



Viaducto carretero en ambientes de complejidad geológica-geotécnica

Road viaduct in a site of geological-geotechnical complexity

 Marcelo E. Zeballos ¹ * -  Carlos Gerbaudo ² 

* Autor de contacto

Recibido: 16 de enero de 2023 • Aceptado: 20 de marzo de 2023 • Publicado: 22 de junio de 2023

Resumen

Los problemas geotécnicos dentro de distintas obras de ingeniería siguen paradigmas de la teoría y de la práctica en proporciones variables. La ingeniería geotécnica tiene la posibilidad de emplear procedimientos de investigación y de cálculo estandarizados. Sin embargo, con frecuencia, las construcciones se ubican en sitios singulares, en los que la extrapolación de experiencias debe ser cuidadosamente empleada. En consecuencia, la toma de decisiones en la definición de componentes geotécnicos debe resolver el problema del vínculo entre la aplicación de métodos de cálculo convencionales y la adopción de soluciones no estandarizadas, como una adaptación al sitio de implantación de la obra.

La construcción de un viaducto carretero de 800 metros, sobre la ladera oeste de las Sierras Chicas, en la provincia de Córdoba, Argentina, muestra este tipo de situaciones. La obra se ubica en una zona de montaña, sobre el sector correspondiente a la falla de formación de las sierras. El estudio geotécnico de este sector y la experiencia en la construcción de la propia obra llevaron a la modificación del diseño original. Definida la solución estructural y el nuevo proyecto ejecutivo, durante la construcción las cimentaciones de los puentes fueron adaptados a cada condición geotécnica local.

Esta publicación muestra la forma en que se ha evaluado la interacción entre el terreno y la estructura, concluyendo en la definición del cimiento de los puentes. Se formulan reflexiones respecto de la necesidad de evolucionar en el conocimiento del ambiente a través de las distintas etapas del proyecto, desde su concepción hasta su materialización, así como la conveniencia de la auscultación durante la vida útil de la obra.

Palabras clave: estabilidad de laderas, cimentaciones, capacidad de carga.

1. Profesor Titular de la Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales de la Universidad Nacional de Córdoba, Argentina. Consultor de ZCI y Asociados.

2. Profesor Titular de la Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales de la Universidad Nacional de Córdoba, Argentina. Consultor de INGROUP Ingeniería.

Abstract

Geotechnical problems in engineering constructions follow paradigms of theory and practice in variable proportions. Geotechnical engineering has the possibility of using standardized research and calculation procedures. However, frequently, the constructions are located in singular places, in which the extrapolation of experiences must be carefully used. Consequently, decision-making in the definition of geotechnical components must solve the problem of the link between the application of conventional calculation methods and the adoption of non-standardized solutions, such as an adaptation to the site of implementation of the work.

The construction of an 800-meter highway viaduct, on the west slope of the Sierras Chicas, in the province of Córdoba, Argentina, shows this type of situation. The work is located in a mountain area, on the sector corresponding to the formation fault of the hill. The geotechnical study of this sector and the experience in the construction of the work itself, concluded in the need to modify the original design. Despite having defined the structural solution and developed the new executive project, during construction the foundations of the bridges were adapted to each local geotechnical condition.

This publication shows the way in which the terrain-structure interaction has been evaluated, concluding in the definition of the foundation of the bridges. Reflections are formulated regarding the need to improve knowledge of the site through the different stages of the project, from its conception to its construction, as well as the convenience of auscultation during the useful life of the work.

Keywords: slope stabilization, foundation, bearing capacity.

Introducción

En el tratamiento de diversos problemas de superestructura de transporte (calzadas, vías, tableros de puente), los procesos de diseño y resolución de los componentes siguen lineamiento de investigación, análisis, diseño preliminar y cálculo establecidos convencionalmente. Son numerosos los reglamentos y manuales de diseño que indican las acciones que se deben tomar en consideración para la resolución de los diversos componentes de una obra de infraestructura. Estos procesos se resumen en manuales de diseño, guías de procedimiento o normas y reglamentos de trabajo. Cabe destacar que estos elementos permiten una aplicación secuencial de los pasos de resolución, basándose especialmente en el adecuado conocimiento de las características de los materiales afectados.

Los componentes de la subestructura vial, tanto el terraplén de la vía, como su cimientado, obras complementarias y cercanas al trazado, suelen tener niveles de análisis sensiblemente menores, respecto de los aplicados en las superestructuras. Se puede ver esto como una práctica frecuente, pero no necesariamente correcta. Dependiendo de los ambientes en los cuales se desarrolla la obra, el tratamiento de la subestructura y la cimentación puede mostrar un comportamiento complejo. Las variaciones resultan altamente evidentes en las comparaciones de construcciones realizadas en zonas de llanuras, en las cuales la deposición de los suelos de cimentación guarda cierto grado de uniformidad, dentro de espacios suficientemente extensos. En ambientes serranos o de montaña las situaciones que se observan pueden caracterizarse por la variabilidad de los materiales encontrados y la heterogeneidad de comportamiento, mostrando estas sensibles modificaciones parámetros en espacios reducidos, con la consiguiente dificultad de detección a través de los distintos procesos de investigación.

Es conocido en la geotecnia el concepto de que muchas veces obras similares se implantan en ambientes singulares. A diferencia de lo que se puede considerar para materiales constituidos por el hombre, las formaciones de suelos y rocas presentan las siguientes características: a. Son formaciones naturales, sin ningún control de calidad específico; b. No se

conocen completamente en su composición y estructura, antes, durante e incluso después de la construcción; c. Presentan propiedades mecánicas variables, tanto en espacio como en tiempo; d. Presentan una estructura comúnmente heterogénea y anisótropa; e. El medio es poroso con distintos grados de saturación, en el que la interacción sólido-fluido puede resultar compleja y, f. Los macizos rocosos muestran fracturación, planos de discontinuidad y fallas, lo cual puede derivar en procesos mecánicos y de inestabilidad típicos de medios discontinuos.

Se suma a esta situación la condición clásica de conformación de las vías de comunicación, basada en la movilización de suelos (y/o rocas), a fin de materializar el espacio de localización de la traza, a través del movimiento de suelos para la generación del terraplén de apoyo, o mediante excavaciones, que permitan lograr el espacio necesario para el posicionamiento del coronamiento, sobre el cual se implanta la zona de circulación.

En consecuencia, al margen de que gran parte de la industria de la construcción de vías de comunicación se concentra en la caracterización de materiales propios de las superestructuras (especialmente vinculados con las capas de rodamiento de concretos asfálticos o pavimentos de hormigón, pilas y tableros de puentes), es necesario recordar que una fracción importante de la obra demanda la consideración de los aspectos geológicos y geotécnicos que rodean a la propia zona de implantación.

Durante mucho tiempo, la forma más directa de materialización de las vías se ha basado en la selección de los ambientes lo más "inertes" posibles para el emplazamiento, construyendo sobre ellos con materiales de alta calidad. Esta condición implica la disposición de medios y recursos para la obtención de esos emplazamientos nobles y la utilización de los materiales de alta calidad a fin de lograr el objetivo pretendido. Con el paso del tiempo, algunos paradigmas de solución han sufrido modificaciones, estableciendo la necesidad de una mayor conciencia ambiental en primer lugar, lo cual lleva a establecer un uso de mayor nivel de racionalidad en los materiales, al mismo tiempo que implica la aceptación del condicionamiento impuesto por el propio emplazamiento

de la vía, sobre terrenos mecánicamente menos favorables. Se suman a estos aspectos la necesidad de procurar un uso racional de los recursos, minimizando las huellas de carbón, lo cual determina que la extracción desmedida de materiales desde yacimientos, para la conformación de terraplenes o la ejecución de excavaciones de grandes magnitudes, debe competir abiertamente con la posibilidad de otras soluciones que involucren un menor movimiento de suelos.

La trascendencia de este tema es reconocida por la WRA (2019), en su Catálogo de Riesgo de Proyecto. En síntesis, la búsqueda de soluciones de construcción con bajo nivel de afectación del medio, por propio convencimiento, o por necesidad de respetar aspectos complementarios al tratamiento de la vía en sí misma, se ve ampliamente incrementada en las últimas décadas. En este punto, los principales elementos que hacen al tratamiento de una solución sustentable pueden ser agrupados en: a. Interpretación de las singularidades de los suelos de cimentación y sus fenómenos asociados, b. Tratamientos que impliquen una mejora de los suelos locales para la conformación de la subestructura de la vía, sin necesidad de recurrir a materiales provenientes de canteras o yacimientos, c. Condicionantes ambientales globales que pueden derivar en obras con mejor nivel de integración al entorno sobre el cual se emplazan, con bajo impacto en las condiciones de drenaje local o inclusive en los componentes visuales del paisaje.

El caso que aquí se presenta es el resultado de este tipo de consideraciones. La Ruta Provincial 34, en la provincia de Córdoba, Argentina, cruza en dirección oeste este la formación denominada Sierras Pampeanas. La construcción del trazado se ha realizado en forma segmentada durante décadas. Re-

cientemente, se ha materializado el último tramo de vinculación, el cual comprende un trazado de 14,5 km, que atraviesa las denominadas Sierras Chicas, última formación montañosa, al este del trazado. La Figura 1 muestra la localización de la traza y el sector referido en esta publicación.

La vía ha sido concebida como un camino de montaña, el cual se ha desarrollado mayormente a través de trabajos de excavación sobre la montaña y constitución de terraplenes con alturas variables. Las excavaciones han sido realizadas para permitir la generación de los típicos perfiles de media ladera vial. El ambiente sobre el cual se encuentra materializada la traza de la vía implica su implantación en la ladera occidental de las Sierras Chicas. Este sector, perteneciente a una zona de fallamiento dentro del cual se ha generado la propia serranía, presenta formaciones con un alto grado de tectonización, con componentes que desarrollan procesos de meteorización notablemente rápidos, especialmente cuando el material se desconfinan y se pone en contacto con el aire.

En consecuencia, la conservación de los criterios generales de construcción sobre este sector del trazado hubiera implicado la realización de excavaciones de grandes dimensiones, combinadas con terraplenes de gran altura que rellenarían las quebradas intermedias. En consecuencia, la previsión inicial de tratamiento del sector implicaba un efecto de grandes movimientos de suelo y un importante impacto visual. Esta situación derivó en la necesidad de establecer un primer paso de revisión del proyecto, procurando una solución con menor nivel de afectación de las laderas. Las diferentes instancias de revisión de la situación original concluyeron en la conveniencia de ejecución de un sistema de viaductos formado por cuatro estructuras que, en conjunto, determinan una longitud de



Figura 1. Localización del trazado final del “Camino de Altas Cumbres”.

800 metros. Establecida esta opción como la más conveniente para el tratamiento de este sector de la vía, se deriva inmediatamente la necesidad de consideración de los aspectos vinculados con las condiciones de cimentación de las estructuras. La Figura 2 muestra una vista aérea del trazado, previa a la ejecución de las obras.

Se muestra a continuación el tratamiento dado al sector, los elementos empleados para el desarrollo del estudio, en combinación con las acciones durante el período de construcción tendientes a la validación o revisión de las hipótesis originales de diseño. Se interpreta el caso como una situación típica de aplicación del concepto clásico de uso de Método Observacional, característico del tratamiento de problemas geotécnicos. De esta forma, se considera que además de la singularidad del caso, resulta de interés como ejemplo respecto de la necesidad de validar permanente durante el desarrollo de la obra las condiciones previstas en la etapa de proyecto, o en caso de necesidad, efectuar los ajustes pertinentes durante el propio desarrollo de la construcción.

Identificación del problema

Geología regional

Las Sierras Pampeanas de Córdoba constituyen el grupo más oriental de la Provincia Geológica Sierras Pampeanas. Está conformada aquí por cuatro cordones mayores (Sierras de Guasapampa, Pocho y Altautina; Sierras Grande y de Comechingones; Sierras Chica y de las Peñas; Elevación Pampeana) y dos menores (Sierras de Ciénaga del Coro y del Tigre). Estos cordones, a su vez, emergen como un conjunto de la Llanura Chaco-Pampeana. El estudio de *Siegesmund et al (2010)* contiene bibliografía abundante respecto de estudios realizados en esta zona.

En ellas predominan rocas cristalinas de edad precámbrica a paleozoica inferior y granitoides paleozoicos, orientados norte-sur y separados por sedimentos intermontanos mesozoicos y cenozoicos. En la región central-oeste se presentan un conjunto de vulcanitas traquiandesíticas y depósitos piroclásticos neógenos que se sobreponen al paisaje de bloques basculados mayoritariamente al este. La Figura 3, construida a partir de *Martino et al (2012)*, muestra los complejos y formaciones de las Sierras Chicas y el sector de emplazamiento de la obra.

La geología local está representada por rocas que pertenecen al complejo metamórfico Sierra Chica (Precámbrico superior a Cámbrico medio), cuyos afloramientos presentan una distribución regional en este ámbito. Dentro de este complejo metamórfico de alto grado, se reconocen dos unidades menores, que se denominan Gneises Sierra Chica y Anatexitas Sierra Chica. Un rasgo geotectónico relevante del sector en estudio y que determina las condiciones estructurales del macizo rocoso en el sector, es la falla de la Sierra Chica o de Punilla.

Se trata de una estructura regional de carácter inverso, orientación general norte-sur y plano buzante al este (entre 35°-60°). En la zona específica de análisis, la misma presenta una bifurcación paralela, lo cual favorece el desarrollo de una faja de deformación cataclástica de aproximadamente 400 m de ancho, con litotipos brechados asociados. La Figura 4 muestra un esquema de un perfil regional del sector, con la indicación de la posición relativa de la traza.

La falla de las Sierras Chicas es una de las fallas más importantes de las sierras de Córdoba, extendiéndose su escarpa de falla por más de 200 kilómetros desde la localidad de Capilla del Monte, en el norte del Valle de Punilla, hasta la cercanía del lineamiento Los Cóndores.



Figura 2. Localización del sector de ubicación de viaductos, entre pk 06+000 y pk 08+000.

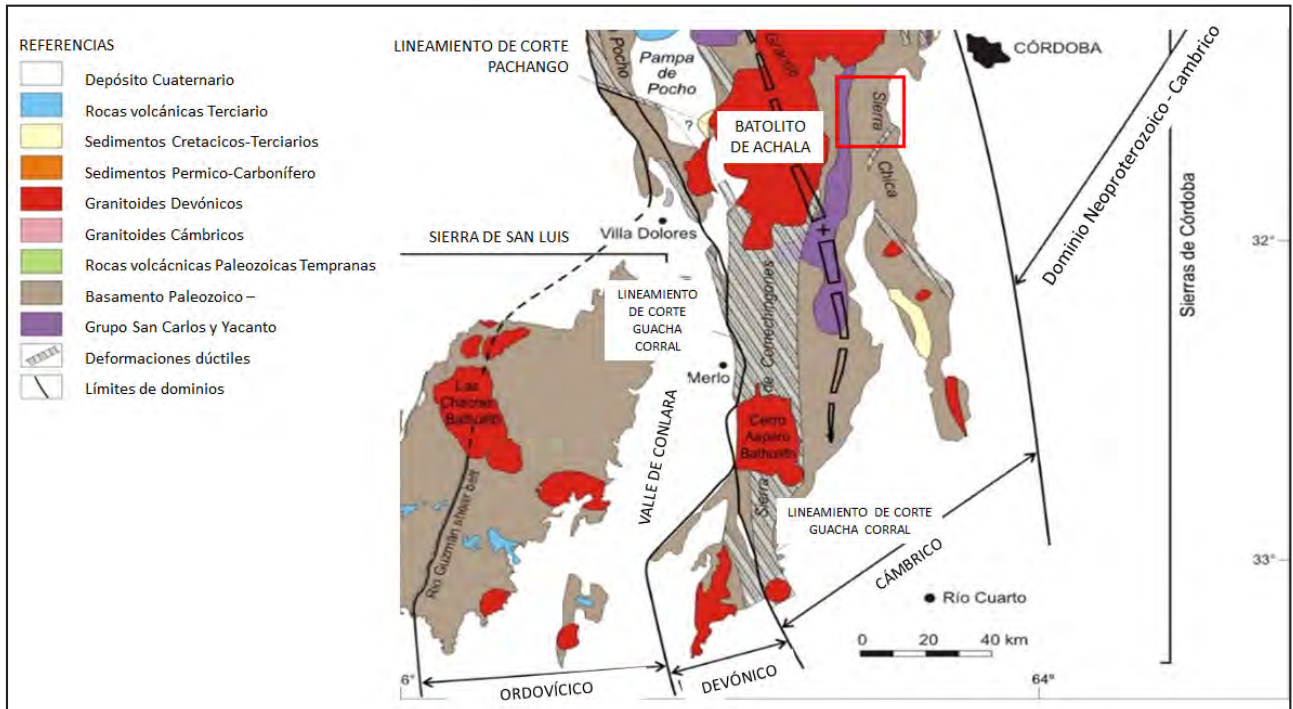


Figura 3. Geología de las Sierras Pampeanas de Córdoba y San Luis. Adaptado de Martino et al (2012).

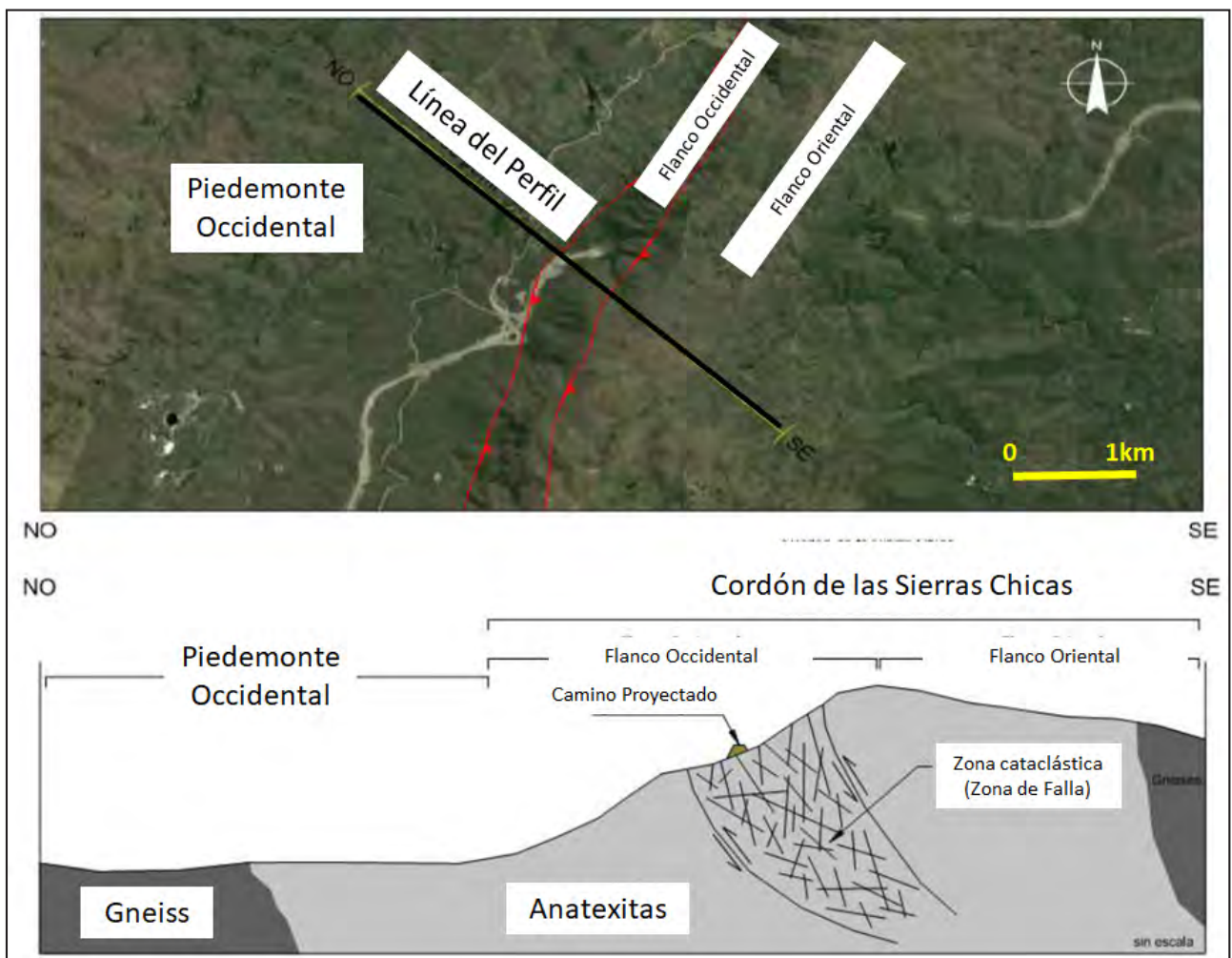


Figura 4. Perfil transversal de las Sierras Chicas. Localización el sector de interés. Fuente: AbyaTerra, (2015).

Como consecuencia de la deformación producida por la actividad neotectónica terciaria y cuaternaria, el basamento cristalino a lo largo de esta faja se encuentra intensamente fracturado y, por ende, con diverso grado de meteorización debido a los fluidos percolantes en el medio rocoso. Este sector de traza se ubica en el ambiente indicado. Se ha observado la presencia de anatexitas (migmatitas) y gneises, que se encuentran completamente afectados por cataclasis (brechamiento) y alterados químicamente. Esta condición de fracturamiento y alteración de las rocas implicadas en el sector, determinan la característica y calidad geomecánica del macizo rocoso en análisis.

En el marco de la caracterización de la actividad sísmica de la región, y en particular en referencia a la identificación de parámetros de aplicación en estudios de ingeniería, se destacan los estudios de *Rocca et al (1981)* y *Rocca (2008)*.

Geología local

En la serie de estudios específicos realizados sobre el sector de interés la caracterización geológica de la zona de emplazamiento ha sido resumida en *Abyterra (2015, antes citado)*. El relieve local es fuerte a muy fuerte, en respuesta a la génesis antes descrita, con pendientes medias comprendidas entre 35% y 50%. Las laderas presentan perfiles rectilíneos interrumpidos en forma aislada por crestones asociados a la erosión diferencial. Los tributarios del sistema de drenaje tienen frecuentes tramos rectos, motivados por el control que ejercen fallas y fracturas, corriendo encajados en valles estrechos.

En particular, el sector en el que se ubican los viaductos se desarrolla en alturas que rondan los 890 m.s.n.m., en el

sector sur, hasta alcanzar el filo cumbral de la sierra a esta latitud, aproximadamente, a 1150 m.s.n.m.

Los reconocimientos preliminares sobre el sector, especialmente sobre los frentes excavados al sur del emplazamiento de los viaductos, mostró la existencia de zonas de falla, de continuidad apreciable (> 7 m de longitud) y espesores que alcanzan los 2 m, con buzamientos e inclinación variables. Estas fallas se caracterizan por estar conformadas por materiales extremadamente fragmentados y presentar una coloración verdosa como consecuencia de los minerales arcillosos neoformados en dichas estructuras, tal como se observa en la Figura 5. Este tipo de estructuras favorecen la concentración de agua, lo cual agudiza los posibles riesgos de deslizamientos localizados. En general, las estructuras descritas no se encuentran aisladas, sino que se manifiestan conjuntamente con otras fallas de similares características, formando un sistema conjugado de fracturas, tal como se observa en la Figura 6.

En cuanto a los procesos erosivos detectados, se aprecian dos componentes básicos. Por un lado, la erosión por arrastre del agua en forma laminar sobre los planos de corte y concentrada en quebradas, la cual queda evidenciada por los regueros producidos por la acción hídrica en los frentes de corte analizados. Los materiales granulares arrastrados se acumulan al pie del talud en conjunto con los bloques liberados por efecto gravitacional, conformando pequeños depósitos detríticos, que muchas veces se interfieren entre ellos. Por otra parte, se observaron deslizamientos o avalanchas localizados de detritos. En algunos casos, estas avalanchas están asociadas a los regueros más evolucionados y conforman depósitos de dimensiones considerables.



Figura 5. Vista de excavaciones al sur del sector de viaductos. Presencia de fallas continuas.



Figura 6. Vista de fallas conjugadas en sectores excavados al sur del emplazamiento de los viaductos.

Caracterización geotécnica

Sobre el sector se realizaron diversos estudios geotécnicos para caracterizar mecánicamente el material. Los primeros reconocimientos se vincularon con la aplicación de métodos de prospección geofísica. Estos identificaron la siguiente secuencia de materiales:

Cobertura Superficial, generada por suelos de tipo limoarenosos, arcillas limosas y arenas. Sus propiedades resistencias son bajas en función de sus condiciones de deposición recientes. Esta cobertura tiene un espesor del orden de 3 a 4 metros.

Formación rocosa superior. Sobre la cual se han detectado velocidades de propagación de onda de entre 1.000 y 2.000 m/seg. Se interpreta como una formación con un grado de alteración medio a alto, y un espesor del orden de 20 a 25 metros. Para este material, se ha asignado una calificación de calidad de macizo rocoso, según el parámetro GSI (Geological Strength Index, por su denominación en inglés) del orden de 25, según el modelo denominado de Hoek y Brown (Hoek, 1994; Hoek y Diederichs, 2006; Marinos et al, 2005; Hoek y Brown 1997).

Formación de Base. Constituida por los estratos inferiores en los cuales se aprecian velocidades de propagación superiores a los valores antes indicados. Para esta formación se asigna un coeficiente GSI del orden 35 a 50.

Como se muestra más adelante, los estudios efectuados en la etapa de anteproyecto y proyecto mostraban que la continuidad del sistema de construcción, basado en la excavación

y el terraplenado, podía derivar en una solución con grandes volúmenes de movimientos de suelos y alta afectación ambiental local. Esta situación derivó en el planteamiento de una alternativa de construcción de estructuras “externas” a la ladera. Ante esta opción se complementaron los estudios geotécnicos con la realización de campañas de sondeos en los sitios previstos para cada punto de apoyo de los viaductos. Los reconocimientos se concentraron en la identificación de los siguientes elementos:

- Caracterización litológica de los materiales afectados. Se encontraron, fundamentalmente, formaciones de gneiss migmatíticos, con distintos grados de fracturación. Igualmente, intercalaciones de paragneis e inclusiones o filones de tipo pegmatítico.
- Descripción del grado de recuperación de los testigos e identificación del RQD (Rock Quality Designation por su denominación en inglés) (Deere y Deere, 1989).
- Caracterización de las discontinuidades observadas, a nivel de localización, tipo de rellenos, ángulo, abertura, rugosidad, etc.

La Tabla 1 resume la cantidad de sondeos efectuados. Se aprecia que los sondeos fueron efectuados en cada punto de apoyo de cada uno de los cuatro viaductos, con una profundidad de investigación variable entre los 20 y 25 metros. Los niveles de recuperación de material han sido elevados, en tanto que el valor de los RQD resulta variable según las localizaciones, tanto en planta como en profundidad.

Tabla 1. Composición de la campaña de investigación a través de sondeos mecánicos.

Viaducto	Apoyos	Long Sondeos(m)	Recuperación Testigos(%)	RQD(%)
1	7	180	89	35 - 55
2	4	85	93	35 - 45
3	7	158	75	10 - 30
4	5	110	94	50 - 75
Total		533		

Con todos estos elementos se efectuaron caracterizaciones locales del macizo rocoso en profundidad, estableciendo el parámetro GSI como un indicador general de la calidad de la roca. De esta forma, se establecieron para cada uno de los cuatro viaductos parámetros geotécnicos locales de aplicación en los modelos de capacidad de carga y estabilidad. En esta caracterización se identificaron parámetros correspondientes a los niveles superiores del macizo, con menor calidad mecánica, y los niveles de apoyo e inferior del macizo, con parámetros mecánicos de mayor calidad. A modo de ejemplo del tratamiento aplicado, se presenta al Tabla 2, la cual muestra las variables de referencia empleadas en cada punto de apoyo.

En cuanto al tratamiento sísmico del sector, se efectuaron análisis complementarios a los derivados de las normativas locales (*Reglamento CIRSOC 103*), concluyendo que las condiciones generales de aceleración aplicables en el sector, a los fines de análisis pseudoestáticos, debían tomar un valor de 0,12 g, como referencia.

Características de la obra vial

La concepción general de desarrollo de la vía en el marco del proyecto inicial implicaba la conformación de una sección transversal típica de camino de montaña, basada en el desarrollo de contrataludes excavados en la ladera y el completamiento del perfil de terreno con el correspondiente terraplén. En su

previsión original el sector finalmente ocupado por los viaductos, del orden de 2.000 metros de desarrollo lineal, debía desarrollarse según el lineamiento anterior, de excavación de contratalud y terraplenado. Los análisis efectuados en la etapa de ingeniería de detalle, disponiendo de mayor nivel de información geotécnica sobre el sitio, permitieron establecer las siguientes consideraciones:

- La previsión de excavaciones de contrataludes en el sector podían derivar en volumen de material extraídos muy importante. Al mismo tiempo, si bien las previsiones iniciales de inclinación del talud eran del orden de 1,5h:1,0v, según experiencias ya observadas en sitios previos podían derivar en taludes más tendidos localmente. En consecuencia, desde el punto de vistas de las excavaciones en el sector los volúmenes de material a extraer resultaban sensiblemente superiores a la media de excavación que se preveía para el conjunto de la obra. Por otra parte, la realización de excavaciones tan amplias implicaba un nivel de impacto ambiental visual altamente significativo. La Figura 7 muestra el impacto visual que generan las excavaciones en la ladera en el sitio inmediatamente previo a la zona en la cual se ubicaron los viaductos.
- Por otra parte, la conformación de terraplenes en el sector indicaba que los mismo podían demandar alturas superiores a los 30 metros. Esta situación establecía la dificultad complementaria de realización de trabajos adecuados de compactación en sitios alejados de la zona de ubicación de la propia calzada. La conformación de un terraplén en estas condiciones demanda la realización de vías de acceso auxiliares a la base de los propios terraplenes, con las complejidades adicionales que eso establece para el desarrollo de la obra.

La Figura 8 muestra la previsión original de la disposición en planta del trazado, indicando los espacios ocupados por las excavaciones en la ladera, así como la característica general del perfil transversal originalmente planteado.

Tabla 2. Ejemplo de parámetros geotécnicos aplicación a la cimentación del viaducto 4.

Estrato	Variable	Unidad	Est Sur	Pila 1	Pila 2	Pila 3	Est Norte
Roca Superior	Tipo		Paragneiss	Paragneiss	Paragneiss	Paragneiss	Paragneiss
	Espesor	m	5,00	5,00	5,00	6,50	5,50
	GSI		50	30	40	45	45
	Resis Comp	Mpa	20	20	15	25	15
	ckPa	24	9	9	26	29	
	φ°	70	69	67	68	70	
	Módulo	kPa	630,230	220,730	255,520	630,230	1,542,000
Roca Profunda	Tipo		Paragneiss	Parag-Ortog	Parag-Ortog	Paragneiss	Parag-Ortog
	GSI		50	55	55	50	75
	Resis Comp	Mpa	25	25	25	25	30
	ckPa	35	48	48	52	142	
	φ°	67	70	70	69	70	
	Módulo	kPa	630,230	2,400,000	2,400,000	1,542,000	5,689,000
	kh	kN/m ³	420,153	1,600,000	1,600,000	1,028,000	3,792,667



Figura 7. Vista del sector de viaductos previa a su ejecución, y del sector de trazado ejecutado por excavación y terraplenado.

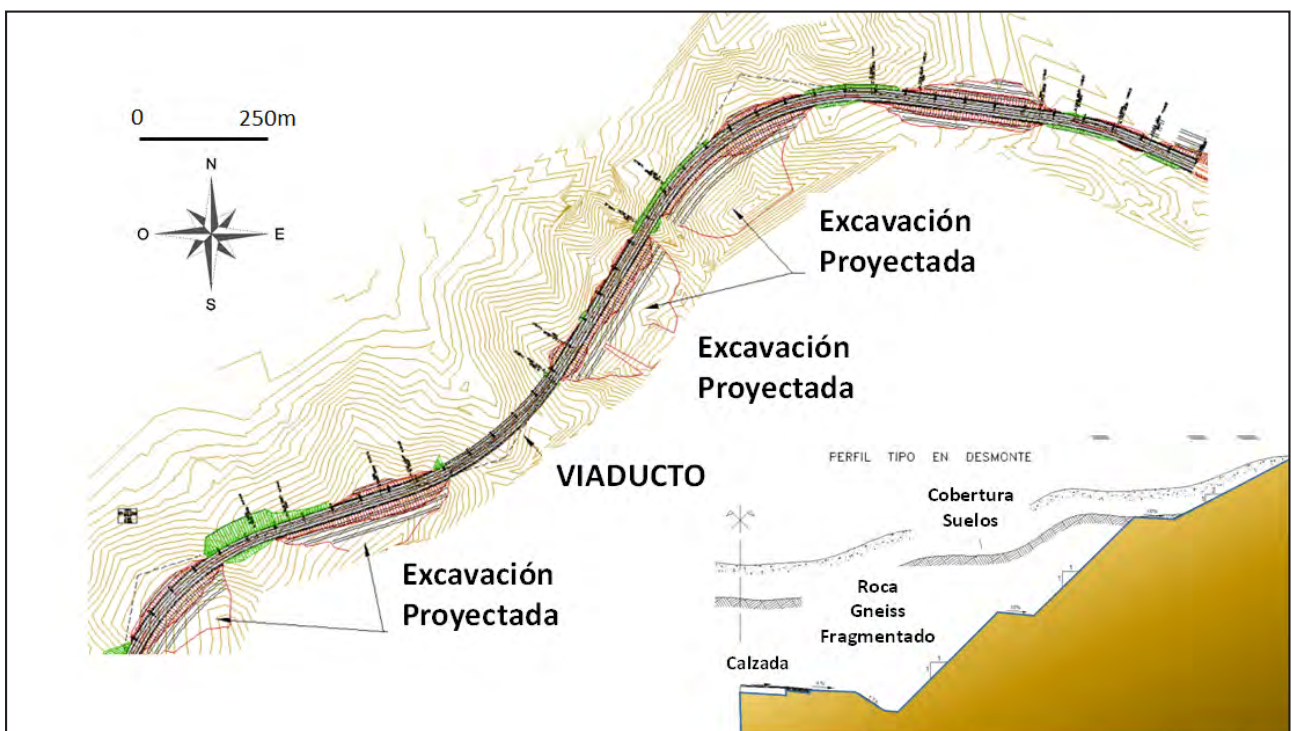


Figura 8. Propuesta inicial de tratamiento del sector a través de excavación y terraplenado.

La situación así formulada derivó en un análisis específico del sector, con los siguientes objetivos:

Reducir las excavaciones, lo cual al mismo tiempo de provocar una reducción del impacto visual, permitirían también disminuir la incertidumbre respecto del volumen de material que efectivamente debería ser extraído para lograr una adecuada condición de estabilidad

Reducir el terraplenado, permitiendo disminuir los trabajos requeridos varios metros por debajo del nivel de rasante de calzada, para establecer un pie de terraplén con el grado de compactación que efectivamente demanda este componente.

Para cumplir con el objetivo anterior se optó, luego del análisis de varias alternativas por una solución basada en la

construcción de viaductos, que alejaba hacia el oeste la posición de la traza. Los viaductos se han cimentado en forma superficial, con excavación local hasta alcanzar un plano de apoyo adecuado en cada sitio. De esta forma la combinación estructural adoptada reduce significativamente el impacto visual sobre la ladera. Construidas las pilas el montaje de vigas principales de cada puente se realiza a través de la utilización de una viga de lanzamiento.

En conclusión, la búsqueda de esta mejora en la disposición del trazado, basada en la experiencia generada durante el propio proceso constructivo, ha determinado un reposicionamiento de la traza. La Figura 9 permite visualizar los 4 viaductos generados en el sector. La Figura 10 muestra el perfil longitudinal del viaducto 1, con más de 240 metros de largo y su pila de mayor con una altura de superior a los 65 metros.

Tratamiento de la definición del sistema de cimentación

Conceptos generales de análisis del cimiento

La campaña geotécnica de investigación de los puntos de apoyo de los 4 componentes del sistema de viaductos se ha basado en una investigación geotécnica la cual ha comprendido una campaña inicial basada en la ejecución de sondeo mecánicos con extracción de testigos de roca, la realización de ensayos de compresión simple de los testigos representativos, la identificación de los materiales afectados en los sondeos y, finalmente, la caracterización del macizo según el criterio general del modelo de Hoek y Brown, antes mencionado. Los resultados de los reconocimientos efectuados permitieron confirmar los reconocimientos preliminares. Por debajo de las cubiertas de suelos, se presentan alternancias de formaciones



Figura 9. Planta del sector con la alternativa de ejecución de viaductos.

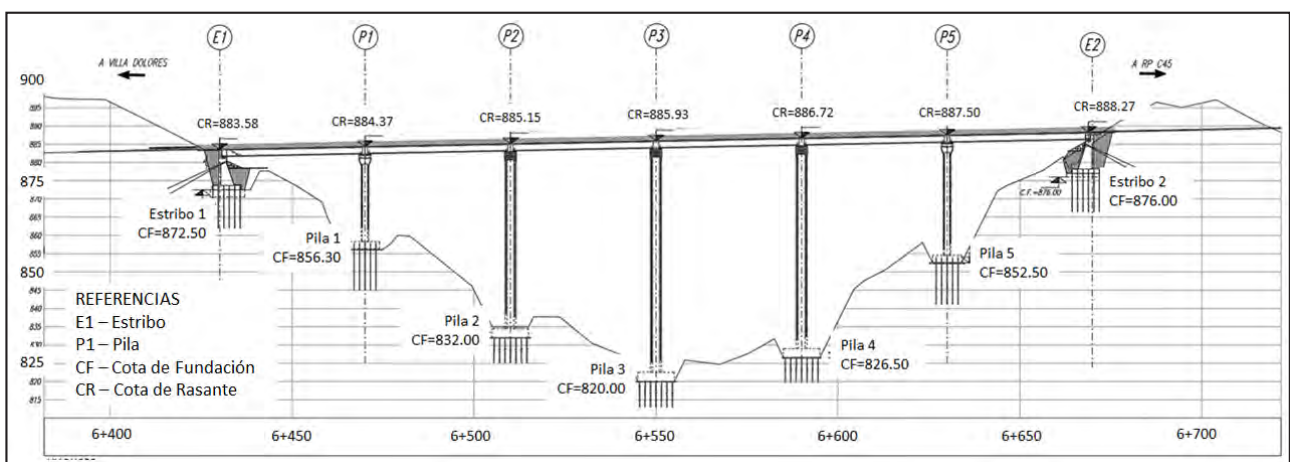


Figura 10. Perfil longitudinal de viaducto 1.

de gneiss, con distintos grados de rigidez y condiciones de fragmentación.

En todos los casos, los materiales encontrados en los distintos puntos de apoyo de los puentes muestran una variación de la calidad de los materiales atravesados, con una tendencia al incremento en la recuperación y en los valores de RQD. Estos datos fueron tomados como base para la definición de los planos de apoyo a alcanzar en cada punto de apoyo a fin de materializar, a partir de ellos, las correspondientes cimentaciones superficiales. Los reconocimientos efectuados han permitido establecer parámetros de diseño de las cimentaciones, según la aplicación de dos sistemas de modelación de la potencial superficie de rotura:

- Como un medio continuo. En tal caso, la base de cimentación se encuentra apoyada sobre una superficie de contacto que se localiza en proximidad del propio talud del emplazamiento. El modelo de cálculo empleado para la resolución de las cimentaciones en esta condición es el indicado en la Figura 11. Bajo esta forma de modelo de rotura la ecuación de determinación de la presión de rotura (q_u), es la indicada como (1). Para su empleo los reconocimientos de la campaña permitieron la definición de parámetros resistentes (cohesión, c y fricción ϕ) del macizo rocoso continuo con un peso unitario medio (γ), según el modelo de *Hoek (2007)*. Los coeficientes de contribución (N_{cq} y $N_{\gamma q}$) se definieron en función del ángulo de fricción característico en el plano de apoyo.

$$q_u = c N_{cq} + \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma q} \quad (1)$$

- Modelo de rotura sobre plano de discontinuidad. Para complementar el análisis anterior, la definición

de la presión de rotura admisible de cada una de las bases ha sido identificada en función de la disposición del sistema de discontinuidades menos favorable en el sitio de emplazamiento. En tal condición, el modelo de análisis aplicado, se base en el esquema indicado en la Figura 12. Dentro de este modelo la resistencia última al deslizamiento (τ) en el plano de discontinuidad ha sido valorada según el modelo de *Barton y Bandis (1982, 1990)*, indicado en la ecuación (2). La misma depende de la presión normal sobre el plano de deslizamiento (σ_n), del ángulo de fricción de base de los bloques en contacto (ϕ_b), y de los parámetros de ondulación de la superficie (JRC) y de resistencia a compresión simple de la junta (JCS).

$$\tau = \sigma_n \tan \left[\phi_b + JRC \log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) \right] \quad (2)$$

En función de los resultados obtenidos en ambos modelos, se adoptó el valor menor de resistencia para establecer la presión admisible de aplicación en el diseño de las correspondientes cimentaciones. Estos elementos permitieron el establecimiento de las dimensiones generales del cimiento en la etapa del proyecto ejecutivo y su validación y revisión en la etapa de desarrollo de la ingeniería de detalle de la obra.

Los resultados han sido finalmente complementados con la evaluación de potenciales procesos de inestabilidad general de la ladera dentro de la cual se inscribe cada uno de los puentes del sistema. En tal sentido, el diseño ha sido complementado con la realización de los correspondientes modelos de estabilidad de taludes basados en criterios de equilibrio límite clásicos (*Das, 2013*). A modo de ejemplo de uno de los casos evaluados, se presenta la Figura 13.

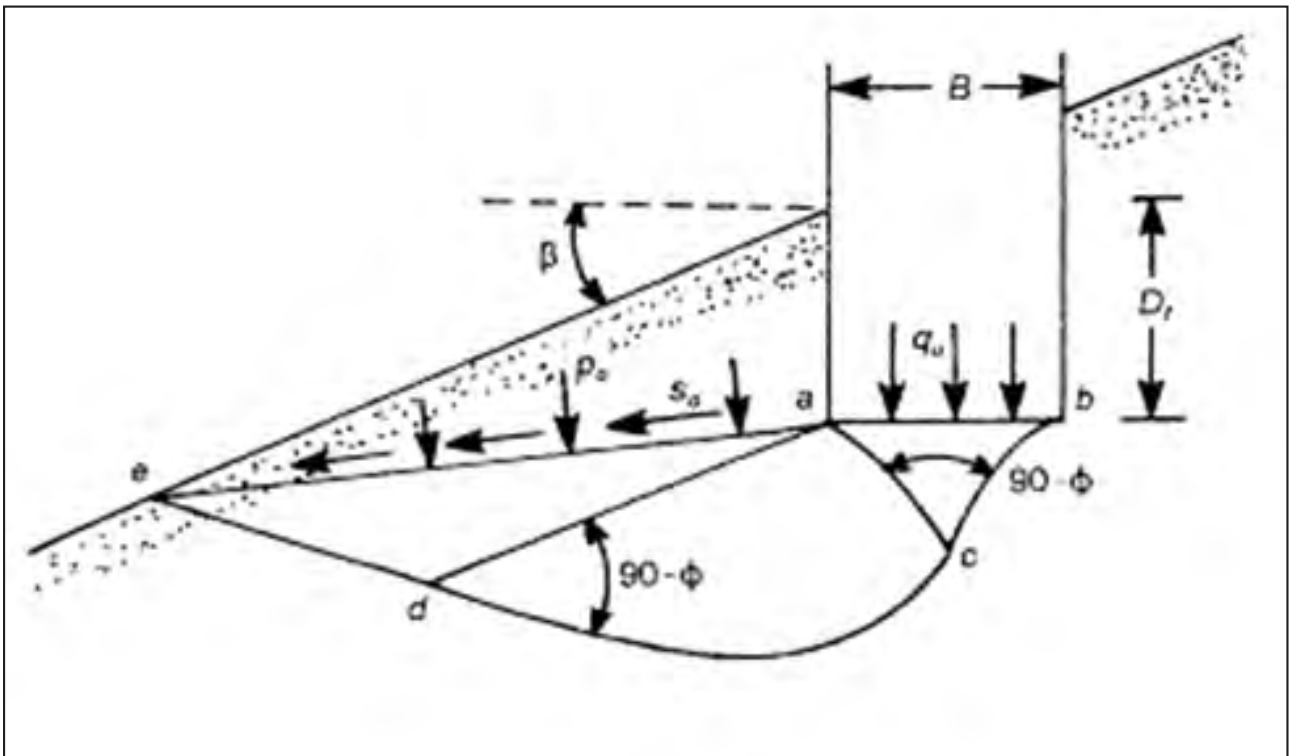


Figura 11. Esquema de modelo de rotura de la base superficial sobre medio continuo.

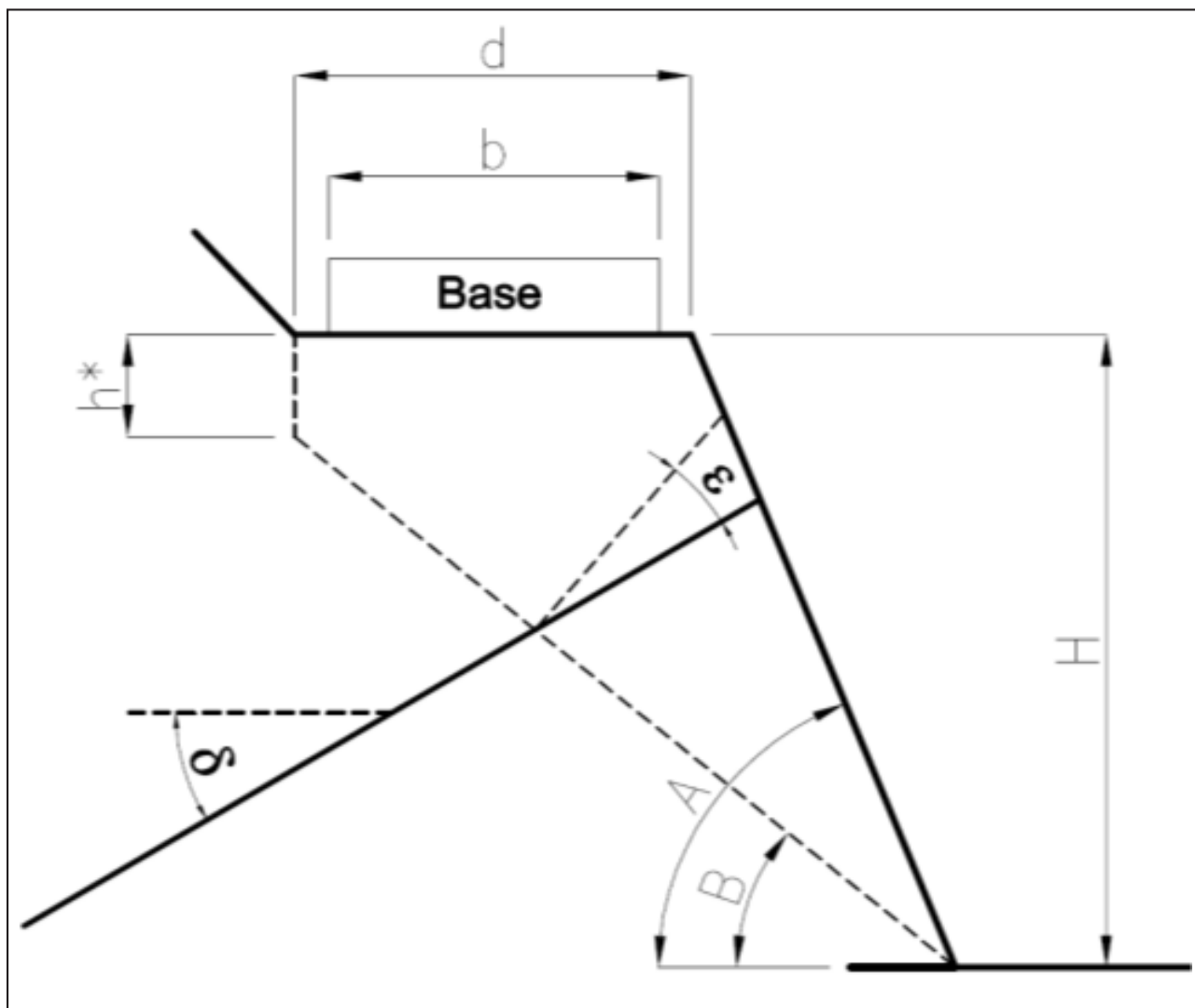


Figura 12. Esquema de cimentación superficial sobre modelo de rotura sobre plano de discontinuidad.

Las evaluaciones realizadas han sido empleadas para la revisión de la capacidad de carga del sitio de emplazamientos de los apoyos, o la potencialidad de desarrollo de superficie de falla por inestabilidad de ladera. Todo esto ha llevado a la conformación de un conjunto de escenarios de carga aplicables en cada punto de localización de cada elemento de cimentación. Los factores de seguridad aplicados, en virtud de las características propias de la obra han sido los siguientes:

- Respecto de la capacidad de carga de la base en proximidad de la ladera, 4.
- Respecto de la falla según una superficie de discontinuidad se consideraron dos escenarios. Bajo acciones frecuentes se aplicó un factor de seguridad igual a 2,50, en tanto que para condiciones extremos (incluyendo el sismo de diseño), el factor de seguridad es igual a 2,0.
- Respecto de la verificación de la estabilidad de la ladera modelada como medio continuo equivalente se consideraron tres escenarios. Los escenarios de operación normal, con un factor de seguridad requerido de 1,50; los escenarios inusuales, implicando la presencia de niveles freáticos elevados, con un factor de seguridad

de 1,20 y finalmente el escenario con aplicación del sismo de diseño, con un factor igual a 1,10.

Todos los análisis efectuados cumplieron adecuadamente con los factores de seguridad antes indicados. Estas modelaciones llevaron a la definición de los diversos elementos componentes del conjunto ladera cimentación, es decir: a. La localización a nivel de cota de la base de cimentación, b. Sus dimensiones a fin de soportar en forma adecuada los diversos escenarios de carga aplicados, c. Los requerimientos de trabajos complementarios de sostenimiento en los sitios de conformación de la base, d. La aplicación de componentes de mitigación de procesos de inestabilidad de la ladera, en varios casos establecida a través del empleo de anclajes pasivos, y de sistemas de protección de la superficie del talud mediante el empleo de hormigón proyectado y sistema de armadura de superficie

Si bien la concepción general de cimentación de los viaductos es a través de una tipología del tipo superficial, por razones de carácter geotécnico del sitio de emplazamiento, en uno de los puntos de apoyo se debió adaptar al diseño de una plataforma de soporte sostenida sobre un conjunto de pilares de cimentación. El tratamiento particular de este caso, dada su complejidad, no es objeto de esta presentación.

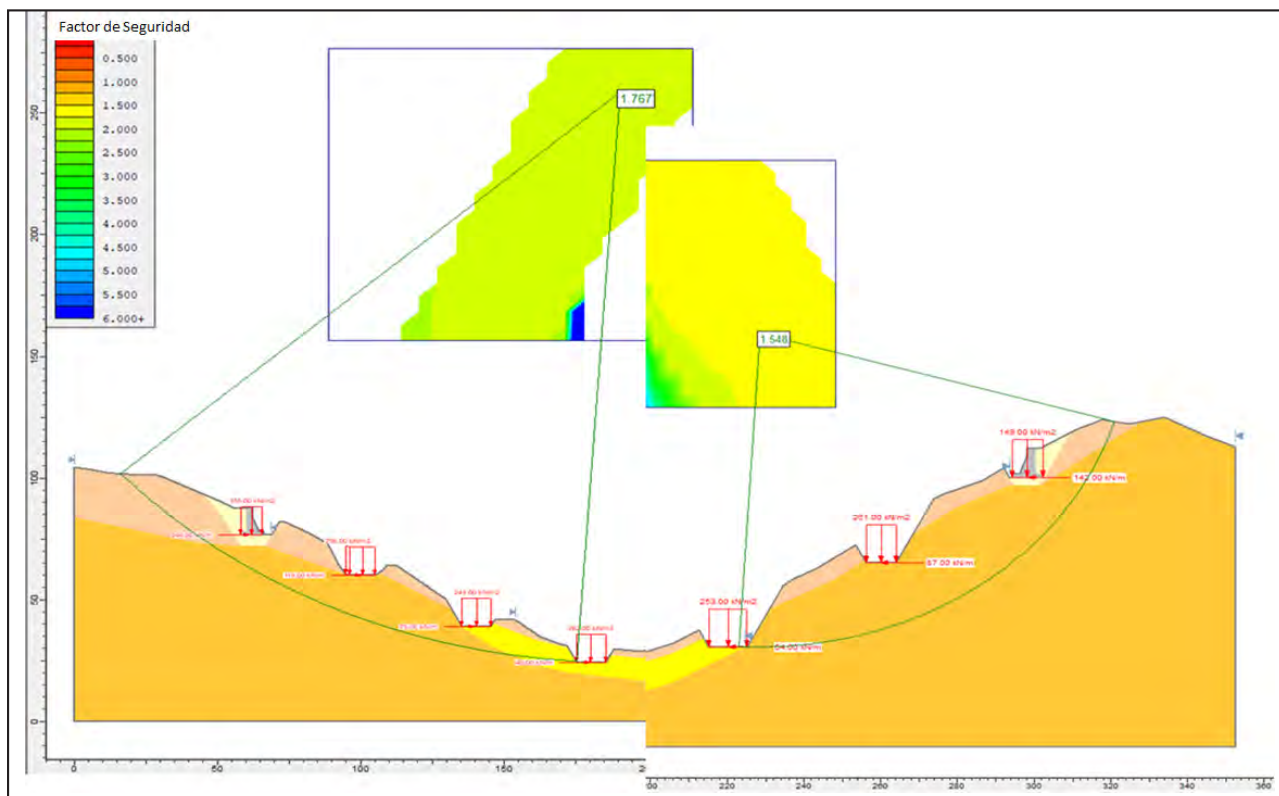


Figura 13. Representación esquemática de modelo de evaluación de estabilidad global de la ladera.

Etapa de construcción de la obra

Un aspecto que se destaca en el tratamiento dado a esta etapa de la obra es el hecho de haber considerado que el proyecto ejecutivo inicial debe ser permanente revisado en función de las condiciones locales que se aprecian durante la propia construcción. Como se ha indicado, en forma previa a la construcción se realizaron investigaciones geotécnicas para la definición de las cimentaciones a adoptar. Durante la ejecución de los trabajos de construcción se realizaron tareas de revisión e inspección de detalle del plano de apoyo logrado en cada punto de contacto de los puentes. La evaluación del plano de apoyo se ha efectuado mediante un relevamiento de detalle de la litología del sector y del propio sistema de discontinuidades del lugar. Previo a la ejecución del relevamiento se ha realizado la limpieza del plano de apoyo, para lo cual, concluidas las tareas de excavación mediante el empleo de equipamiento mecánico y voladuras localizadas, se ha procedido a la ejecución de la limpieza manual del plano alcanzado, tal como se muestra en la Figura 14.

Este relevamiento se ha empleado para establecer la condición de aprobación del plano de apoyo conformado o, eventualmente, la revisión de las condiciones generales de cálculo en el sector excavado. La Figura 15 muestra una vista de las labores que se han realizado inmediatamente alcanzado el plano de apoyo con las condiciones de calidad de roca pretendida. En vista de tratarse de un material con la posibilidad de desarrollo de procesos de meteorización de alta velocidad cuando la roca se pone en contacto con el ambiente, se estableció que, alcanzado el plano de apoyo, se debía ejecutar un bloque de hormigón a modo de base de asiento, con una calidad de hormigón similar a la resistencia propia del macizo rocoso.

Completadas las tareas de conformación de la superficie de apoyo de cada una de las bases de las pilas y los estribos, la plataforma de apoyo construida ha servido para la disposición de un sistema de anclajes pasivos con distribución regular, a modo de anclajes de consolidación del macizo rocoso en el sector inmediatamente próximo a la base. En varios casos, en función de la disposición observada en el sistema de diaclasado y discontinuidades de mayor magnitud se definieron posiciones y orientaciones complementarias en el sistema de anclaje. A modo de ejemplo de algunos de estos trabajos, se presenta la Figura 16, la cual muestra la disposición del equipo de perforación en el desarrollo de los trabajos de instalación de anclajes pasivos inclinados.

Sobre cada base de asiento así conformada se han materializado las correspondientes bases estructurales. A partir de estas estructuras se han construido los sistemas de monopilares de las pilas, empleando encofrados trepadores. Las estructuras correspondientes a los estribos fueron materializadas según procedimientos de encofrado, colocación de armadura y hormigonados convencionales.

Dentro de este proceso de construcción de la obra, un componente adicional que tuvo un tratamiento geotécnico particular fue el relacionado con la conformación del material de relleno de cada uno de los estribos. Los sistemas de absorción de esfuerzos sísmicos dispuestos para cada viaducto determinan que sobre los estribos se aplica la demanda de la mayor rigidez de contacto con el propio macizo rocoso.

Finalmente, la estructura superior del puente se constituyó mediante la utilización de una viga lanzadora, la cual se encargó de la disposición de las vigas prefabricadas de cada vano, con una longitud de 40 metros. La Figura 17 muestra la obra concluida en el sector.



Figura 14. Vista de trabajos de limpieza del plano de apoyo.



Figura 15. Vista del plano de apoyo de la cimentación cubierto con hormigón de base de asiento.



Figura 16. Vista de trabajos de anclaje inclinado en la conformación de la base de asiento del cimiento.



Figura 17. Vista general del sistema de viaductos.

Conceptos derivados de la experiencia de construcción

En general, las etapas de desarrollo de una obra se interpretan como hechos secuenciales, y muchas veces como procesos estancos y aislados unos de otros (concepción general de la obra, anteproyecto, proyecto). Esta forma de interpretación del proceso puede ser de uso para la materialización de obras con un alto grado de estandarización, dentro de las cuales los proyectistas culminan sus trabajos en el instante en que emiten sus documentos de proyectos ejecutivos (especialmente a nivel de planos y especificaciones técnicas). Situaciones como las planteadas en el caso mostrado comprenden, como ocurre en otras tantas obras de ingeniería, prototipos en sí mismos, dentro de los cuales los componentes repetitivos y estandarizados se presentan con distintos grados de acotamiento. En el tratamiento del tema es necesario tener en consideración las dificultades que puede implicar la caracterización anticipada y definitiva de las condiciones de cimentación de estructuras como las aquí presentadas. En relación al material sobre el cual se trabaja, a diferencia de los materiales de construcción hechos por el hombre, como por ejemplo, el hormigón o el acero, los componentes geotécnicos (suelos y rocas) muestran singularidades que pueden derivar en la imposibilidad del establecimiento de un criterio único e inamovible para el tratamiento del cimiento.

El desarrollo de una obra como la presentada en los apartados anteriores permite, una vez concluida, la realización de un conjunto de apreciaciones que los autores consideran de interés para el tratamiento de los conceptos geotécnicos en ambientes como los aquí descritos. Tal como lo indica *Chartes (2004)*, la ingeniería del terreno se basa, esencialmente, en el aporte profesional de geólogos e ingenieros. El tratamiento de estos casos implica la interacción entre varias disciplinas científicas: la ingeniería geológica, la ingeniería geotécnica aplicada a la mecánica de suelos y rocas, la ingeniería estructural. En consecuencia, la interrelación de las distintas actividades dentro de una obra de ingeniería demanda la visión multitemática de la construcción.

En obras de dimensiones medias a grandes, la intervención de grupos multitemáticos se muestra con mayor evidencia. En procesos como los aquí presentados intervienen profesionales provenientes de diferentes disciplinas y con diversas formaciones. Una primera división puede distinguirse entre los profesionales de gabinete y los obra. Cabe preguntarse en este punto, si estas son actividades que pueden operar en forma aislada una de otra, y cuáles son los alcances de cada una de ellas.

Los profesionales que desarrollaron los estudios en gabinete han consistido en aquellos que tratan los aspectos del diseño geométrico y estructural vial, hidráulicos, geológicos geotécnicos y estructurales específicos. El ejemplo aquí presentado muestra que, además de la necesidad de contar con grupos de trabajo con experiencia en la temática, es absolutamente necesaria la interrelación entre ellos. Cualquiera de los aspectos en los que se interviene para la definición de un componente del proyecto sin duda influye, con distintos grados de importancia, en otros elementos del sistema.

Los profesionales de la obra tienen un papel de alta trascendencia en la adecuada materialización de lo proyectado. Su participación involucra la correcta interpretación de la información recibida y la disposición de una organización satisfactoria de sus propios recursos para atender a la materialización de los componentes propuestos. En este punto, aquellos encargados de los controles de calidad tienen una función de gran importancia.

Uno de los grandes desafíos en una encomienda como la presentada es lograr una "obra materializable". Esto significa que la misma sea proyectada para cumplir con los objetivos pretendidos por el propietario a través de la consecución de un conjunto de acciones que se materialicen en un orden adecuado y según tecnologías confiables. Esta condición sólo puede ser alcanzada a través de la interacción entre los profesionales de gabinete y los de obra. Esta interacción se manifiesta con diversas intervenciones según las etapas propias de la obra.

Dentro de este proceso de interacción entre los encargados del proyecto ejecutivo y la ingeniería de detalle y el propio equipo de construcción surgen algunas de las preguntas que deben formularse, tales como: a. ¿Cómo cumplir el objetivo pretendido con la tecnología de la que se puede disponer?, atendiendo al concepto de administración de los recursos limitados en la materialización de una obra; b. ¿Cuál debería ser la secuencia de construcción para evitar situaciones de incompatibilidad en la producción de componentes?, lo cual muchas veces implica acciones condicionadas por la accesibilidad a los sitios de trabajo, o por condicionantes ambientales y climáticas; c. ¿Se dispone de planes de acción alternativos, especialmente si se concluye que las hipótesis originales formuladas no son válidas, total o parcialmente?, lo que evidencia la necesidad de la interacción permanente entre los equipos de proyecto y los encargados de la construcción.

En consecuencia, y como se indicó antes, especialmente en la instancia de la ingeniería de detalle, el ajuste de los componentes de proyecto y la adecuación de los mismos a la potencialidad tecnológica disponible debe ser realizada en forma conjunta entre los profesionales técnicos de diseño y los encargados de la materialización. Ambas partes proponen y escuchan las posibilidades y las limitaciones de las acciones. Una buena conceptualización de esta interrelación establece como primer resultado una propuesta de acción con una alta adaptación a las posibilidades reales del constructor, y con esto establece una primera acción en pos de un resultado satisfactorio en la obra.

Durante la etapa de construcción, y especialmente en el caso de obra con altos contenidos geotécnicos en su tratamiento, el concepto anterior de interacción debe mantenerse. En esta etapa las preguntas especiales pueden ser: a. ¿Cómo deben ser los sistemas de control de los productos?, de forma tal que los mismos pueden ser adecuadamente ejecutados, sin producir alteraciones significativas en los ciclos de operación de la construcción; b. ¿En qué instancia de la obra debe validarse determinadas hipótesis?, estableciendo el sistema de evaluación y ensayo por medio del cual se confirma o rectifica una hipótesis. Los trabajos de materialización de la obra requieren una revisión de las hipótesis de diseño, y la comunicación entre los profesionales de la obra y los diseñadores. Este proceso ha sido planteado como un tratamiento clásico por parte de *Peck (1969)*, en la definición del Método Observacional. El seguimiento de la evolución de la obra, la verificación de las hipótesis de diseño o su rectificación según los resultados de observaciones o controles programados es un aspecto que influyen en la obtención de productos adecuados.

Dentro de este análisis, no se puede olvidar al equipo profesional que cumple las funciones de representación de propietario, la inspección con plantel propio o contratado. La posición que este componente asume durante el desarrollo de las tareas es de igual trascendencia respecto de los otros dos componentes. Una inspección de obra que no asume una actitud proactiva en la materialización del proyecto puede

determinar la toma de posiciones excesivamente conservadoras en el planteo de soluciones, o llevar a situaciones de alta conflictividad en el logro de los objetivos pretendidos. Durante el desarrollo de la construcción los grupos de inspección deben tener una posición igualmente de control del buen hacer, así como de contribución a la disposición de las acciones más beneficiosas para la obra. En el caso de componentes geotécnicos, en vista de las limitaciones de conocimiento previo, por más intenso que se haya procurado, y especialmente en ambientes de alta heterogeneidad como los aquí mostrados, la inspección debe valorar junto con los otros equipos técnicos las singularidades encontradas y colaborar con su experiencia en la toma de decisiones de acción inmediata, cuando así lo demanda la situación alcanzada. Indudablemente, para lograr estas condiciones es necesario contar con técnicos de experiencia en el grupo de trabajo.

La auscultación de obra es un elemento no siempre adecuadamente valorado, pero que debería ser potenciado en vista a la ayuda que presenta para el producto logrado, su buen hacer, el conocimiento sobre los comportamientos de materiales y la utilización de los resultados en la validación o rectificaciones de sus propias acciones. Finalmente, es importante considerar que el componente de auscultación no sólo es un elemento de apoyo durante el propio proceso de construcción. La disposición de elementos de control de los distintos componentes de la estructura, que operen a lo largo de la vida útil de la obra conforma un aspecto que debe ser interpretado como una valiosa contribución a la revisión periódica del adecuado comportamiento de la obra.

El concepto final que queda asociado con la realización de este tipo de obras es el vinculado con el mantenimiento. Como toda obra vial una parte importante a conservar es la superestructura vial, la calzada. Sin embargo, en este caso,

los componentes de infraestructuras son especialmente importantes, por lo cual la formulación de un plan de mantenimiento y conservación, con inspecciones rutinarias tanto en el cimiento, como en las estructuras inferiores de puentes, sectores de laderas sostenidas o sistemas de drenaje, es de especial importancia para el adecuado funcionamiento del conjunto de la estructura.

Agradecimientos

Los autores quieren agradecer al personal técnico de la Empresa Constructora Chediack Britos, U.T.; y el encargado de la inspección por parte de la Dirección Provincial de Vialidad. En todo momento estos profesionales han mostrado una actitud proactiva para la resolución de las situaciones inicialmente no contempladas. Adicionalmente, el agradecimiento a los equipos técnicos de las oficinas de proyecto de ZCI Consultores de Ingeniería e Ingroup Oficina de Proyecto, por su intervención en el desarrollo de la ingeniería de proyecto y detalle.

Contribución de autoría

Todos los autores contribuyeron a la concepción y el diseño del estudio. La preparación del material, la recopilación y el análisis de datos fueron realizados por Marcelo E. Zeballos y Carlos F. Gerbaudo. El primer borrador del manuscrito fue escrito por Marcelo Zeballos y el coautor comentó las versiones anteriores del manuscrito. Todos los autores leyeron y aprobaron el manuscrito final.

Declaración de conflictos de intereses

Los autores declaran que no existe algún conflicto de interés.

Referencias bibliográficas

- Informe Geotécnico. Relevamiento Geológico-Geotécnico y Evaluación de Taludes de Corte – Ruta Provincial N° 34 (Camino de las Altas Cumbres). Progresivas 6+150 a 6+450.* (2015, mayo). AbyaTerra SRL.
- Barton, N.R. y Bandis, S.C. (1982). Effects of block size on the shear behaviour of jointed rock. En *Actas Proceedings of the 23rd. Symposium on Rock Mechanics* (pp. 739-760). University of California.
- Barton, N.R. y Bandis, S.C. (1990). Review of predictive capabilities of JRC-JCS model in engineering practice. En N. Barton y O. Stephansson (Eds.), *Proceedings of the International Symposium on Rock Joints* (pp. 603-610). Balkema.
- CIRSOC 103 (2005). *Reglamento Argentino para Construcciones Sismoresistentes*. Instituto Nacional de Tecnología Industrial.
- Chasrtes, R. (2004). *Professional tasks, responsibilities and co-operation in ground engineering*. ISSMGE.
- Das, B.M. (2013). *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. (4a ed.). Cengage Learning.
- Deere, D. U. y Deere D. W. (1989). *Rock Quality Designation (RQD) after twenty years, Contrat Report GL 89-1*. US Army Engineering Waterways Experiment Station.
- Hoek, E. (1983). Strength of jointed rock masses.. *Géotechnique*, 23(3), 187-223.
- Hoek, E. (1994). *Strength of rock and rock masses*. *ISRM News Journal*, 2(2), 4-16.
- Hoek E. y Diederichs, M. (2006). Empirical estimates of rock mass modulus. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 43, 203–215.
- Hoek, E. (2007). Practical Rock Engineering. Hoek's Corner. <https://www.rocksience.com/learning/hoek-corner>
- Hoek, E. y Brown, E.T. (1997). Practical Estimated Rock Mass Strength. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Science and Geomechanics*, 34(8), 1165-1186.
- Marinos, P., Hoek, E. y Marinos, V. (2006). Variability of the engineering properties of rock masses quantified by the geological strength index: The case of ophiolites with special emphasis on tunnelling. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 65(2), 129-142. <http://dx.doi.org/10.1007/s10064-005-0018-x>
- Martino, R., Guerreschi, A. y Carignano, C. (2012). Influencia de la neotectónica preandina sobre la tectónica andina. El caso de la Falla de las Sierras Chicas, Sierras Pampeanas de Córdoba. *Revista de la Asociación Geológica Argentina*, 69 (2), 207-221.

- Peck, R.B. (1969). Advantages and limitations of the observational method in applied soil mechanics. *Geotechnique*, 19(2), 171-187. <https://doi.org/10.1680/geot.1969.19.2.171>
- Rocca, J., Decanini, L. y Prato, C. (1991). Riesgo sísmico en el valle longitudinal de las Sierras de Córdoba. *Actas Asociación Argentina de Geología Aplicada a la Ingeniería*, 1, 136-153.
- Rocca R. J. (2008) Actualización de la percepción del Riesgo Sísmico en el Valle longitudinal de las sierras de Córdoba. Argentina. *Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil*, 8 (1), 71-88.
- Siegesmund, S., Steenken, A., Martino, R., Wemmer, K., Lopez de Luchi, M., Frei, R., Presnyakov, S. y Guerreschi, A. (2010). Time constraints on the tectonic evolution of the Eastern Sierras Pampeanas (Central Argentina). *International Journal of Earth Sciences*, 99(6), 1199-1226. <http://dx.doi.org/10.1007/s00531-009-0471-z>
- WRA. (2019). *Catálogo de Riesgo de Proyecto*. PIARC. <https://www.piarc.org/es/pedido-de-publicacion/30967-es-Cat%C3%A1logo%20de%20riesgos%20de%20proyectos>