately interlocked that vertical walls do not require lateral support. In rocks of this type, both spalling and popping conditions may be encountered.

□ *Blocky and seamy* rock consists of chemically intact or almost intact rock fragments which are entirely separated from each other and imperfectly interlocked. In such rock, vertical walls may require lateral support.

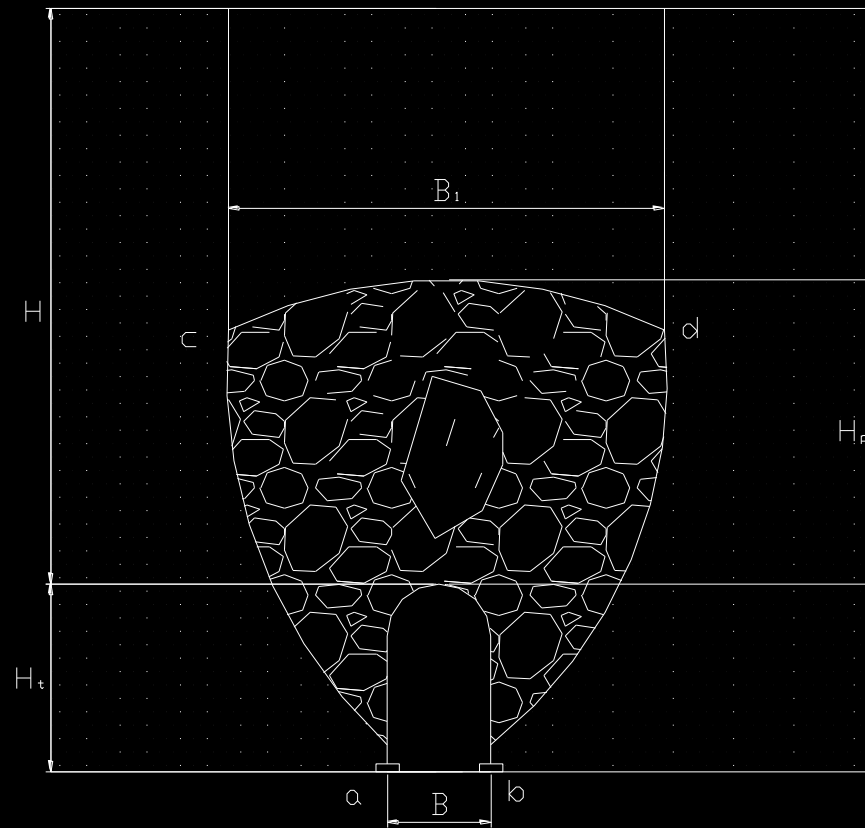
□ *Crushed* but chemically intact rock has the character of crusher run. If most or all of the fragments are as small as fine sand grains and no recementation has taken place, crushed rock below the water table exhibits the properties of a water-bearing sand.

□ *Squeezing* rock slowly advances into the tunnel without perceptible volume increase. A prerequisite for squeeze is a high percentage of microscopic and sub-microscopic particles of micaceous minerals or clay minerals with a low swelling capacity.

□ *Swelling* rock advances into the tunnel chiefly on account of expansion. The capacity to swell seems to be limited to those rocks that contain clay minerals such as montmorillonite, with a high swelling capacity.



# Clasificación de Terzaghi





# Clasificación de Terzaghi

<i>Estado de la Roca</i>	Carga de Roca $H_p$ en pies	Observaciones
1. Dura y Masiva	Cero	Solo se necesita refuerzo escaso si hay desprendido o chasquido
2. Dura pero estratificada o Esquistosa	0 a 0.5 B	Refuerzo escaso más que nada como protección contra desprendimientos
3. Masiva, ligeramente fisurada	0 a 0.25 B	La carga puede cambiar de forma errática de un punto a otro

# Clasificación de Terzaghi

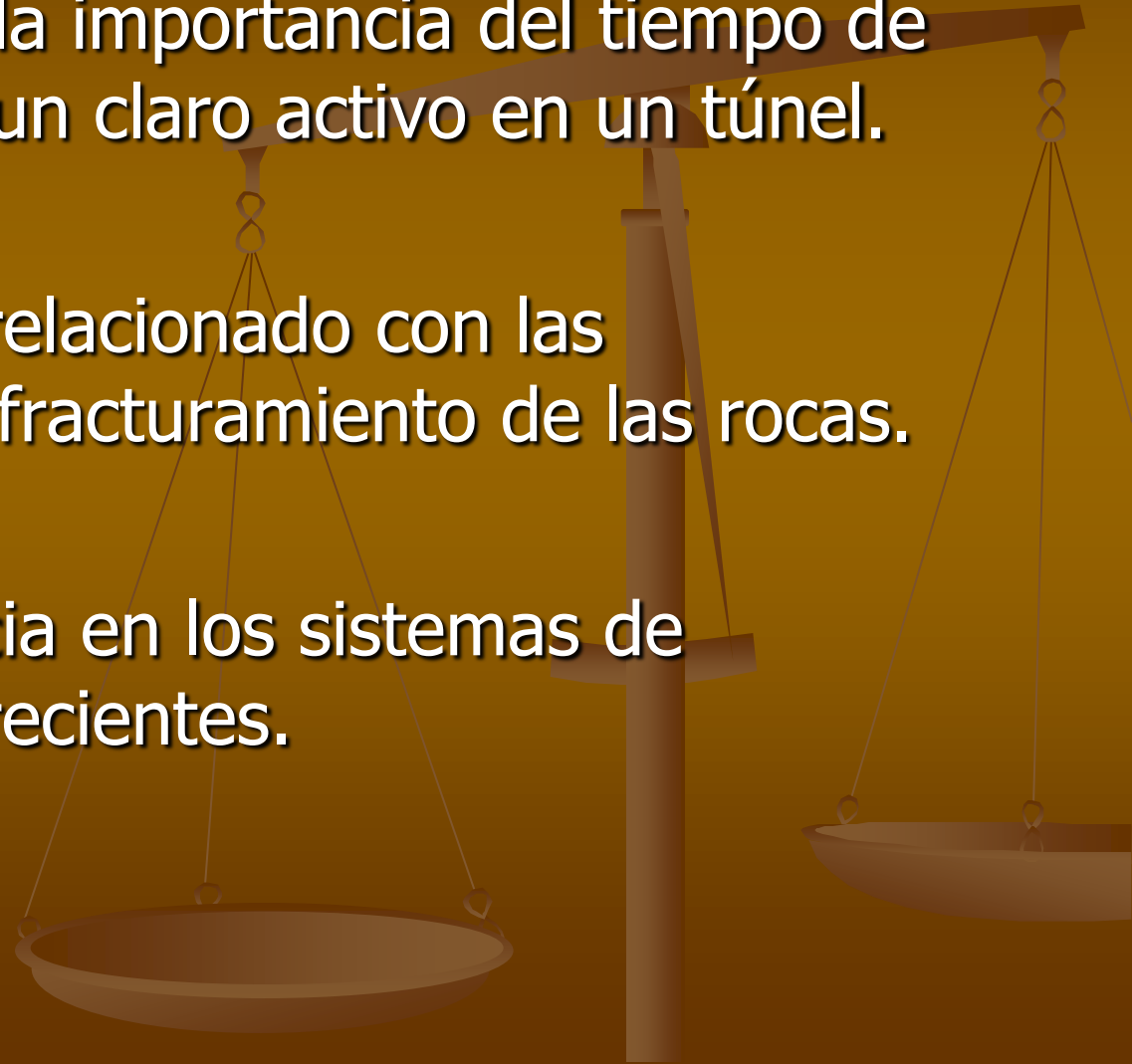
<i>Estado de la Roca</i>	Carga de Roca $H_p$ en pies	Observaciones
4. Medianamente fracturada en bloques algo abiertos	$0.25 B$ a $0.35 (B + Ht)$	No hay presión lateral
5. Muy fracturada en bloques y las fracturas abiertas	$(0.35 \text{ a } 1.10)$ $*(B + Ht)$	Poca o ninguna presión lateral
6. Totalmente triturada pero químicamente inalterada	$1.10 B + Ht$	Presiones laterales considerables. Se requiere apoyo continuo en los marcos

# Clasificación de Terzaghi

<i>Estado de la Roca</i>	Carga de Roca $H_p$ en pies	Observaciones
7. Roca comprimida, profundidad moderada	(1.10 a 2.20) * $(B + H_t)$	Considerable presión lateral. Se requiere plantilla apuntalada. Es preferible usar marcos circulares
8. Roca comprimida a gran profundidad	(2.10 a 4.50) * $(B + H_t)$	Marcos circulares indispensables. En casos extremos úsese refuerzo elástico
9. Roca expansiva	Hasta 250 pies independiente del valor $(B + H_t)$	Marcos circulares indispensables. En casos extremos úsese refuerzo elástico

# Clasificación de Stini y Lauffer

- Toma como base la importancia del tiempo de sostenimiento de un claro activo en un túnel.
- Este tiempo está relacionado con las características de fracturamiento de las rocas.
- Ha tenido influencia en los sistemas de clasificación más recientes.



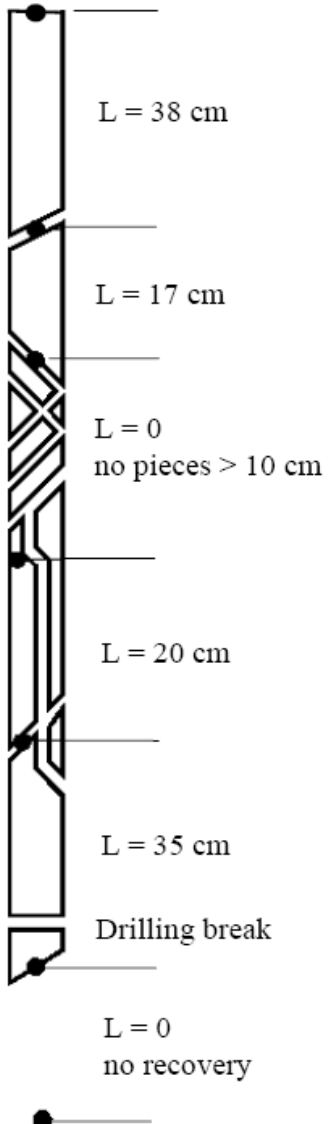
# Clasificación de Stini y Lauffer



Estado de la Roca	Categoría	Descripción
Sólida	A	Muy buena
Masiva	B	Buena
Fisurada	C	Aceptable
Diaclasada	D	Regular
Agrietada	E	Mala
Fracturada	F	Muy mala
Triturada	G	Descompuesta

# CLASIFICACIONES DE LA MASA ROCOSA.....

*Rock quality designation index (RQD)(Deere 1976), (índice de calidad de las rocas)*



Total length of core run = 200 cms

$$RQD = \frac{\sum \text{Length of core pieces} > 10 \text{ cm length}}{\text{Total length of core run}} \times 100$$

$$RQD = \frac{38 + 17 + 20 + 35}{200} \times 100 = 55 \%$$

Se hace una perforación, se determina un tramo, por eje. 200cm y se cuentan y suman todos los pedazos de testigos que tengan mas de 10cm de longitud. se hace el cálculo como está indicado

Ver lo que sigue

Forma de cálculo propuesta en 1989



# RQD

- Es la relación entre la suma de la longitud de los fragmentos de testigos mayores de 10 cm y la longitud total del tramo considerado.

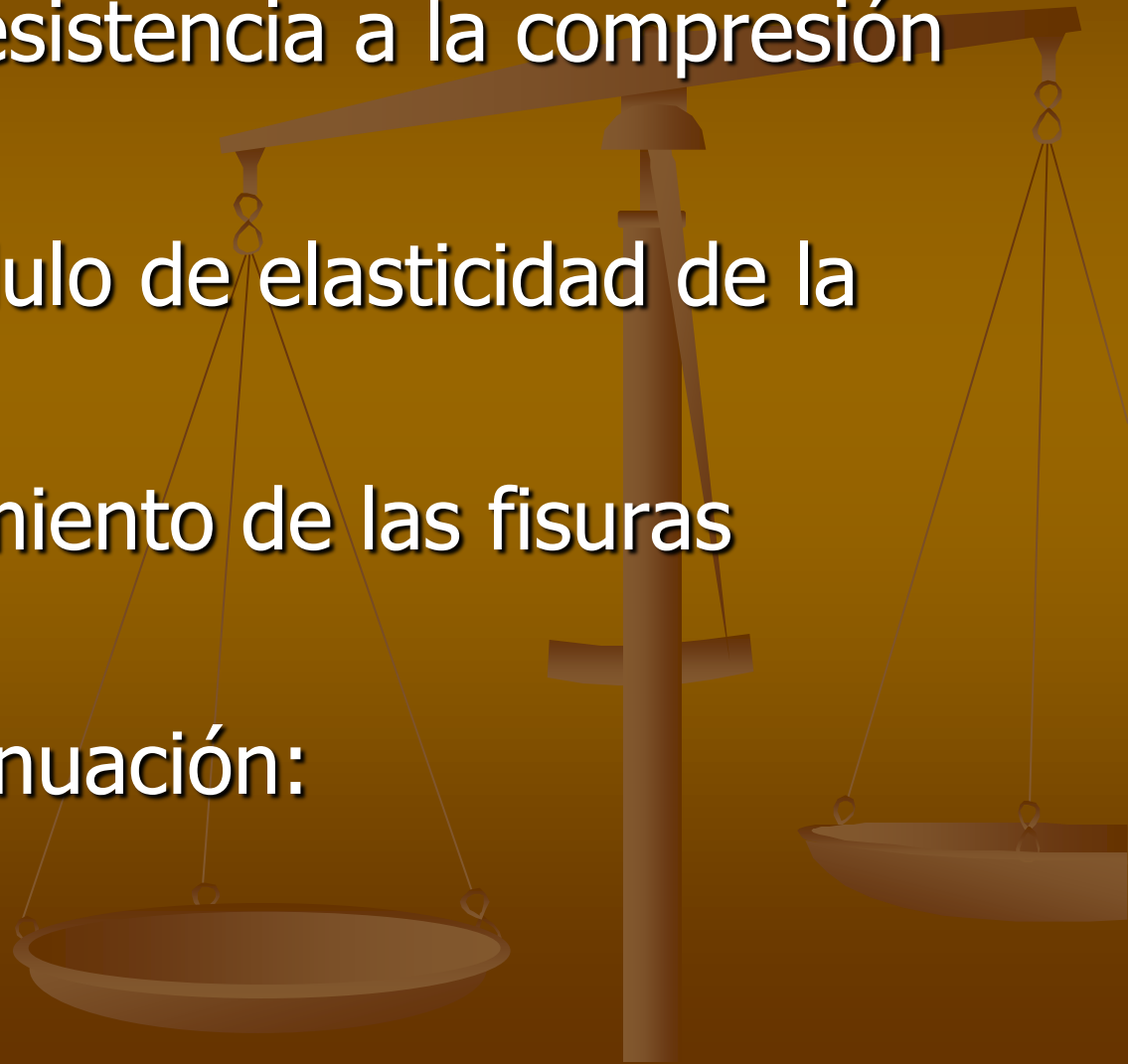
$$RQD = \frac{\sum \text{longitud de los trozos de testigo} > 10 \text{ cm}}{\text{longitud total}} \times 100$$

Clasificación de la calidad del macizo rocoso según el índice RQD

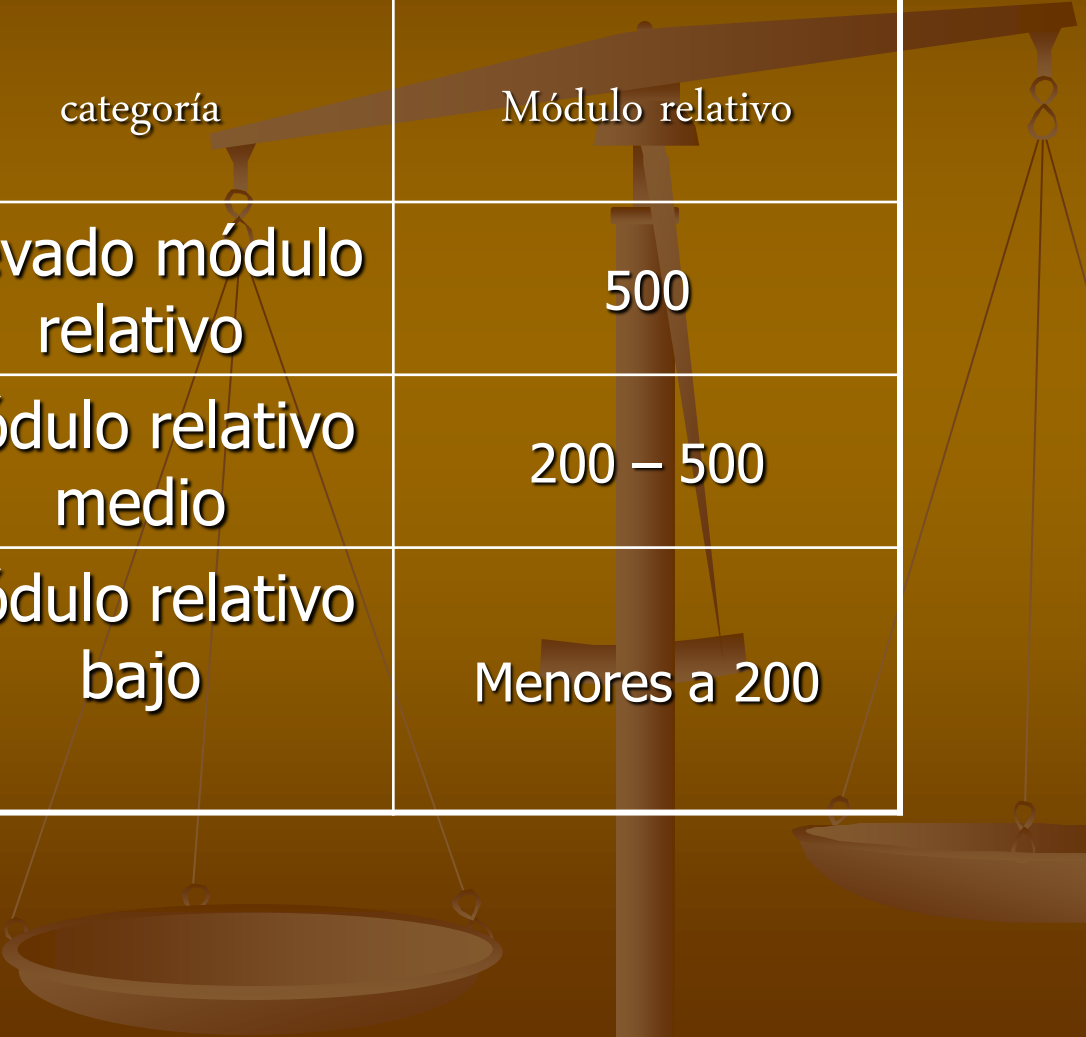
RQD %	Calidad
< 25	Muy mala
25-50	Mala
50-75	Media
75-90	Buena
90-100	Muy buena

# Clasificación de Deere - Miller

- Se basa en la resistencia a la compresión simple, en el módulo de elasticidad de la roca y el espaciamiento de las fisuras detalladas a continuación:



# Clasificación de Deere – Miller



Clase	categoría	Módulo relativo
H	Elevado módulo relativo	500
M	Módulo relativo medio	200 – 500
L	Módulo relativo bajo	Menores a 200

# Clasificación de Deere – Miller



Descripción	Resistencia a la compresión uniaxial (kg/cm <sup>2</sup> )	Módulo relativo
Resistencia muy baja	10 – 250	Yeso, sal de roca
Resistencia baja	250 – 500	Carbón, limolita, esquisto
Resistencia media	500 – 1000	Arenisca, pizarra, lutita
Resistencia alta	1000 – 2000	Mármol, granito, gneiss
Resistencia muy alta	Mayores a 2000	cuarcita

# Clasificación de Deere

Descripción	Espaciamiento de fisuras	Apreciación de la Roca
Muy separado	$> 3 \text{ m}$	Sólida
Separado	$1 - 3 \text{ m}$	Masiva
Medianamente cerca	$0.3 \text{ m} - 1 \text{ m}$	Bloques junteados
Cerca	$50 \text{ mm} - 300 \text{ mm}$	Fracturada
Muy cerca	$< 50 \text{ mm}$	Triturada y molida

# EXPLICACION HASTA AQUÍ!!



Con la información en inglés que se adjunta y otras que puedan conseguir, realizar de DEBER la clasificación de BIENIAWSKI y la de BARTON (INSTITUTO NORUEGO DE GEOTECNIA)



# Clasificación RMR

1	Resistencia de la matriz rocosa (MPa)	Ensayo de carga puntual	> 10	10-4	4-2	2-1	Compresión simple (MPa)		
		Compresión simple	> 250	250-100	100-50	50-25	25-5	5-1	< 1
	Puntuación		15	12	7	4	2	1	0
2	RQD		90 %-100 %	75 %-90 %	50 %-75 %	25 %-50 %	< 25 %		
	Puntuación		20	17	13	6	3		
3	Separación entre diaclasas		> 2 m	0,6-2 m	0,2-0,6 m	0,06-0,2 m	< 0,06 m		
	Puntuación		20	15	10	8	5		
4	Estado de las discontinuidades	Longitud de la discontinuidad	< 1 m	1-3 m	3-10 m	10-20 m	> 20 m		
		Puntuación	6	4	2	1	0		
		Abertura	Nada	< 0,1 mm	0,1-1,0 mm	1-5 mm	> 5 mm		
		Puntuación	6	5	3	1	0		
		Rugosidad	Muy rugosa	Rugosa	Ligeramente rugosa	Ondulada	Suave		
		Puntuación	6	5	3	1	0		
		Relleno	Ninguno	Relleno duro < 5 mm	Relleno duro > 5 mm	Relleno blando < 5 mm	Relleno blando > 5 mm		
		Puntuación	6	4	2	2	0		
		Alteración	Inalterada	Ligeramente alterada	Moderadamente alterada	Muy alterada	Descompuesta		
		Puntuación	6	5	3	1	0		
5	Agua freática	Caudal por 10 m de túnel	Nulo	< 10 litros/min	10-25 litros/min	25-125 litros/min	> 125 litros/min		
		Relación: Presión de agua/Tensión principal mayor	0	0-0,1	0,1-0,2	0,2-0,5	> 0,5		
		Estado general	Seco	Ligeramente húmedo	Húmedo	Gotcando	Agua fluyendo		
	Puntuación		15	10	7	4	0		

# Clasificación RMR

## Corrección por la orientación de las discontinuidades

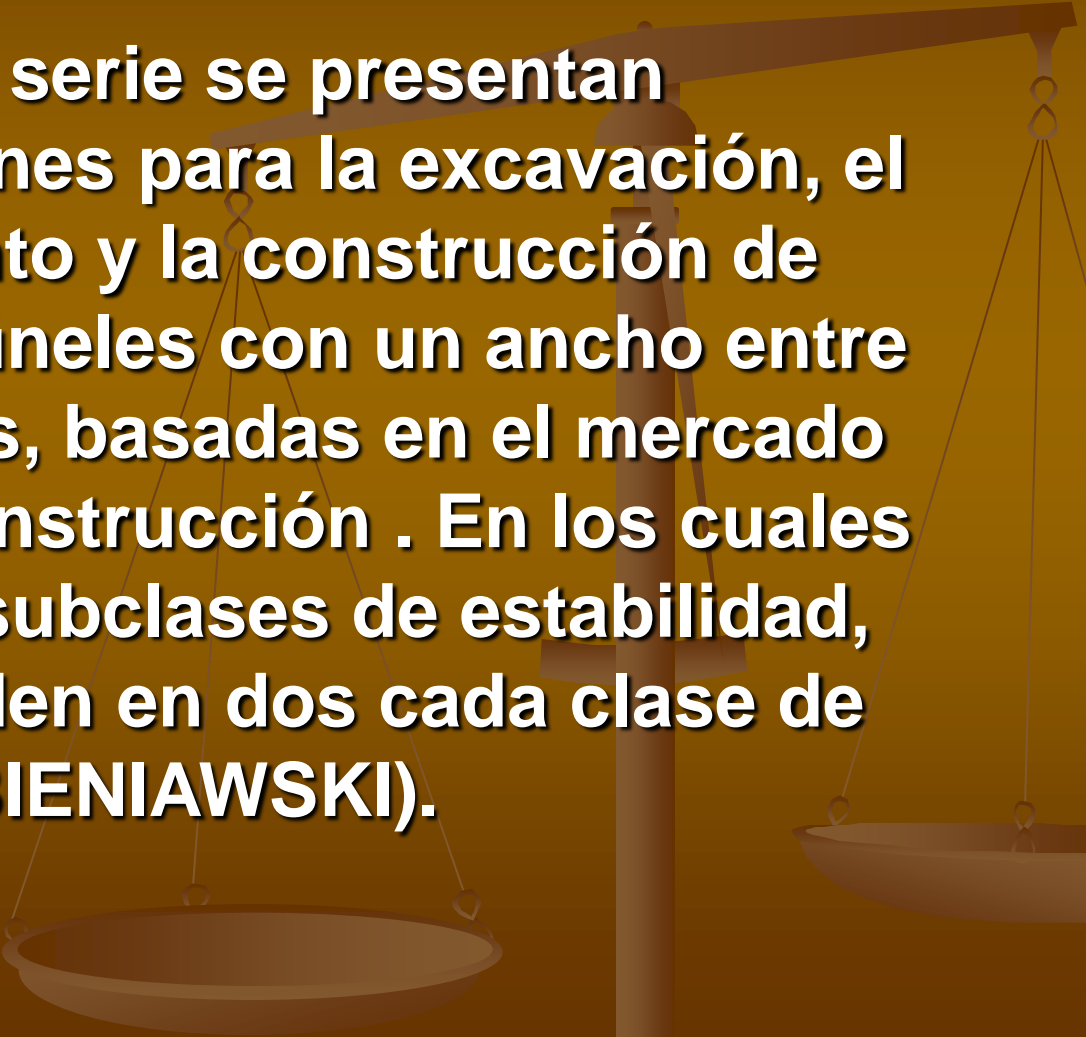
Dirección y buzamiento		Muy favorables	Favorables	Medias	Desfavorables	Muy desfavorables
Puntuación	Túneles	0	-2	-5	-10	-12
	Cimentaciones	0	-2	-7	-15	-25
	Taludes	0	-5	-25	-50	-60

## Clasificación

Clase	I	II	III	IV	V
Calidad	Muy buena	Buena	Media	Mala	Muy mala
Puntuación	100-81	80-61	60-41	40-21	< 20

## Calidad de macizos rocosos en relación al índice RMR

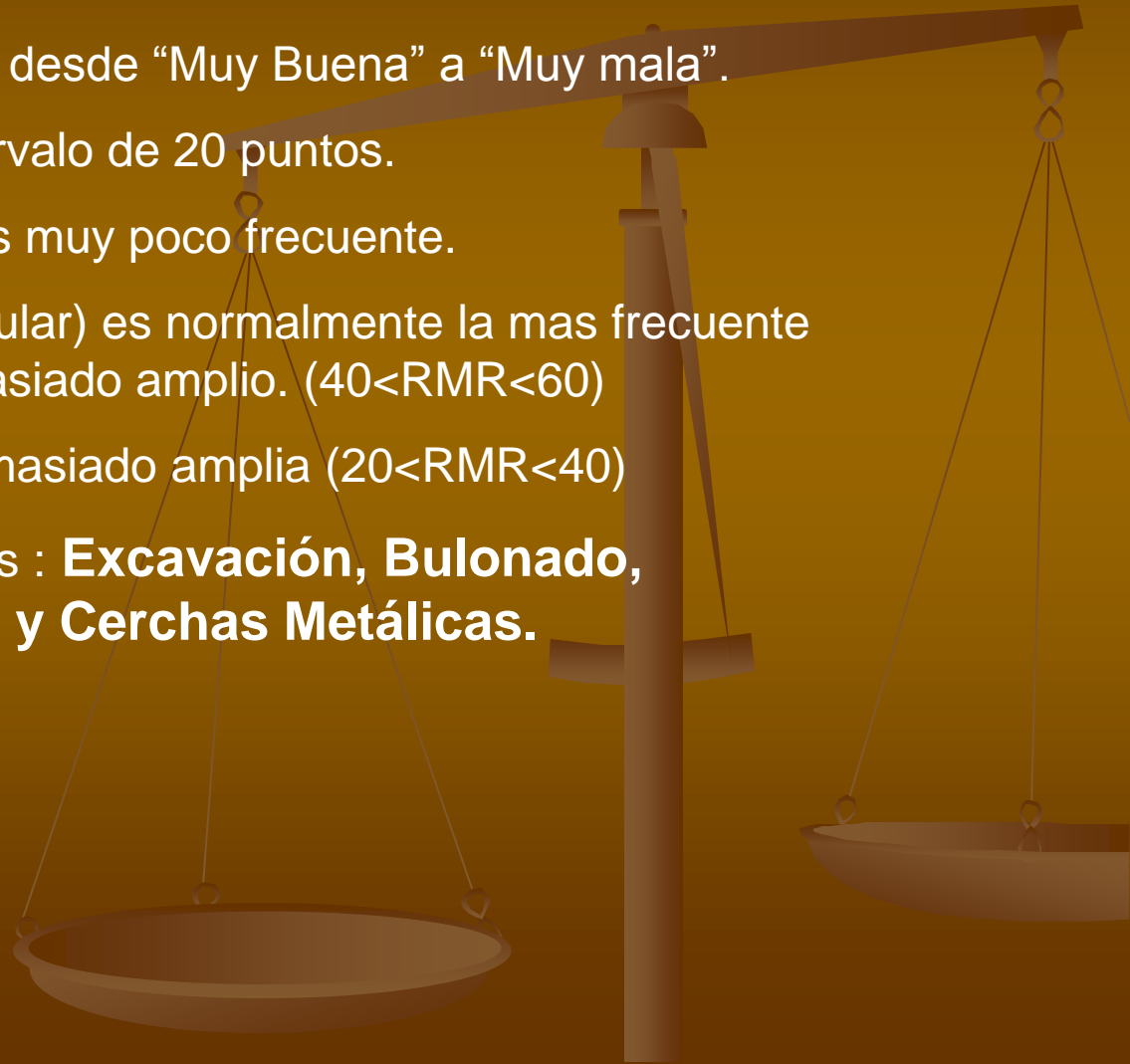
Clase	Calidad	Valoración RMR	Cohesión	Ángulo de rozamiento
I	Muy Buena	100-81	$> 4 \text{ kg/cm}^2$	$> 45^\circ$
II	Buena	80-61	$3-4 \text{ kg/cm}^2$	$35^\circ-45^\circ$
III	Media	60-41	$2-3 \text{ kg/cm}^2$	$25^\circ-35^\circ$
IV	Mala	40-21	$1-2 \text{ kg/cm}^2$	$15^\circ-25^\circ$
V	Muy mala	$< 20$	$< 1 \text{ kg/cm}^2$	$< 15^\circ$



**En esta serie se presentan recomendaciones para la excavación, el sostenimiento y la construcción de boquillas de túneles con un ancho entre 10 y 14 metros, basadas en el mercado actual de la construcción . En los cuales se utilizaran subclases de estabilidad, (que subdividen en dos cada clase de BIENIAWSKI).**

# DIVISION DE LA CLASIFICACION DE BIENIAWSKI (1989) EN SUBCLASES

- Siempre se ha dividido el índice RMR dentro de 5 clases (I, II, III, IV, V).
- Sus denominaciones van desde “Muy Buena” a “Muy mala”.
- Cada clase cubre un intervalo de 20 puntos.
- La clase I (Muy buena) es muy poco frecuente.
- La clase III (Media o Regular) es normalmente la mas frecuente pero cubre un rango demasiado amplio. ( $40 < \text{RMR} < 60$ )
- La clase IV (Mala) es demasiado amplia ( $20 < \text{RMR} < 40$ )
- Posee nuevos parámetros : **Excavación, Bulonado, Hormigón Proyectado y Cerchas Metálicas.**





# CLASIFICACIÓN SMR PARA TALUDES (M. Romana)

CLASIFICACIÓN SMR PARA TALUDES  
(M. Romana)



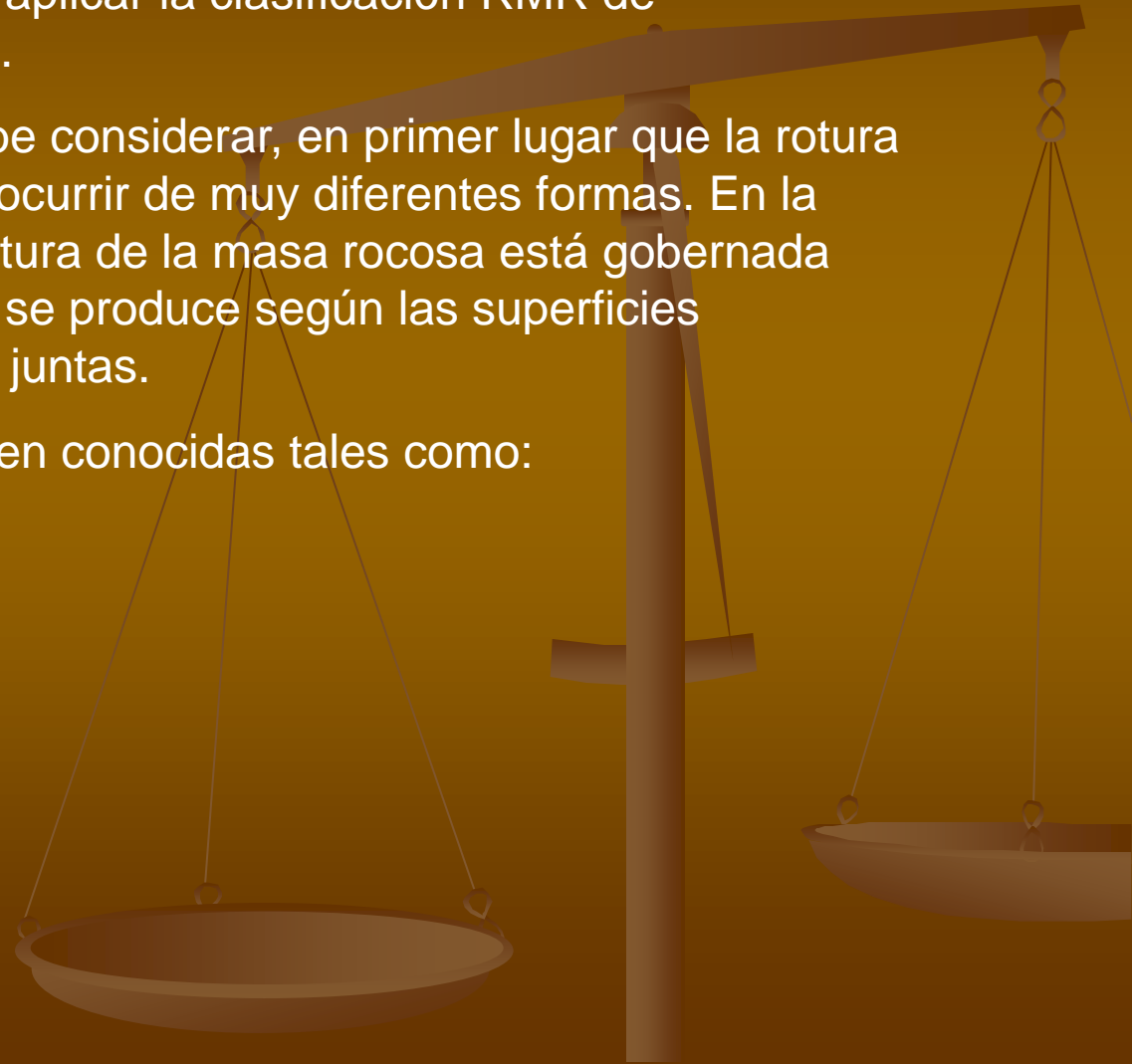
## RESUMEN:

La clasificación SMR es un método de determinación de los factores de ajuste adecuados para aplicar la clasificación RMR de BIENIAWSKI a los taludes.

Cualquier clasificación debe considerar, en primer lugar que la rotura de un talud rocoso puede ocurrir de muy diferentes formas. En la mayoría de los casos la rotura de la masa rocosa está gobernada por las discontinuidades y se produce según las superficies formadas por una o varias juntas.

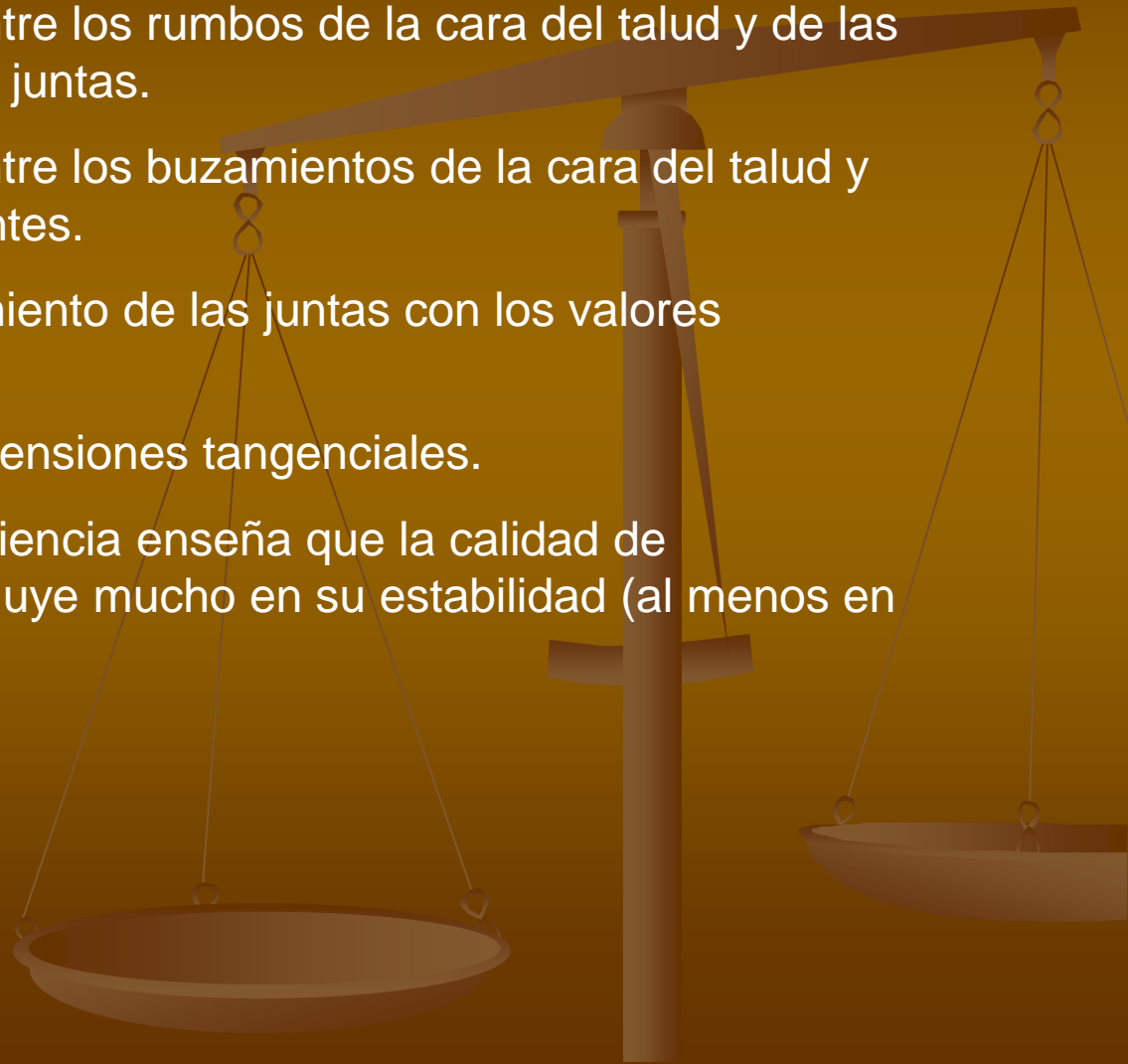
Las formas básicas son bien conocidas tales como:

- **Roturas planas**
- **Roturas en cuña**
- **Roturas por vuelco**
- **Roturas globales**



## PARAMETROS DE CLASIFICACION

- Caracterización global de la masa rocosa
- Valor de la diferencia entre los rumbos de la cara del talud y de las familias predominantes de juntas.
- Valor de la diferencia entre los buzamientos de la cara del talud y de las familias predominantes.
- Relación entre el buzamiento de las juntas con los valores normales de la fricción.
- Comparación entre las tensiones tangenciales.
- Adicionalmente la experiencia enseña que la calidad de excavación de un talud influye mucho en su estabilidad (al menos en la zona superficial).



# INDICE SMR

Se obtiene del índice RMR básico sumando un "factor de ajuste", que es función de la orientación de las juntas (y producto de tres subfactores) y un "factor de excavación" que depende del método utilizado:

$$\text{SMR} = \text{RMR} + (\text{F1} \times \text{F2} \times \text{F3}) + \text{F4}$$

**RMR** (rango de 0 a 100) se calcula de acuerdo con los coeficientes de BIENIAWSKI (1979), como la suma de las valoraciones correspondientes a cinco parámetros:

- Resistencia a compresión simple de la matriz rocosa.
- RQD (medido en sondeos o estimado).
- Espaciamiento de las juntas.
- Condición de las juntas (rugosidad, persistencia, apertura, meteorización, rellenos...).
- Flujo de agua a través de las juntas (estando en las peores condiciones posibles)

VALORES DEL RMR (BIENIAWSKI, 1979)							
PARÁMETROS	INTERVALO DE VALORES						
Resistencia de la roca intacta a Compresión Simple	> 250 MPa	100-250 MPa	50-100 MPa	25-50 MPa	5-25 MPa	1-5 MPa	< 1 MPa
Valoración	15	12	7	4	2	1	0
RQD	90%-100%	75%-90%	50%-75%	25%-50%	< 25%		
Valoración	20	17	13	8	3		
Separación entre juntas	> 2 m	0,6-2 m	200-600 mm	60-200 mm	< 60 mm		
Valoración	20	15	10	8	5		
Condición de las juntas	Muy rugosas No continuas Cerradas Bordes sanos y duros	Algo rugosas Separación < 1mm Bordes algo meteorizados	Algo rugosas Separación < 1mm Bordes muy meteorizados	Espejos de falla o Relleno < 5 mm o Separación 1-5 mm Continuas	Relleno blando > 5 mm o Separación >5 mm Continuas		
Valoración	30	25	20	10	0		
Flujo de agua en las juntas	Secas 0,0	Ligeramente húmedas 0,0-0,1	Húmedas 0,1-0,2	Goteando 0,2-0,5	Fluyendo 0,5		
Valoración	15	10	7	4	0		

Nota. Se ha eliminado de la tabla la mención al índice de compresión puntual porque se ha comprobado que la relación entre dicho índice y la resistencia a compresión es bastante inferior a 25 (valor usado por BIENIAWSKI) y ni siquiera es constante (ROMANA, 1996)



## FACTOR DE AJUSTE PARA LAS JUNTAS (ROMANA, 1985)

Caso		Muy favorable	Favorable	Normal	Desfavorable	Muy desfavorable
P T	$ aj-as $ $ aj-as-180° $	$> 30°$	$30°-20°$	$20°-10°$	$10°-5°$	$< 5°$
P/T	F1	0,15	0,40	0,70	0,85	1,00
P	$ bj $	$< 20°$	$20°-30°$	$30°-35°$	$35°-45°$	$> 45°$
	F2	0,15	0,40	0,70	0,85	1,00
T	F2	1	1	1	1	1
P T	$bj-bs$ $bj+bs$	$> 10°$ $< 110°$	$10°-0°$ $110°-120°$	$0°$ $> 120°$	$0°-(-10°)$	$< -10°$ --
P/T	F3	0	-6	-25	-50	-60

<b>P:</b> Rotura Plana <b>T:</b> Rotura por vuelco	<b>as:</b> dirección de buzamiento del talud <b>bs:</b> buzamiento del talud	<b>aj:</b> dirección de buzamiento de las juntas <b>bj:</b> buzamiento de las juntas
---	---	---

**F1** =  $(1 - \text{sen } aj - as)^2$ , depende del paralelismo entre el rumbo de las juntas y de la cara del talud.

**F2** =  $(\text{tg}^2 \text{ } bj)^2$ , depende del buzamiento de la junta en la rotura plana.

**F3** refleja la relación entre los buzamientos de la junta y el talud.

### FACTOR DE AJUSTE SEGUN EL MÉTODO DE EXCAVACIÓN (ROMANA, 1985)

Método	Talud natural	Precorte	Voladura suave	Voladura o mecánico	Voladura deficiente
F4	+15	+10	+8	0	-8

### CLASES DE ESTABILIDAD SEGÚN EL SMR (ROMANA, 1985)

Clase nº	V	IV	III	II	I
SMR	0-20	21-40	41-60	61-80	81-100
Descripción	Muy mala	Mala	Norma	Buena	Muy buena
Estabilidad	Totalmente inestable	Inestable	Parcialmente estable	Estable	Totalmente estable
Roturas	Grandes roturas por planos continuos o por la masa	Juntas o grandes cuñas	Algunas juntas o muchas cuñas	Algunos bloques	Ninguna
Tratamiento	Reexcavación	Corrección	Sistemático	Ocasional	Ninguno

Los valores límites del SMR encontrados empíricamente para cada forma de rotura son:

#### Roturas planas

SMR > 60	Ninguna
60 > SMR > 40	Importantes
40 > SMR > 15	Muy grandes

#### Roturas por vuelco

SMR > 65	Ninguna
65 > SMR > 50	Menores
40 > SMR > 30	Muy grandes

#### Roturas en cuña

SMR > 75	Muy pocas
75 > SMR > 49	Algunas
55 > SMR > 40	Muchas

#### Roturas completas (tipo suelo)

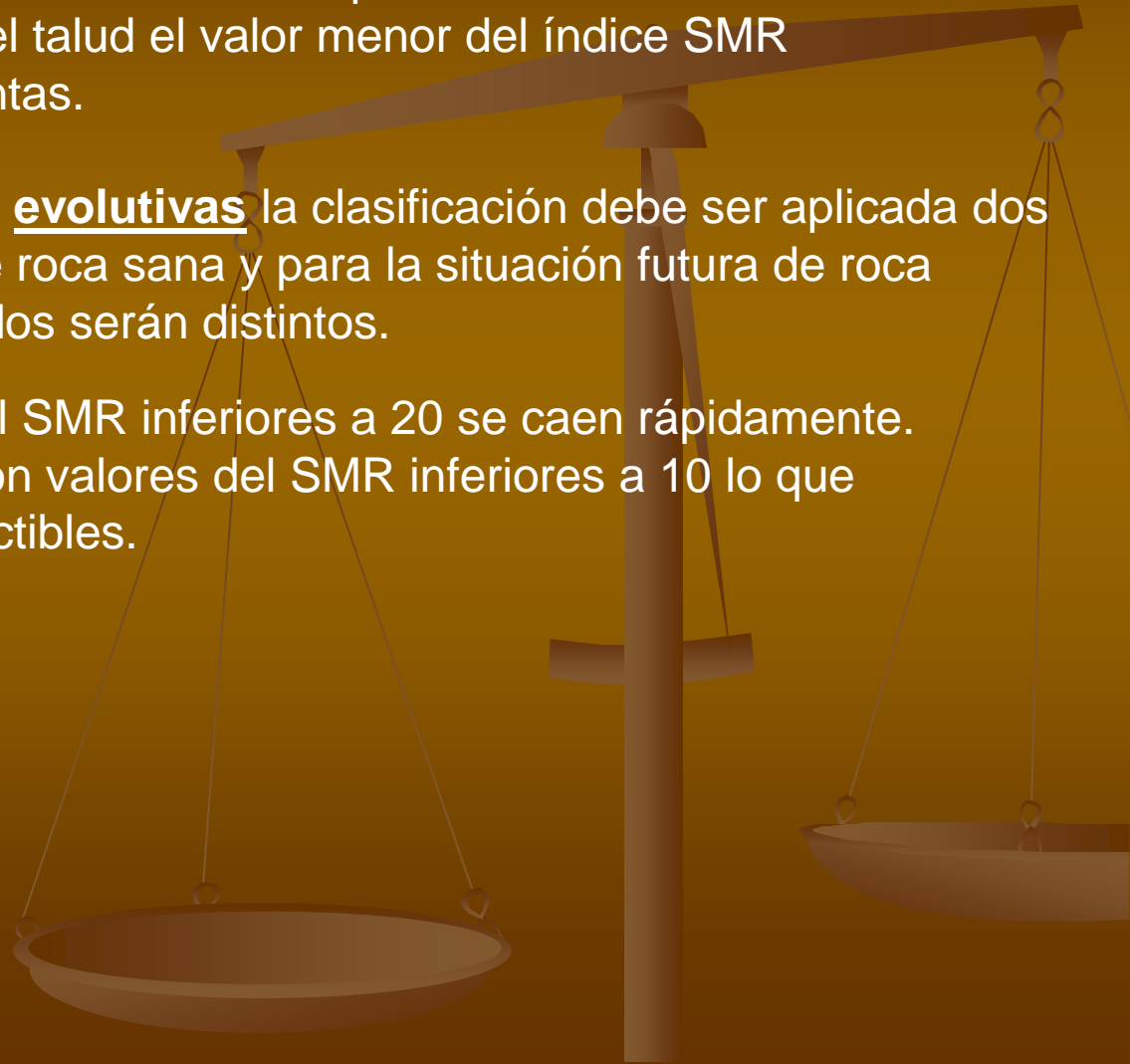
SMR > 30	Ninguna
30 > SMR > 10	Posible

## OBSERVACIONES:

La clasificación no tiene instrucciones específicas para las roturas en cuña. El procedimiento a seguir es obtener el índice SMR para cada una de las familias de las juntas. Se adoptará para el talud el valor menor del índice SMR obtenido para cada familia de juntas.

En rocas meteorizadas y en las evolutivas la clasificación debe ser aplicada dos veces: para la situación inicial de roca sana y para la situación futura de roca meteorizada. Los índices obtenidos serán distintos.

Todos los taludes con valores del SMR inferiores a 20 se caen rápidamente. No se han encontrado taludes con valores del SMR inferiores a 10 lo que indica que no son físicamente factibles.



# Cómo organizar el trabajo en el campo



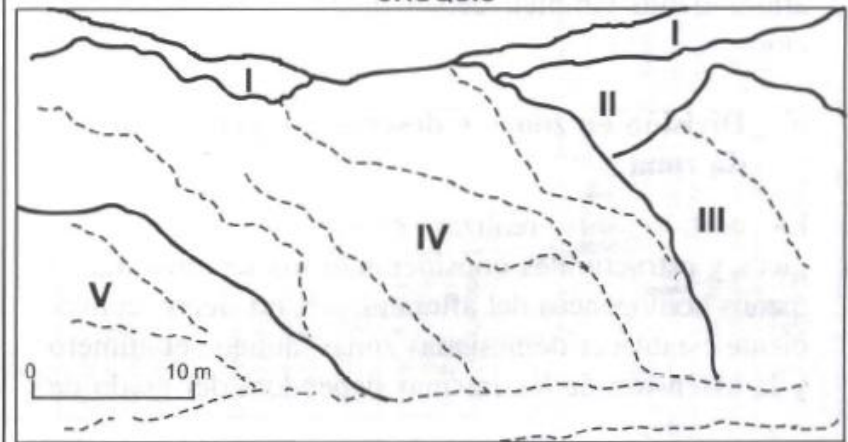
# Parte 1 de la hoja de campo

PROYECTO:		ESTACIÓN:		HOJA/PLANO:				
REALIZADO POR:		LOCALIZACIÓN:		FOTO:				
FECHA:								
LITOLOGÍA	NATURALEZA:			POTENCIA:		FORMACIÓN Y EDAD:		
	NATURALEZA Y TEXTURA:			MORFOLOGÍA:		ESPESOR:		
FORMACIONES SUPERFICIALES ESTRUCTURA	PLIEGUES		FALLAS		OTROS			
	BLOQUES Jv Juntas/m <sup>3</sup>		Muy grandes < 1	Grandes 1-3	Medios 3-10	Pequeños 10-30	Muy pequeños >30	Muy brechificado > 60
FRACTURACIÓN								
RESISTENCIA DE MATRIZ ROCOSA	Extremadam. blanda (Uña) 0	Muy blanda (Navaja) 1	Blanda (Punta martillo) 2	Media (1 Golpe martillo) 3	Dura (+ 1 Golpe martillo) 4	Muy dura (Varios golpes) 5	Extremadam. dura (Sólo raya con martillo) 6	
GRADOS DE METEORIZACIÓN	I Sana		II Algo meteorizada		III Medianamente meteorizada		IV Muy meteorizada	
							V Completamente meteorizada	
							VI Suelo residual	
HIDROGEOLOGÍA	Sin presencia de agua		Seco (con señales de agua)		Húmedo		Goteos	
							Flujo	
RESISTENCIA "R" ESCLERÓMETRO	30	42	30	50	45	38	40	OBSERVACIONES:

FOTO



CROQUIS





# Parte 2 de la hoja de campo

ESTACIÓN Nº 14	ESPACIADO en mm		CONTINUIDAD		ABERTURA en mm	RUGOSIDAD	RELLENOS												
			Rumbo	Buzamiento			Meteorización		Filtraciones		Resistencia								
TIPO DE PLANO	DIRECCIÓN DE BUZAMIENTO (°)	BUZAMIENTO (°)																	
↓ 60	90																		
↓ 90	30																		
↓ 120	80																		
↓ 35	85																		
↓ 280	60																		
↓ 15	90																		
↓ 325	30																		
↓ 330	10																		
↓ 255	75																		
↓ 255	90																		
↓ 282	25																		
↓ 295	60																		
↓ 295	75																		
↓ 65	75																		
↓ 265	90																		
↓ 70	40																		
↓ 210	90																		
↓ 270	85																		
↓ 355	40																		
↓ 190	80																		
↓ 270	70																		

<b>TIPO DE PLANO</b>	S <sub>0</sub> -Estratificación	J <sub>1</sub> ...J <sub>n</sub> -Juntas	<b>RELLENO</b>	S-Arena	B-Brecha	Q-Cuarzo	O-Oxidos
	S <sub>1</sub> -Esquistosidad	F <sub>1</sub> ...F <sub>n</sub> -Fallas	G-Gravas	A-Arcillas	M-Milonita	C-Calcita	F-Feldespatos

RESISTENCIA AL PENETRÓMETRO DE BOLSILLO kg/cm<sup>2</sup>



# Clasificación de las rocas para usos geotécnicos

Tamaño de grano, mm	Rocas estratificadas (mayormente sedimentarias)					Rocas con foliación			Rocas con estructura masiva y textura cristalina (mayormente ígneas)					Tamaño de grano, mm							
Mayor de 20	Descripción por tamaño de grano	CONGLOMERADO Cantos rodados, bolos y gravas cementadas por una matriz fina.		>50% de los granos son carbonatos	>50% de los granos son de rocas volcánicas de grano fino	ROCAS SALINAS	Descripción por tamaño de grano	GNEISS Foliación bien desarrollada frecuentemente muy espaciada.	Descripción por tamaño de grano	PEGMATITA GRANITO DIORITA	Estas rocas a veces son porfíricas y entonces se describen como granitos porfíricos	GABRO	Piroxenita	Mayor de 20							
20	RUDITAS	BRECHA Fragmentos irregulares de roca en una matriz fina.	CALIZA	Calcirudita	Fragmentos de productos volcánicos en una matriz fina. Granos redondeados AGLOMERADO Granos angulosos. BRECHA VOLCÁNICA									Halita	GRUESO	MÁRMOL CUARCITA Granulita CORNEANA Anfibolita Serpentina	GRUESO	MICRO-GRANITO MICRO-DIORITA	A veces son porfíricos y se describen como pórfidos	Dolerita	20
6																					ARENITAS
2	ARENITAS	ARENISCA Granos angulosos o redondeados, cementados por minerales de arcilla, carbonáticos o de hierro. Cuarzita: granos de cuarzo y cemento silíceo. Arcosa: mayoría de gravas feldespáticas. Grauvaca: diversos fragmentos de roca.	DOLOMIA	Calcarenita	Ceniza volcánica cementada TOBA	Yeso	MEDIO	MEDIO	MICRO-GRANITO MICRO-DIORITA	A veces son porfíricos y se describen como pórfidos	Dolerita	2									
0,6												ARENITAS	ARENISCA Granos angulosos o redondeados, cementados por minerales de arcilla, carbonáticos o de hierro. Cuarzita: granos de cuarzo y cemento silíceo. Arcosa: mayoría de gravas feldespáticas. Grauvaca: diversos fragmentos de roca.	DOLOMIA	Calcarenita	Ceniza volcánica cementada TOBA	Yeso	MEDIO	MEDIO	MICRO-GRANITO MICRO-DIORITA	A veces son porfíricos y se describen como pórfidos
0,2	ARENITAS	ARENISCA Granos angulosos o redondeados, cementados por minerales de arcilla, carbonáticos o de hierro. Cuarzita: granos de cuarzo y cemento silíceo. Arcosa: mayoría de gravas feldespáticas. Grauvaca: diversos fragmentos de roca.	DOLOMIA	Calcarenita	Ceniza volcánica cementada TOBA	Yeso	MEDIO	MEDIO	MICRO-GRANITO MICRO-DIORITA	A veces son porfíricos y se describen como pórfidos	Dolerita										
0,06												LUTITAS	MASIVAS LIMOLITA	CARBONATADAS	Limolita cálcica	TOBA de grano fino	CRETAS	FINO	FILITA Foliación ligeramente ondulada	FINO	RIOLITA ANDESITA
0,002	LUTITAS	LAMINADAS ARCILLITA	CARBONATADAS	Calcilutita	TOBA de grano grueso	CRETAS	FINO	PIZARRA Planos de foliación bien desarrollados	FINO	RIOLITA ANDESITA	A veces son porfíricos y se describen como pórfidos										
Menor de 0,002												Amorfo o Criplo cristalino	Silex: aparece como bandas o nódulos en la creta. Chert: aparece como módulos y bandas en limolitas y calcarenitas.					CARBÓN	MILONITA Asociado a zonas de falla, principalmente en áreas ígneas y metamórficas		Obsidiana
Amorfo o Criplo cristalino	Silex: aparece como bandas o nódulos en la creta. Chert: aparece como módulos y bandas en limolitas y calcarenitas.						LIGNITO														
												Cemento granular excepto rocas amorfas						CRISTALINAS	Claro ← Color → Oscuro		
	SILÍCEAS				SILÍCEAS		SILÍCEAS	Principalmente SILÍCEAS		ÁCIDA Mucho cuarzo	INTERMED. Algo de cuarzo	BÁSICA Poco o Nada de cuarzo	ULTRA BÁSICA								

## Continuación del cuadro anterior

### ROCAS SEDIMENTARIAS

Las rocas con cemento granular presentan gran variación de resistencia, algunas areniscas son más resistentes que muchas rocas ígneas. La estratificación puede no observarse en muestras de mano sino en afloramiento. Sólo las rocas sedimentarias y algunas rocas metamórficas derivadas de ellas contienen fósiles. Las rocas calcáreas contienen calcita ( $\text{CO}_3\text{Ca}$ ) que se reconoce por su efervescencia con ácido clorhídrico diluido.

### ROCAS METAMÓRFICAS

Se distinguen por su foliación. La foliación en los gneises se observa mejor en el afloramiento. Las rocas metamórficas sin foliación son muy difíciles de reconocer. Cualquier roca generada por metamorfismo de contacto se describen como corneanas y generalmente son algo más resistentes que la roca original.

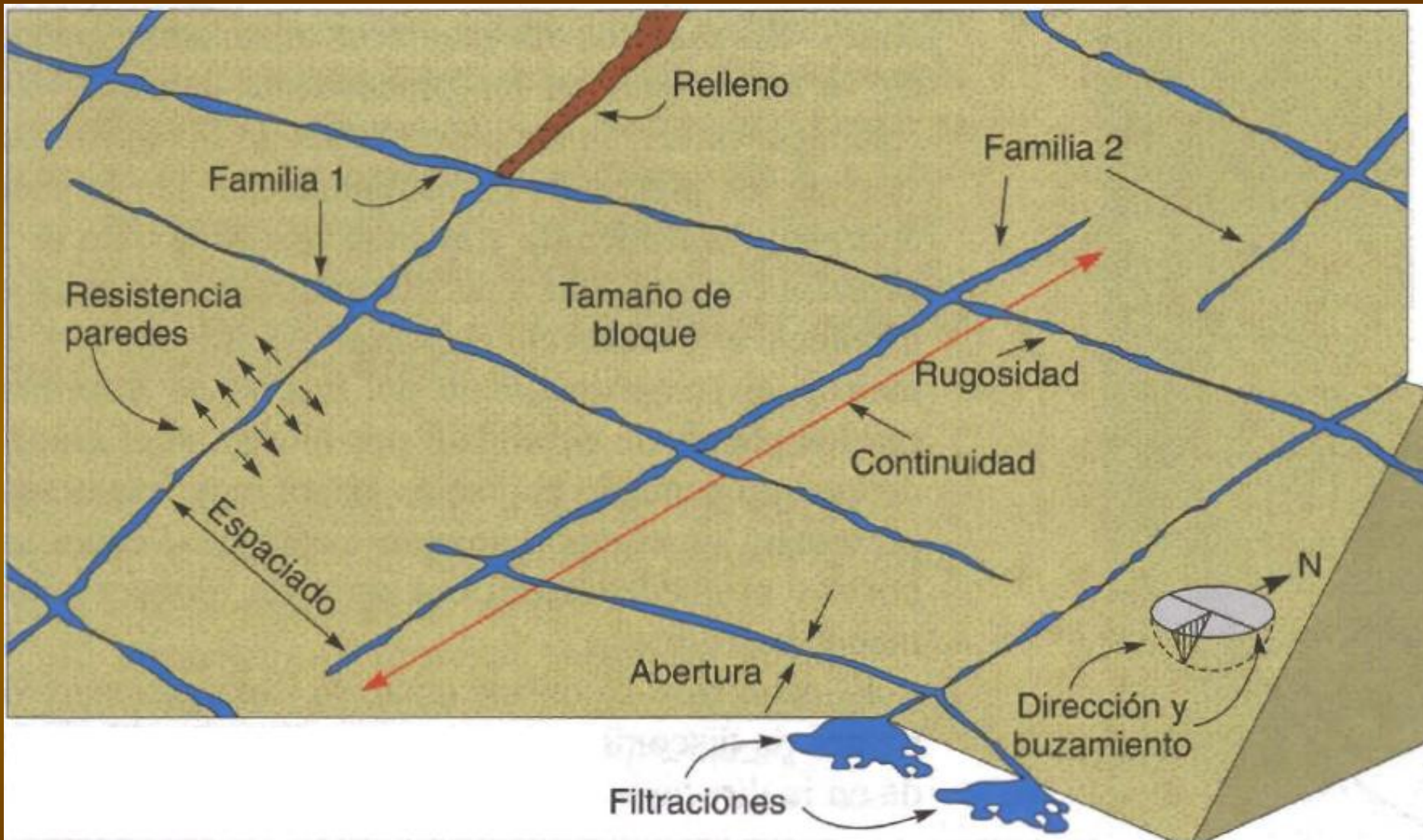
### ROCAS ÍGNEAS

Constituidas por granos minerales fuertemente unidos. Elevada resistencia cuando aparecen sanos; no poros.

Aparecen como: 1. Batolitos; 2. Lacolitos; 3. Sills; 4. Diques; 5. Flujos de lava; 6. Filones.

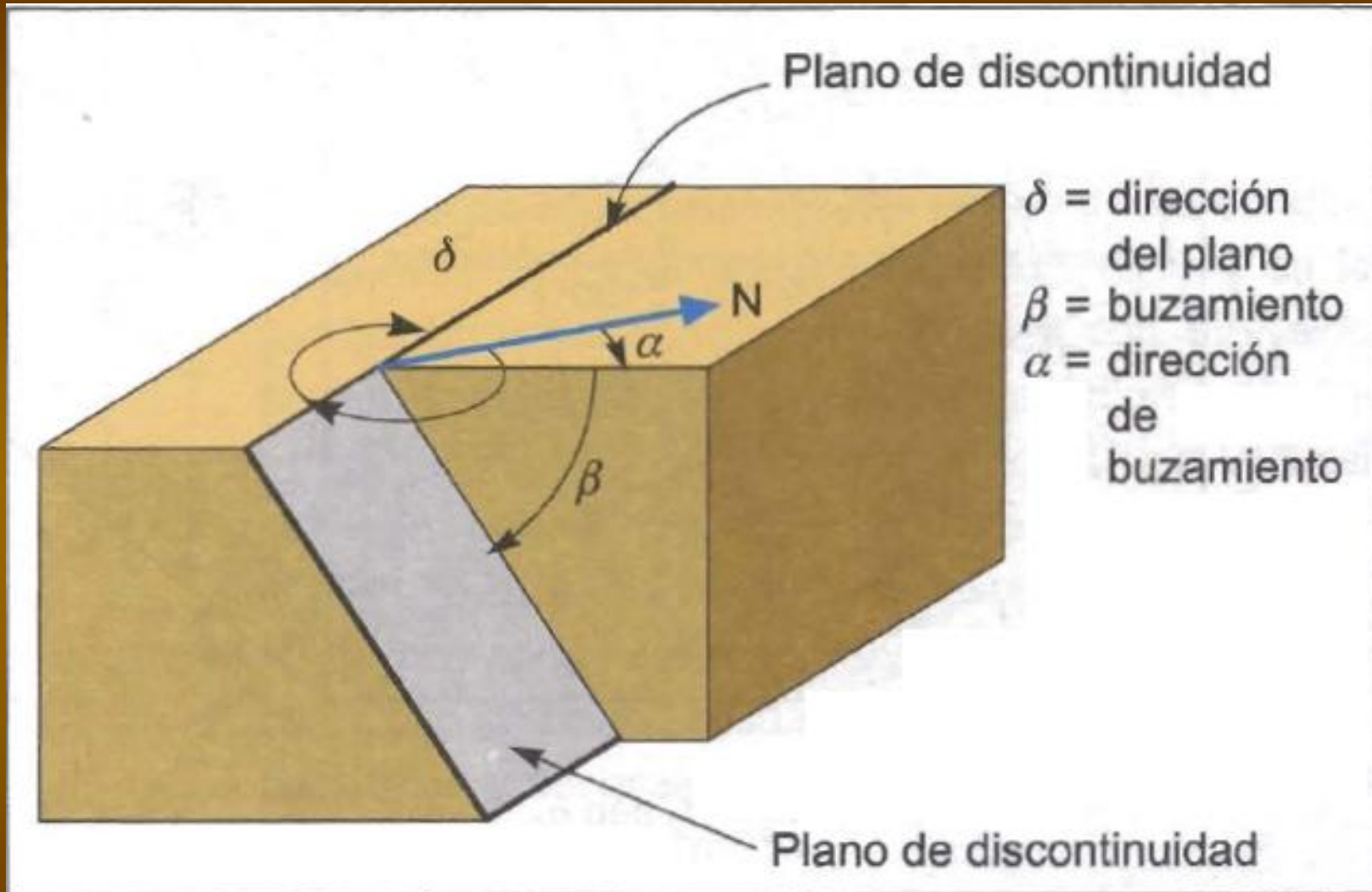


# ESTUDIO DE LAS DISCONTINUIDADES



Representación esquemática de las propiedades geométricas de las discontinuidades

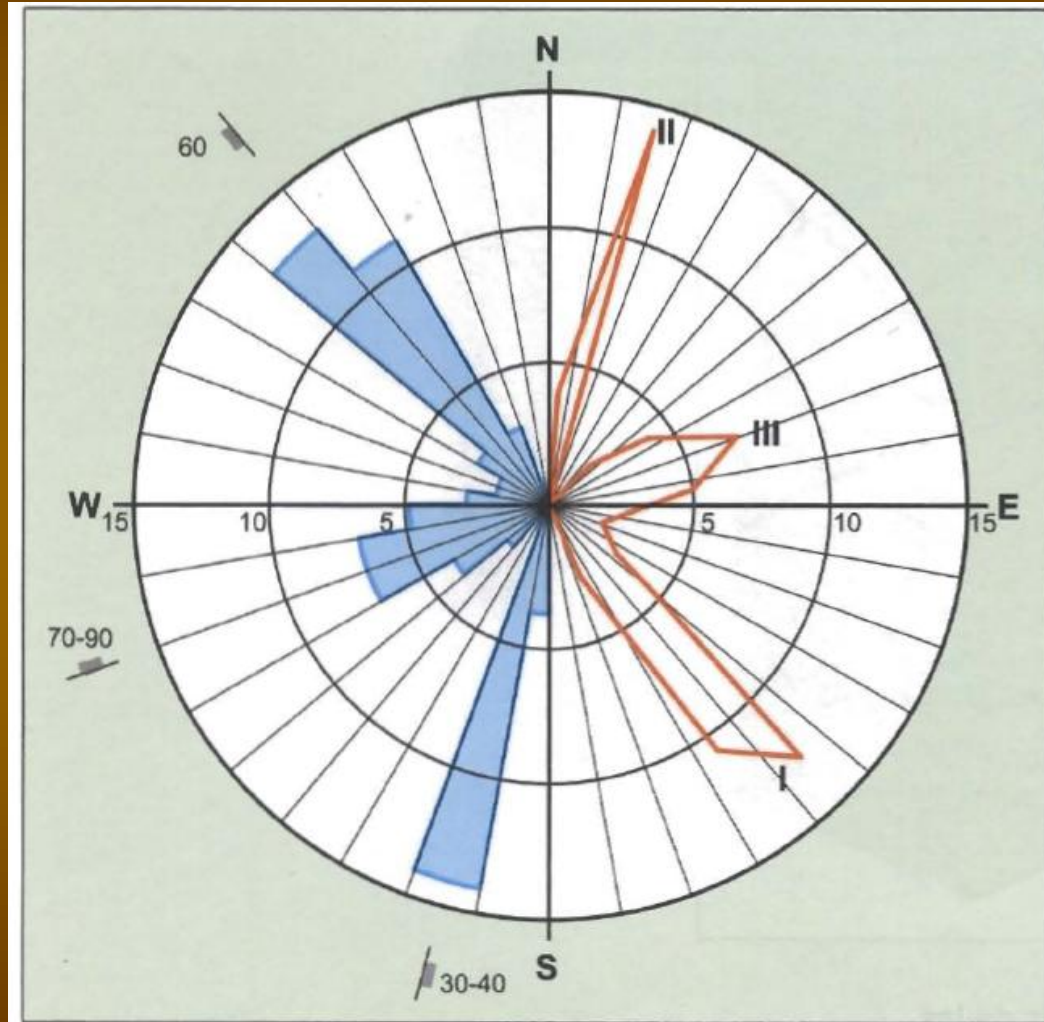
# ESTUDIO DE LAS DISCONTINUIDADES



Medida de la orientación de discontinuidades



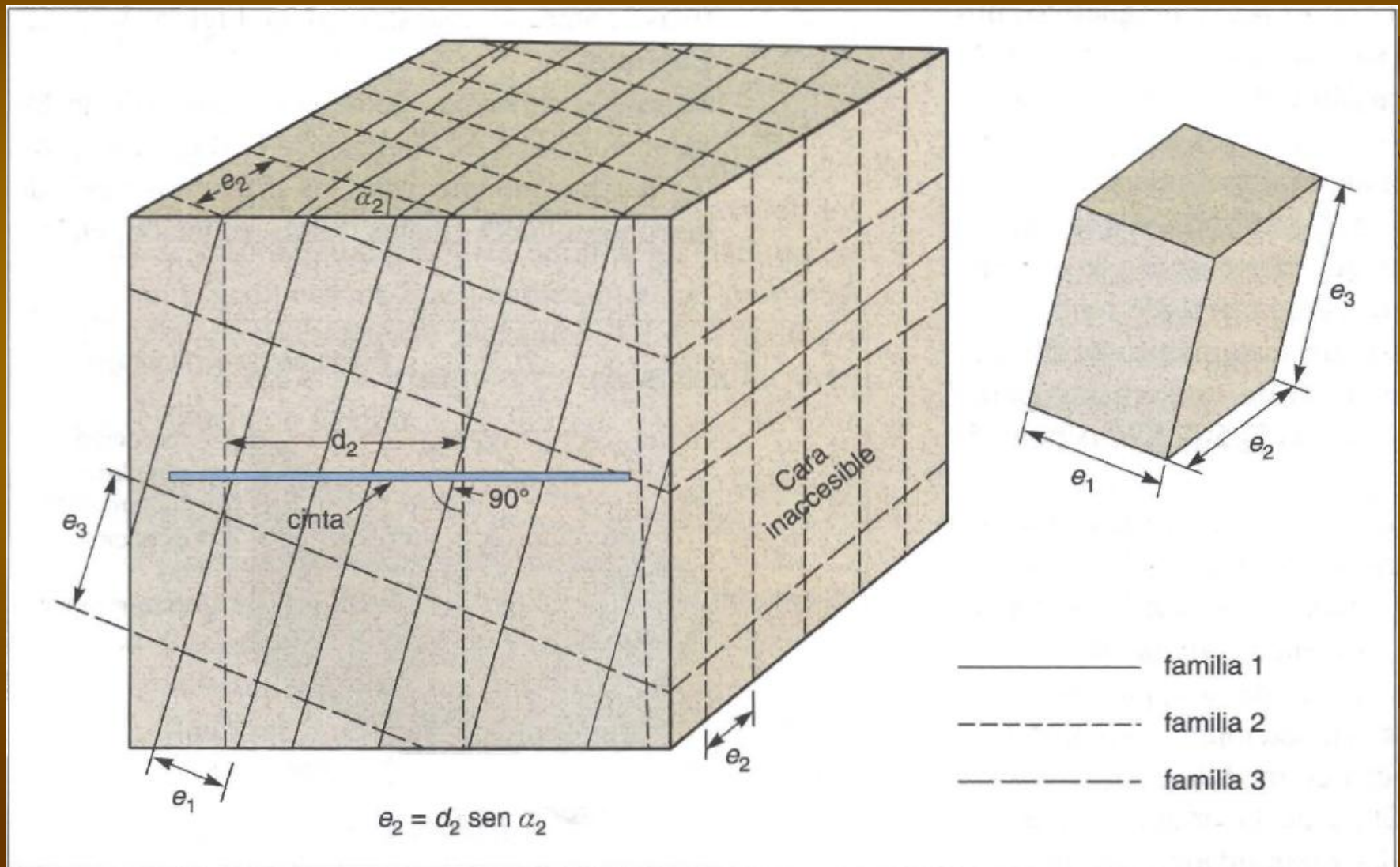
# ESTUDIO DE LAS DISCONTINUIDADES



Representación de datos de orientación en un diagrama de rosetas según dos métodos (ISRM, 1981).

# DETERMINACION DEL ESPACIADO DE LAS DISCONTINUIDADES

El espaciado de las discontinuidades determina el tamaño de los bloques en la masa rocosa y por tanto define el comportamiento geomecánico que tendrá



Colocando la cinta métrica perpendicular a las trazas de los planos de cada familia, se mide la distancia  $d$ , que deberá ser corregida para calcular el espaciado real:

$$e = d \cdot \text{sen } \alpha$$

siendo  $e$  el espaciado real,  $d$  la distancia media medida con la cinta y  $\alpha$  el ángulo entre la línea de medición y la dirección de la familia.

El espaciado se describe según los términos del Cuadro

### Descripción del espaciado

Descripción	Espaciado
Extremadamente junto	< 20 mm
Muy junto	20-60 mm
Junto	60-200 mm
Moderadamente junto	200-600 mm
Separado	600-2.000 mm
Muy separado	2.000-6.000 mm
Extremadamente separado	> 6.000 mm





# La continuidad

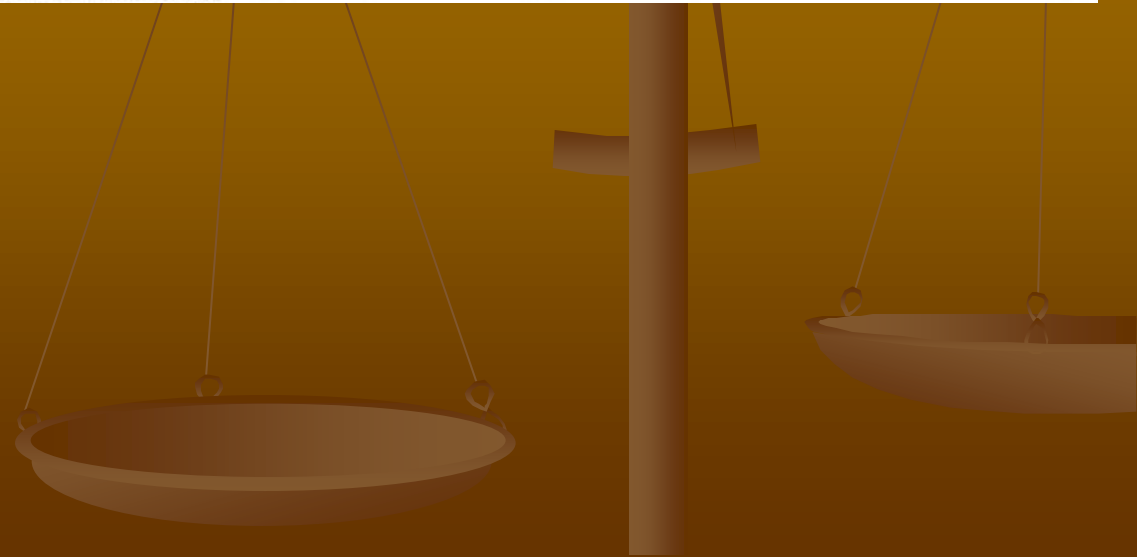
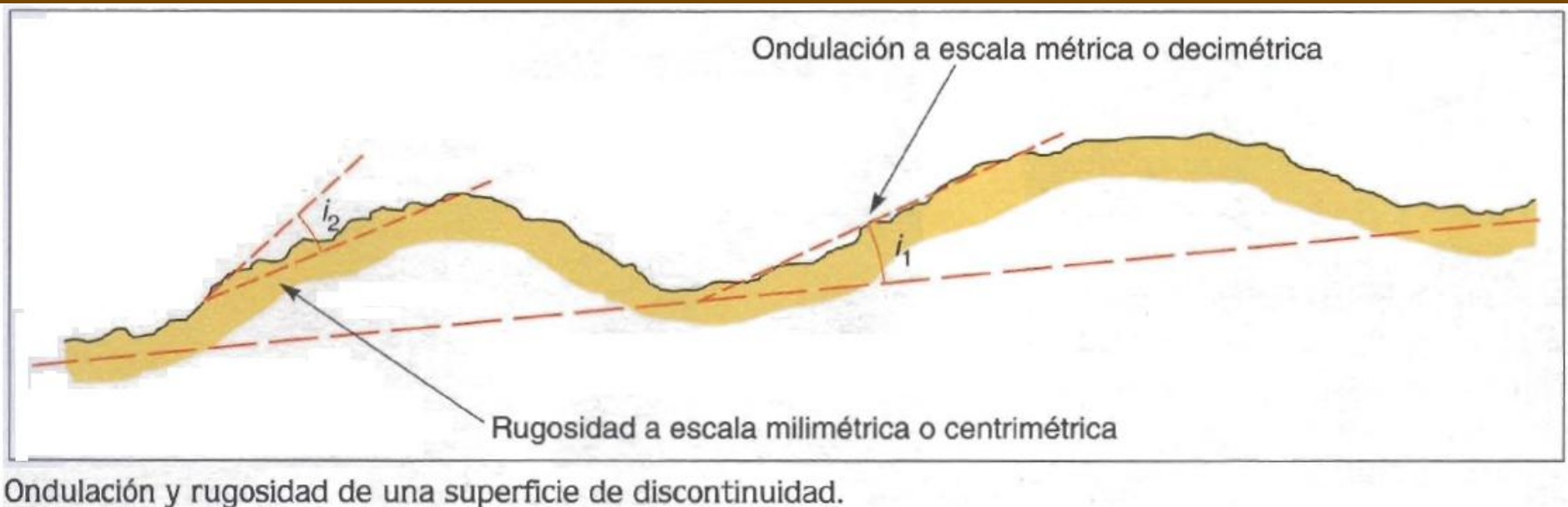
## Descripción de la continuidad

Continuidad	Longitud
Muy baja continuidad	< 1 m
Baja continuidad	1-3 m
Continuidad media	3-10 m
Alta continuidad	10-20 m
Muy alta continuidad	> 20 m

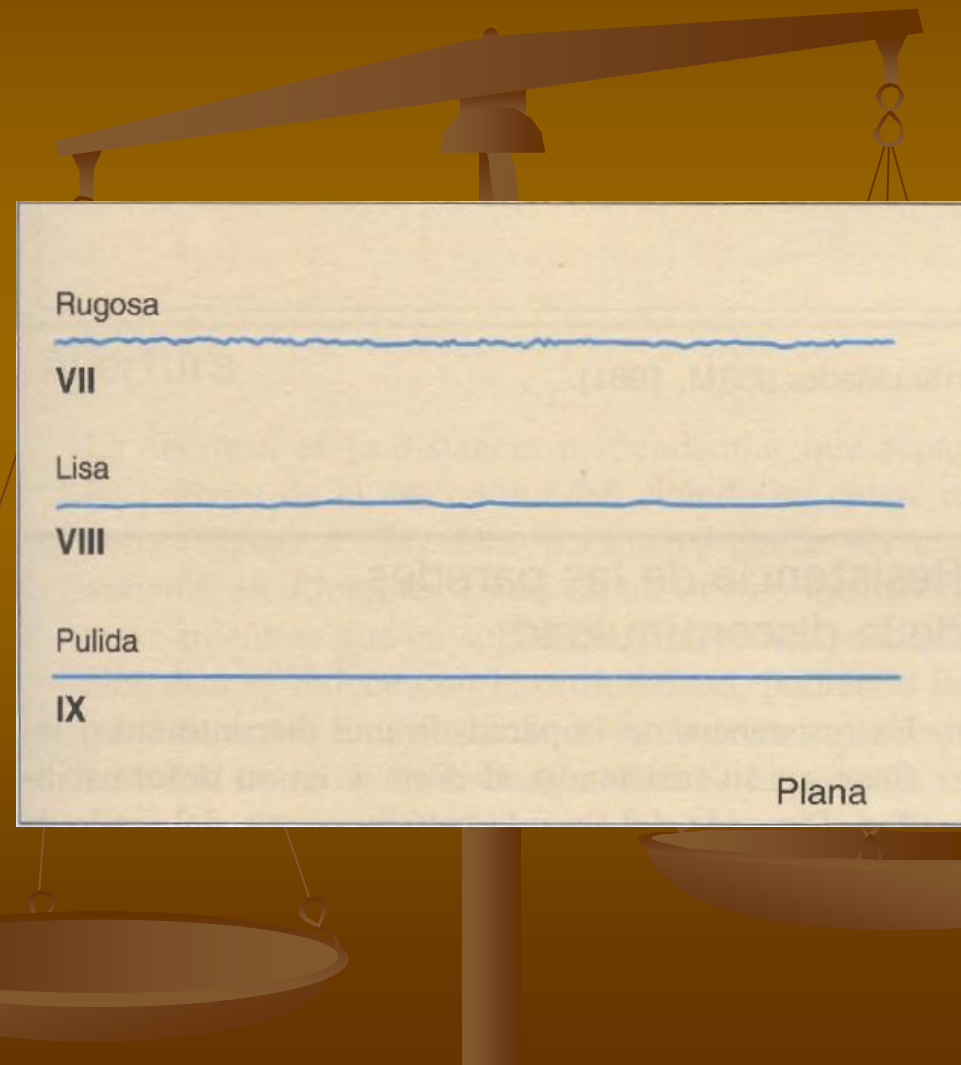
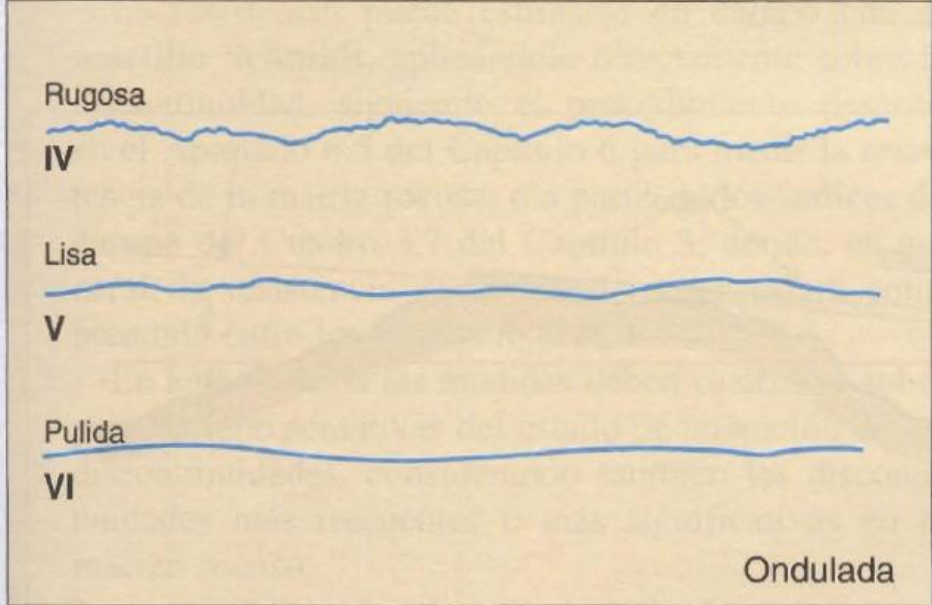
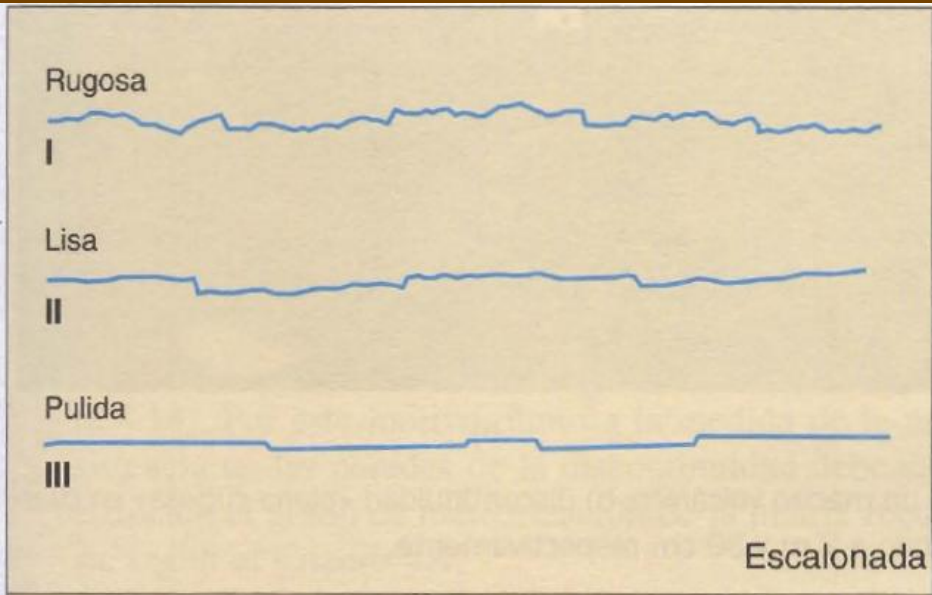
(ISRM, 1981).



# La rugosidad

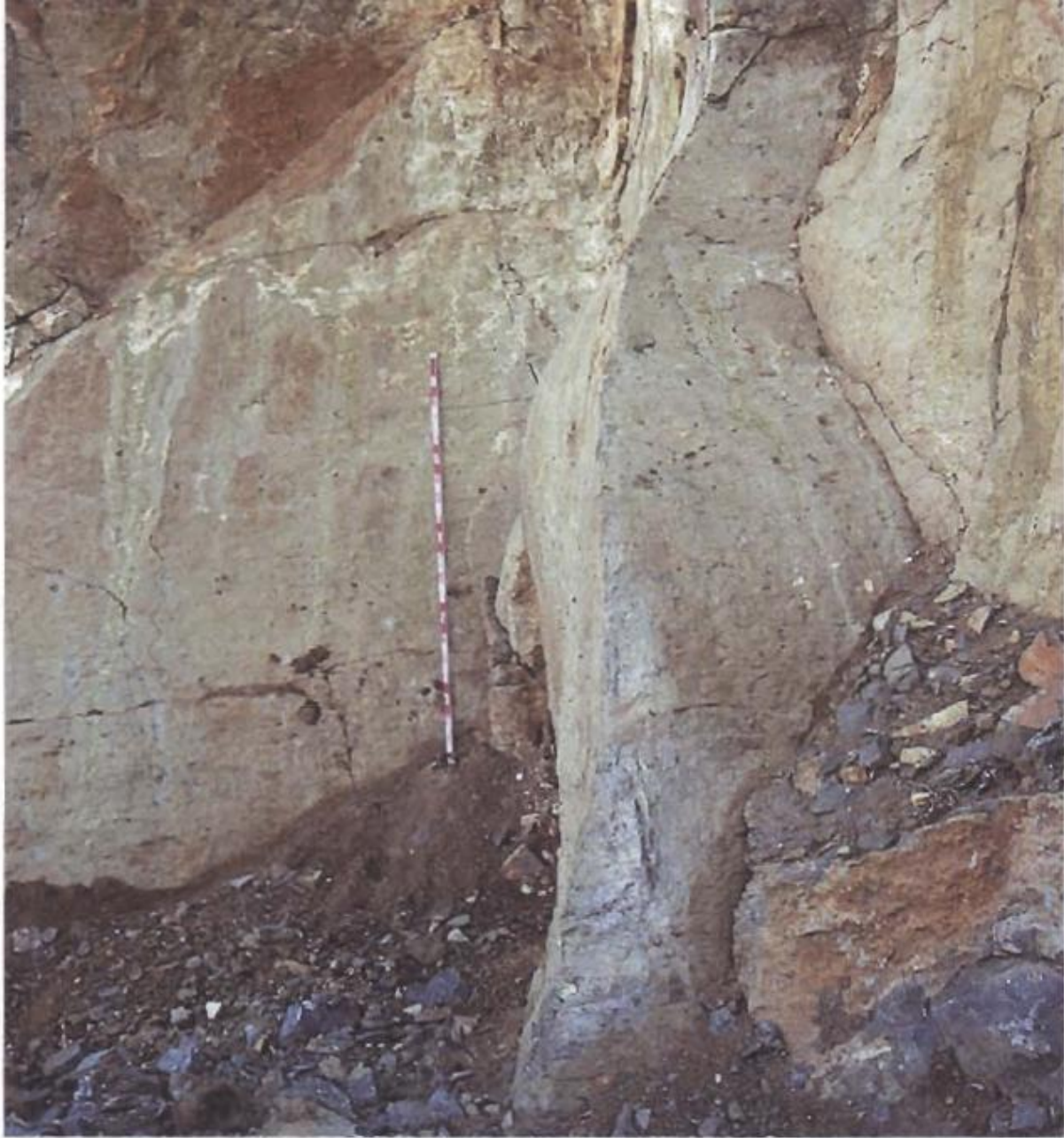


# La rugosidad

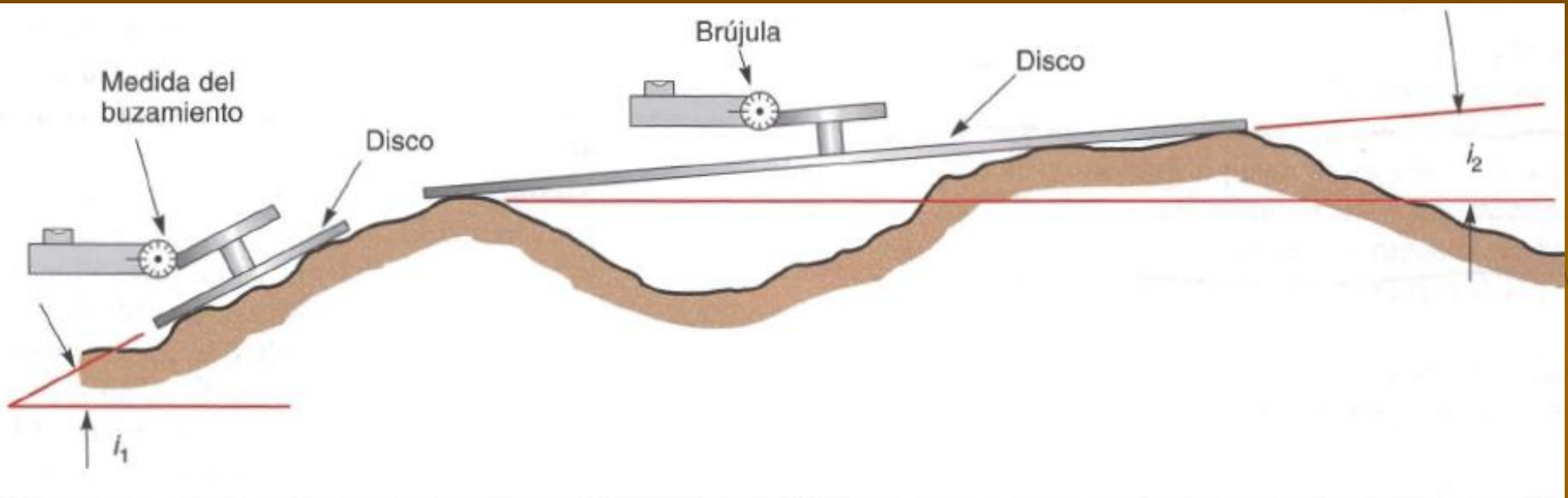


# La rugosidad

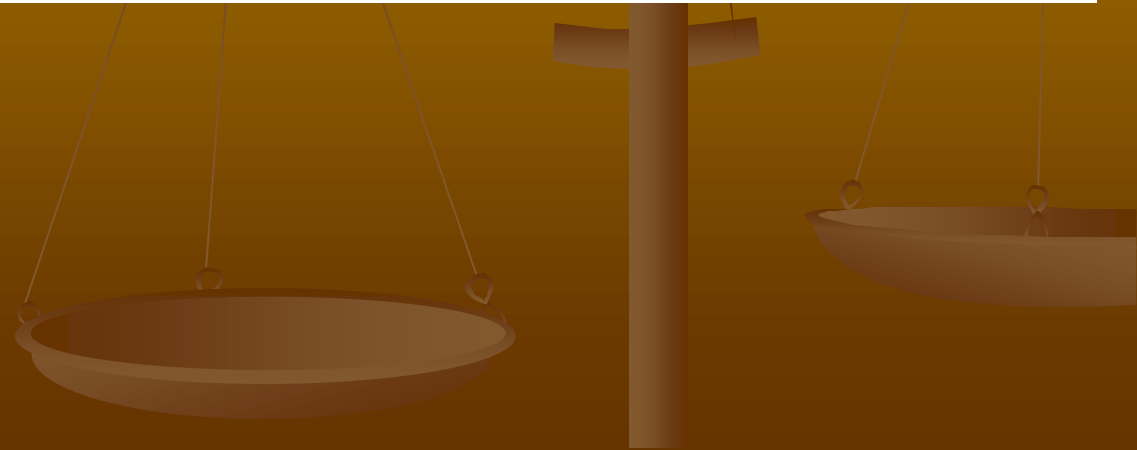
Discontinuidad «ondulada-lisa» con «alta continuidad»



# La rugosidad



Método de los discos para medida de la rugosidad en discontinuidades (ISRM, 1981).



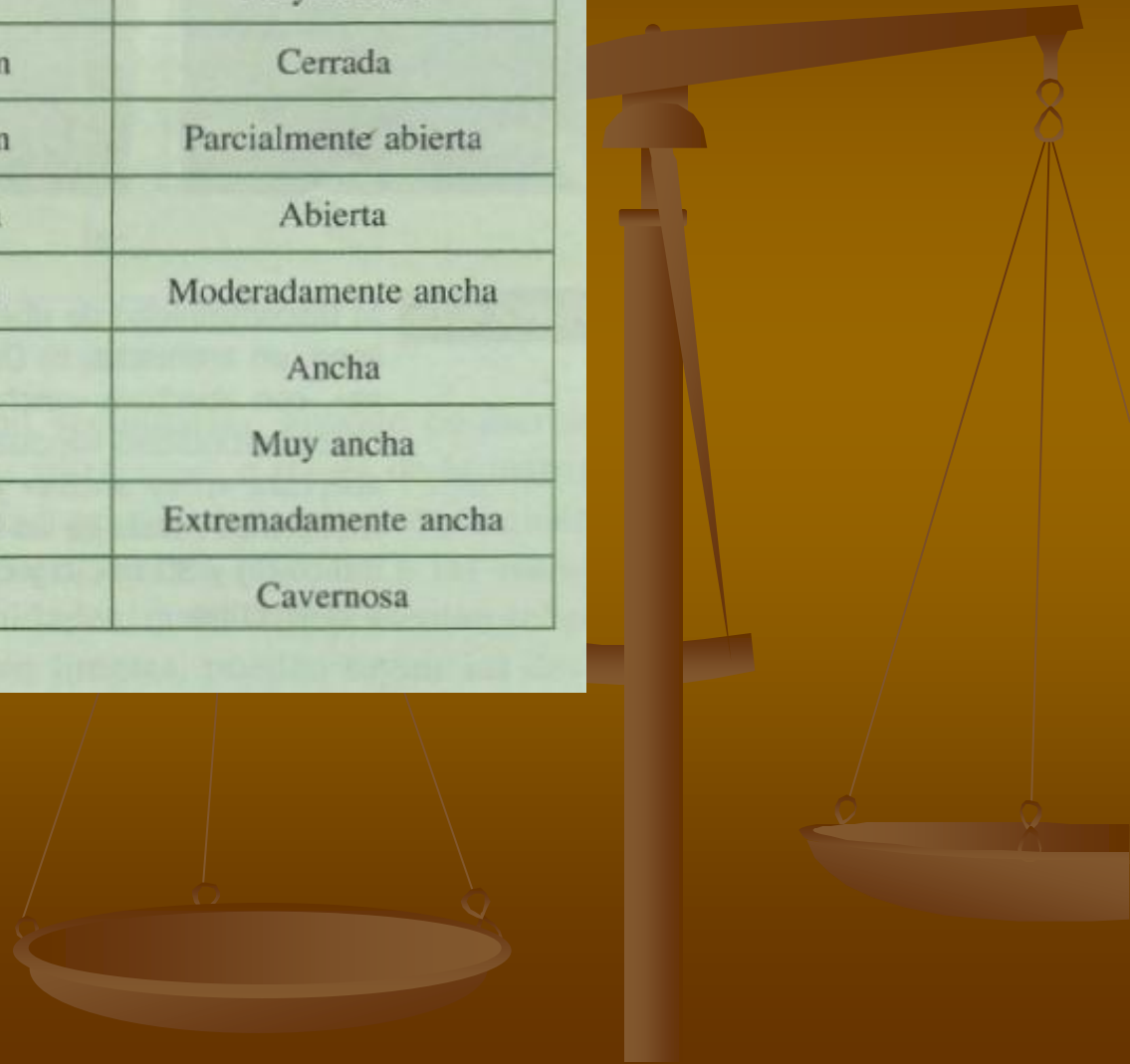


# Abertura de las discontinuidades

## Descripción de la abertura

Abertura	Descripción
<0,1 mm	Muy cerrada
0,1-0,25 mm	Cerrada
0,25-0,5 mm	Parcialmente abierta
0,5-2,5 mm	Abierta
2,5-10 mm	Moderadamente ancha
> 10 mm	Ancha
1-10 cm	Muy ancha
10-100 cm	Extremadamente ancha
> 1 m	Cavernosa

(ISRM, 1981).





# Relleno

Las discontinuidades pueden aparecer rellenas de un material de naturaleza distinta a la roca de las paredes. Existe gran variedad de materiales de relleno con propiedades físicas y mecánicas muy variables. La presencia de relleno gobierna el comportamiento de la discontinuidad, por lo que deben ser reconocidos y descritos todos los aspectos referentes a sus propiedades y estado. Debe tenerse en cuenta que si se trata de materiales blandos o alterados, éstos pueden sufrir variaciones importantes en sus propiedades resistentes a corto plazo si cambia su contenido en humedad o si tiene lugar algún movimiento a lo largo de las juntas.

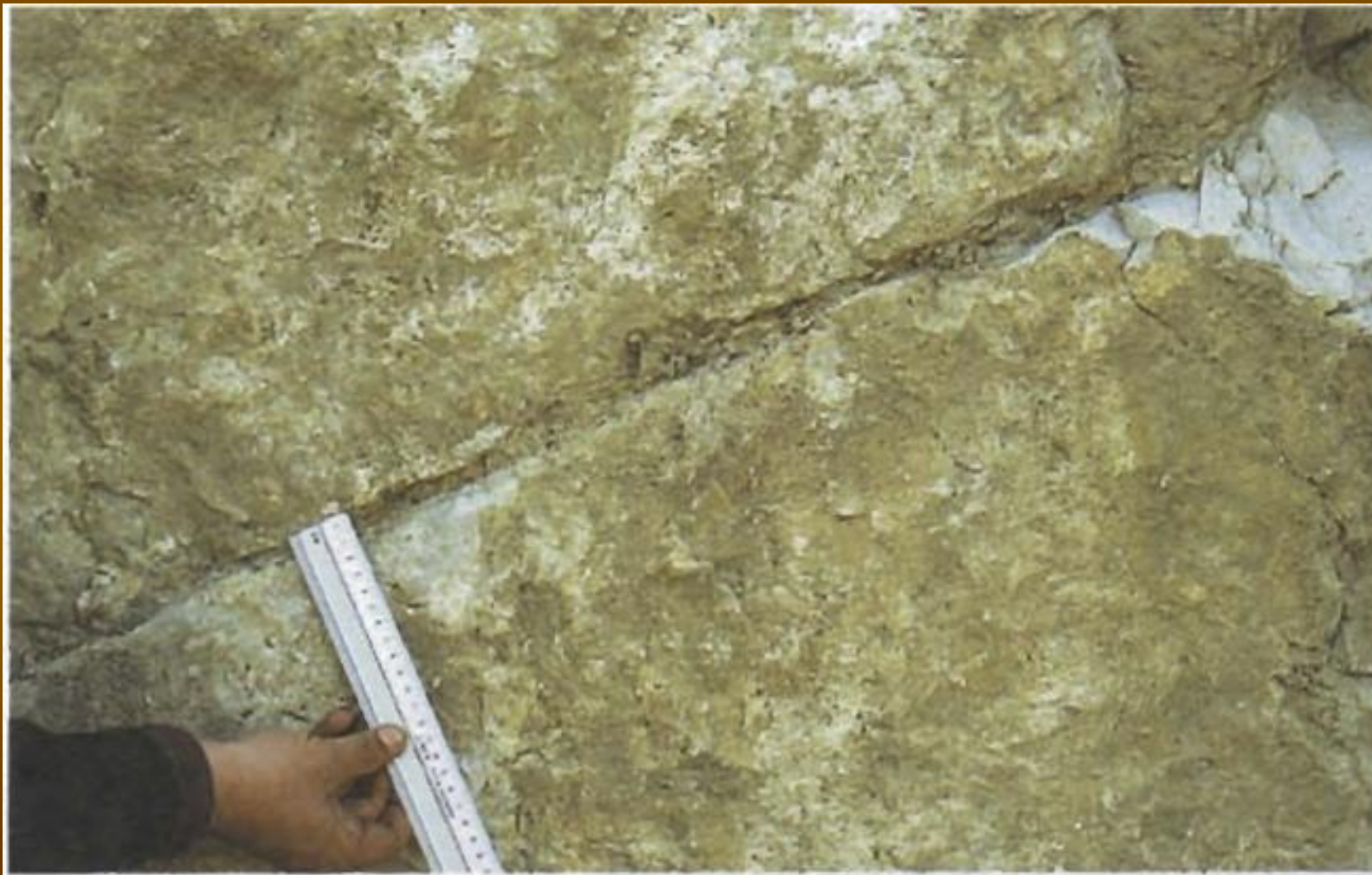
Las características principales del relleno que deben describirse en el afloramiento son: su naturaleza, espesor o anchura, resistencia al corte y permeabilidad

# Discontinuidad con abertura muy ancha en areniscas





# Discontinuidad con relleno arcilloso seco



Discontinuidad con abertura muy ancha rugosa y con relleno arcilloso en calizas

