

Vol. 1 - Nº 1, Año 2020

REVISTA TÉCNICA

Ingenium



Autor: Carrera de Ingeniería Civil de U.M.R.P.S.F.X.CH.

ISSN:

Contacto: dir.ing.civil@usfx.bo

Editado: Con la contribución de Docentes de la carrera de Ingeniería Civil

Impresión: Imprenta - Editorial "Tupac Katari"

Queda absolutamente prohibida la reproducción total o parcial del presente libro, los infractores se harán pasibles a las sanciones establecidas por Ley.

Sucre - Bolivia

UNIVERSIDAD MAYOR, REAL Y PONTIFICIA DE SAN FRANCISCO XAVIER DE CHUQUISACA

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL



DIRECTORIO DE LA REVISTA

Alfredo Arancibia Chávez, MSc.

Decano de la Facultad de Ingeniería Civil

Juan José Rosales Valda, MSc.

Director de la Carrera de Ingeniería Civil

COMITÉ TÉCNICO

Juan Carlos Rojas Vidovic, PhD.

Ronald Zapata Vásquez, MSc.

Corina Hernández Oña, MSc.

Guido Ángel Frías Cordero, Ing.

Grover Urquiza Paco, Ing.

Alfredo López Marca, Ing.

Miguel Ángel Fernández León, Ing.

MISIÓN

Lograr prestigio y reconocimiento regional y nacional por su calidad en los procesos de enseñanza-aprendizaje, investigación e interacción social, participando con protagonismo y liderazgo moral, científico y tecnológico en el desarrollo departamental y nacional, aportando con profesionales altamente capacitados en: proyección, cálculo, diseño, dirección, supervisión, construcción y mantenimiento de obras civiles, orientadas a la solución de problemas urbanos y rurales, que contribuyan al desarrollo integral de la nación y el mejoramiento de la calidad de vida de sus habitantes.

VISIÓN

Formar profesionales de reconocida calidad moral, científica y tecnológica, con actualidad y competencia, capaces de utilizar eficientemente los recursos humanos y materiales de la región y el país para contribuir con creatividad a la solución de problemas de saneamiento básico, infraestructura habitacional, comunicación vial, deportiva, educación, salud, aprovechamiento sostenido de recursos naturales, con pertinencia y responsabilidad social.

Contenido

Presentación I	6
Presentación II	7
Análisis económico y desafíos del sector de la construcción de Bolivia en tiempos de Covid-19	11
Aplicación de suelo cemento en la conservación vial de vías no pavimentadas	17
Caracterización y estudio de la alterabilidad del material pétreo de la Catedral de Sucre, Bolivia.....	25
Procedimiento para determinar el contenido óptimo de ligante en mezclas drenantes.....	35
Determinación del coeficiente de modificación de respuesta “R” para edificios de hormigón armado sin muros de corte para la ciudad de Sucre mediante el análisis Pushover.....	47
Hormigones con nanoadiciones y fibras de acero	53
Caracterización de flujo de agua subterránea mediante conceptualización hidrogeológica en la cuenca La Palca, Yotala – Chuquisaca.	65
Modelación física del aliviadero lateral tipo canal de la presa de enrocado Pampas Padilla	79
Evaluación del impacto del cambio climático en los recursos hídricos de la cuenca La Palca-Yotala.....	89
Modelación de zonas de inundación urbana, para rehabilitación del sistema de drenaje del mercado campesino (Sucre - Bolivia).....	99
La ingeniería civil aplicada a la prevención de incendios forestales	107
Fórmula para hallar la cifra de números primos menores que una cantidad dada	113
Medición del incremento de esfuerzos verticales generados por un vehículo en una arena limosa	123
Ensayo triaxial en suelos no saturados	131
Nuestra infraestructura	136

PRESENTACIÓN



En mi condición de Decano de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Mayor, Real y Pontificia de San Francisco Xavier de Chuquisaca, tengo el agrado de presentar a ustedes, el primer número de la REVISTA INGENIUM, que ha sido elaborada por varios docentes de la Facultad.

La idea de elaborar la revista data del año 2019; sin embargo, los acontecimientos ocurridos en Bolivia el año pasado que coincidieron con la fecha de nuestro aniversario, hicieron que se postergara este ansiado proyecto. Hoy gracias a Dios se hace realidad y a tiempo de presentar estos trabajos, me permito felicitar a los participantes que hicieron posible este anhelo, demostraron su capacidad profesional.

Sin duda que la Revista que se entrega hoy, enaltece a la Facultad, permitiendo crecer académicamente y ser un factor importante para alcanzar una reacreditación internacional, puesto que los artículos expuestos corresponden a temáticas y problemas actuales que se presentan en nuestra profesión, proponiendo alternativas de solución.

Quienes tenemos varios años trabajando en la docencia universitaria, conocemos las dificultades que se tienen para hacer investigación. En nuestra Universidad existe carencia de recursos económicos, falta de equipamiento en los laboratorios, escasa bibliografía y la precaria infraestructura disponible, que son algunos de los factores que impiden la realización de mayor cantidad de investigaciones, considerando estos aspectos, valoro aún más el trabajo desarrollado.

Es un paso inicial que compromete a las actuales autoridades de la Facultad de Ingeniería Civil, para seguir fortaleciendo y apoyando la realización de otras investigaciones.

Felicidades Colegas y adelante Ingeniería Civil.

MS.C. Ing. Alfredo Arancibia Chávez

DECANO DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

U.S.F.X.CH.

PRESENTACIÓN



El mundo actual caracterizado por su dinámica en constante celeridad en todas las áreas del conocimiento humano plantea múltiples y complejos desafíos a las Unidades Facultativas de la Universidad Mayor, Real y Pontificia de San Francisco Xavier de Chuquisaca, este cambio permanente en la ciencia y tecnología obliga a sus actores principales docentes y estudiantes a desplazarse al ritmo del avance científico y tecnológico.

En este afán un grupo de docentes de la Carrera de Ingeniería Civil, motivados por las autoridades Facultativas y de Carrera elaboraron varios artículos, los cuales presentan información actualizada sobre investigación científica e innovación tecnológica en el apasionante campo de la Ingeniería Civil.

Con este primer número de la revista "INGENIUM" se da un primer paso con la intención de marcar una huella, para que en cada periodo de tiempo se pueda publicar la 2ª, 3ª, 4ª... edición de la Revista.

La mejor forma de rendir homenaje a la institución que nos cobija es trabajando sin escatimar tiempo y esfuerzo, siendo artífices de su engrandecimiento y posicionamiento como una de las mejores del sistema nacional de universidades.

El trabajo comprometido de la comunidad universitaria de la Facultad, siempre nos llevará por el sendero del éxito y nos permitirá avanzar en la cualificación del proceso Enseñanza – Aprendizaje.

Con honda satisfacción pongo a consideración de los lectores el primer número de la Revista "INGENIUM" con la certeza de que con su lectura enriquecerán sus conocimientos y motivarán sus espíritus ávidos de nuevas sapiencias en el campo de la Ingeniería Civil.

La revista de la Facultad de Ingeniería Civil, se hace realidad gracias a la cooperación del Ing. Alfredo Arancibia Chávez Decano de la Facultad, a los Ing. Ronald Zapata Vázquez, Ing. Juan Carlos Rojas Vidovic, Ing. Guido Ángel Frías Cordero, Ing. Grover Urquizo Paco, Ing. Corina Hernández Oña, Ing. Alfredo López Marca, Ing. Miguel Ángel Fernández León Docentes de la Facultad, y la Ing. Roxana Amonzabel Lezcano Encargada de Soporte Técnico de la Facultad.

Con el firme compromiso de seguir trabajando por el progreso de nuestra Carrera y Facultad, presento a Uds. la publicación, para que valoren y se deleiten con la calidad de los artículos presentados.

MS.C. Ing. Juan José Rosales Valda

DIRECTOR CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

U.S.F.X.CH.



FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL







ANÁLISIS ECONÓMICO Y DESAFÍOS DEL SECTOR DE LA CONSTRUCCIÓN DE BOLIVIA EN TIEMPOS DE COVID-19

Arancibia Carpio, J. C. ^a

^a Docente de la asignatura de Preparación y Evaluación de Proyectos de la Facultad de Ingeniería Civil (USFX), Destacamento 317, Ex Campus REFI-SUR, 573, Sucre, Bolivia. E-mail: juancarlosarancibiapcarpio@gmail.com.

RESUMEN

El presente trabajo de investigación analiza el Sector de la Construcción en Bolivia, durante el periodo 2002-2020 desarrollando las siguientes actividades: Se inició con la búsqueda de datos relevantes referidos al tema en cuestión para aduar la metodología al contexto social donde se realiza la investigación.

Se verificó información estadística referida al Sector de la Construcción de Bolivia.

Se hizo una revisión de la normativa vigente respecto al Sector de la Construcción a nivel Nacional y Local.

En primera instancia la investigación fue de tipo exploratoria para conseguir información secundaria que permita familiarizarse con la temática y problema de investigación; posteriormente, la investigación se tornó descriptiva para plasmar la realidad del Sector de la Construcción de Bolivia. Para el estudio se tomó como muestra el crecimiento del PIB de Bolivia y del Sector de la Construcción.

El estudio consideró el Crecimiento Anual del PIB y el Índice del Costo de la Construcción 2002-2020, las mismas han sido de objeto de estudio para tener mayor conocimiento de la realidad del Sector de la Construcción de Bolivia: sin embargo, se llevó a cabo la aplicación del instrumento de recolección de información como es la observación.

Finalmente, destacar la existencia de dos Reglamentos: Reglamento Boliviano de la Construcción y el Reglamento para el Desarrollo de las Actividades Económicas en el Sector de la Construcción, asimismo, la Guía Boliviana de la Construcción de Edificaciones.

Palabras clave: Producto Interno Bruto (PIB), índice del Costo de la Construcción, Covid-19.

ABSTRACT

This research work analyzes the Construction Sector in Bolivia, during the period 2002-2020, developing the following activities:

1. It began with the search for relevant data related to the topic in question to adapt the methodology to the social context where the research is carried out.

2. Statistical information referring to the Bolivian Construction Sector was verified.

3. A review was made of the current regulations regarding the Construction Sector at the National and Local level.

In the first instance, the research was exploratory in order to obtain secondary information that would allow one to become familiar with the research topic and problem; later, the research became descriptive to capture the reality of the Bolivian Construction Sector. For the study, the growth of the GDP of Bolivia and the Construction Sector was taken as a sample. The study considered the Annual Growth of GDP and the Construction Cost Index 2002-2020, they have been the object of study to have a better understanding of the reality of the Bolivian Construction Sector: however, it was carried out the application of the information collection instrument such as observation.

Finally, it is worth highlighting the existence of two Regulations: the Bolivian Construction Regulations and the Regulations for the Development of Economic Activities in the Construction Sector, as well as the Bolivian Guide to the Construction of Buildings.

Key words: Gross Domestic Product (GDP), Construction Cost Index, Covid-19.

INTRODUCCIÓN

Es de conocimiento general que en Bolivia no se cuenta con un documento técnico que norme el ámbito de construcciones y sus actividades complementarias, solo algunos Gobiernos Autónomos Municipales, especialmente los de las capitales de departamento del eje troncal, han desarrollado normativas relacionadas a este ámbito, pero más orientado al uso del suelo y ordenamiento territorial, en este sentido más del 90% de los municipios no cuentan con una normativa, reglamento o guía que les permita regular las construcciones urbanas.

Por este motivo es menester la necesidad de contar con normativa consensuada y desarrollada por instituciones públicas y privadas, que a través de reuniones del Comité Técnico elaboraron la Guía Boliviana de Construcción de Edificaciones, la cual es de interés social para toda entidad pública y privada en todo el territorio del Estado Plurinacional de Bolivia, requiriendo que las instituciones, autoridades y población en general se informen, desarrollen o complementen su normativa, cumplan sus obligaciones y tomen la Guía como un documento trabajado con representación nacional y al que aportaron con su experiencia profesionales de instituciones de todo el territorio nacional.

Debiendo los Gobiernos Autónomos Municipales, en el marco de las Leyes vigentes, serán los encargados de su implementación y observancia y podrán aplicar y/o elaborar normativas específicas o complementarias, tomando en cuenta la disponibilidad de materiales de construcción, las características geográficas, geológicas, ambientales, climáticas, culturales y costumbres de la zona y/o región.

El Reglamento para el Sector de la Construcción y Resolución Ministerial 01/20, tiene como objeto establecer lineamientos para la aplicación de protocolos emitidos por personas naturales o jurídicas, entidades y/o empresas públicas o privadas del sector de la construcción, respecto a medidas de bioseguridad para la prevención y contención de la Infección por el COVID-19, para el desarrollo de actividades económicas en el sector de la construcción, en el marco del Decreto Supremo N° 4229, de 29 de abril de 2020.

La aplicación del presente reglamento es de aplicación obligatoria para personas naturales o jurídicas, entidades y/o empresas públicas o privadas del sector de la construcción, empleadores, servidores públicos, trabajadores y todo personal que preste actividades relativas al sector. Su alcance abarca las actividades de construcción en todas sus etapas, ejecución de obras civiles, como ser las edificaciones; obras públicas y privadas en general; montaje y desmontaje de edificios y estructuras a base de elementos prefabricados; construcción de carreteras; obras viales; construcción de obras de arte, entre otros, donde exista actividad de construcción y/o mantenimiento, obras y proyectos que se desarrollen en el Estado Plurinacional de Bolivia.

MATERIALES Y MÉTODOS

Se aplicó la investigación de tipo exploratorio con el fin de obtener información secundaria que permita familiarizarse con la temática y problema de investigación aplicando el método bibliográfico; luego la investigación es descriptiva, empleando el método analítico y estadístico.

Al concluir con la etapa de recolección de información, se procedió a la edición de los mismos verificando con el informe presentado la Carrera de Ingeniería Civil, de esta manera, otorgar confiabilidad y veracidad a la información obtenida, para luego proceder a la sistematización o tabulación de datos.

Una vez concluida la tabulación de los datos, con una vista de datos extensa, se procedió a obtener los resultados relevantes.

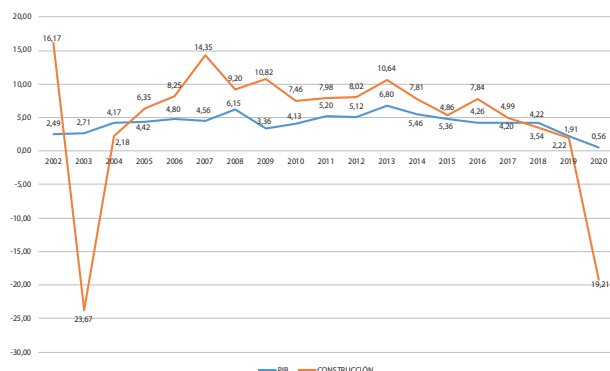
RESULTADOS

La Construcción se constituye como uno de los sectores productivos que mayor riqueza aporta a la sociedad, por su participación tanto en la cantidad de empresas dedicadas a actividades directas y relacionadas, así como por el efecto multiplicador generado por la mano de obra empleada. Por ello a nivel internacional se considera a este sector como el mayor empleador del mundo. En los últimos años el sector de la construcción mostró un crecimiento sostenido y fue un pilar fundamental para el desarrollo y crecimiento del país. El impulso que se dio al desarrollo nacional a través de la construcción permitió que durante el período 2002-2020, la construcción registre tasas de crecimiento por encima del promedio nacional, ya que fue la principal herramienta para la redistribución de los recursos; en nueva infraestructura para la población, y, sobre todo como un medio para la generación de empleos.

El comportamiento del PIB del Sector de la Construcción en los años 2002 (16.17%), 2007 (14.35%), 2009 (10.82%) y 2013 (10.64%), no obstante; tuvo un repunte el 2016 del 7.84%. Luego del mencionado repunte, el crecimiento de la construcción volvió a caer a 4.99% el 2017, hasta de 3.54% el 2018, 1.91% el 2019 y hasta el primer trimestre del 2020 alcanzó -19.71%. Cabe recalcar que no se tiene un crecimiento tan bajo en el sector de la construcción desde el año 2004 que fue de 2.2%.

Esto se debe a varios factores ya advertidos por la Cámara Boliviana de la Construcción (CABOCO), como la excesiva fiscalización impositiva, financiera y de las entidades contratantes, demasiada mora de parte del Estado a las empresas constructoras, y elevados costos imprevistos como el Doble Aguinaldo, incrementos salariales, etc.

GRÁFICO N°1: CRECIMIENTO ANUAL DEL PIB Y EL SECTOR EMPRESARIAL



Fuente: Elaboración propia.

Como un antecedente de la situación que se vive en el sector, los representantes de gremios productivos, constructores, empresas productoras y ferreterías insisten que la construcción está de caída por la pandemia y se vive una paulatina desaceleración del sector, llegando a los números rojos y provocando el cierre de empresas y por ende la pérdida de empleos y desmoronamiento del sistema productivo. Algunas empresas constructoras, señalan que de crecer un 18% el 2015 a estar a punto de cerrar este 2020, por las pandemias y coyuntura política.

Dentro de la problemática del sector muestra un escenario donde se configura única y exclusivamente en la falta de cancelación de planillas de pago, liberación de garantías de obras concluidas, baja ejecución de la inversión pública programada y otros aspectos relacionados con la seguridad jurídica, que no están siendo cumplidos a cabalidad por los diferentes contratantes, tanto del Gobierno Central como de los Gobiernos Subnacionales.

Con datos del Banco Central de Bolivia (BCB), así como del Instituto Nacional de Estadística (INE), los constructores muestran que, al primer trimestre del 2020, la caída en el sector construcción (-19,21%), fue profundizada aún más por menores desembolsos de créditos destinados a este sector en el sistema

financiero nacional, por otra parte, el presupuesto programado de inversión pública en 2020 es menor en 17,5% con respecto a la gestión anterior. Con todos estos índices desalentadores el BCB ha previsto una contracción del sector de la construcción de un 18%.

Además citan un informe del Servicio de Impuestos Nacionales sobre la población desocupada cesante afectada por la cuarentena en el sector de la construcción, desde el mes de abril a julio, la misma que bordea los 200 mil trabajadores de la construcción, cuando en años anteriores la construcción era un líder en la generación del empleo, esta afectación, alcanzará no solo al empresario sino también a las familias de los trabajadores cuyos ingresos dependen de la ejecución de obras de construcción.

La entidad pública contratante y el contratista, conocen cual es el beneficio que esperan obtener del contrato de obra, para la entidad, será el logro de los fines del Estado y para el contratista, la obtención de un beneficio económico legítimo y justo y a su favor por la obra ejecutada, como también está establecida en la Constitución Política del Estado.

De igual forma ante los retrasos en los pagos de los contratos, reclaman el cumplimiento del Decreto Supremo No. 0181, otras normas modificatorias y el Documento Base de Contratación (modelo de contrato), que especifican que el pago será "paralelo al progreso de la obra", a este fin mensualmente el contratista a los 5 días hábiles del mes vencido presenta su planilla de avance de obra, debidamente respaldada y firmada, para el proceso de pago, el mismo que no debería extenderse más de 45 días calendario.

Es altamente preocupante que, además de todos los datos desalentadores que se tienen para el futuro del sector, los constructores deben lidiar con los abusos de los contratantes, que no cumplen con sus obligaciones de pago oportuno, y que exigen muchas veces con amenazas de cobro de garantías se ejecuten las obras, aspecto que definitivamente va en contra de los derechos del contratista.

El paro de actividades en el país a consecuencia de la emergencia sanitaria por la pandemia del coronavirus representa una pérdida económica de al menos 3.000 millones de bolivianos para el sector de la construcción. Esta situación pone en riesgo de cierre a más del 90 % de las empresas constructoras, la mayoría pequeñas. Ante esta situación, y con la finalidad de evitar el cierre de empresas y mantener los niveles de empleo cuando finalice el periodo de cuarentena, se propone habilitar una línea de crédito de liquidez de emergencia de hasta 7.000 millones de bolivianos a través del Banco Unión orientado a otorgar préstamos de apoyo a las empresas.

Antes que comenzara la pandemia, el rubro de la construcción ya se encontraba en una situación complicada, desde inicios de año (2020), los constructores anunciaron el estado de emergencia por el pago de planillas por parte del gobierno y que hasta ahora no se ha cancelado; sino por la búsqueda de reactivar el trabajo en los proyectos a nivel nacional tras la paralización obligatoria debido al estado de emergencia sanitaria frente al Covid-19. Sumando a eso la aplicación de un nuevo protocolo de bioseguridad, que implica inversión para brindar el equipo necesario a los trabajadores de obra, empero no hay liquidez para concretar la implementación.

A raíz de los conflictos político-sociales de octubre y noviembre de 2019 y la pandemia del coronavirus, a partir de marzo de este año el aparato productivo está paralizado, uno de los sectores más afectados es el de la construcción.

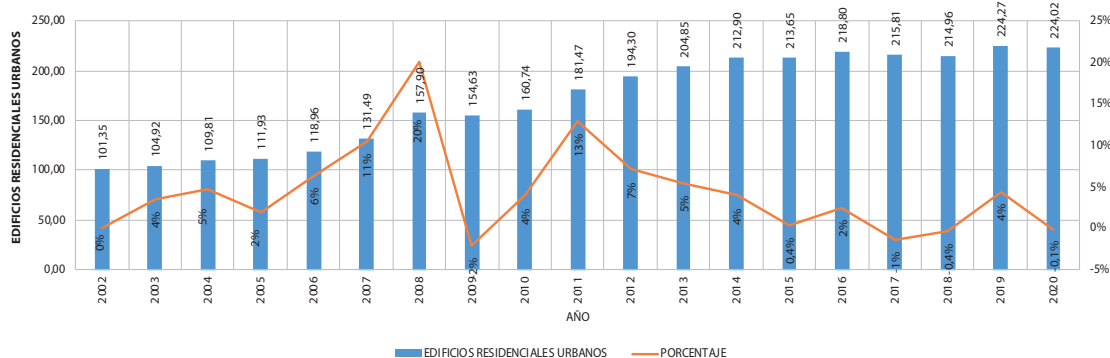
Se requiere que el estado inyecte recursos para invertir en la construcción de infraestructura, con este fin se

tendría que echar mano a el ahorro del subsidio de la compra de combustible, estamos al pie de una de las crisis más agudas donde el capital privado esta por acabarse y no hay una respuesta concreta del estado; para reactivar la economía boliviana el Gobierno debe cancelar a las empresas constructoras las deudas pendientes de las planillas adeudadas desde septiembre de 2019, monto que asciende a Bs 2.500 millones. Las instituciones contratantes a la fecha no han realizado los desembolsos que corresponden a las obras que se han terminado hace mucho tiempo. Hace más de seis meses que están en ejecución. Entonces la situación es muy crítica del sector de la construcción puesto que no hay la cancelación de las planillas y nosotros hemos tenido que cubrir a proveedores, mano de obra, a la banca, impuestos con créditos inclusive, crédito de la banca, créditos personales, etc. De tal manera que la situación es muy dura para el sector constructor, muchos ya se están deshaciendo de su patrimonio, con relación a la crisis de octubre, noviembre de 2019, hasta ese entonces no estaban canceladas las planillas, luego viene el tema de la pandemia.

El apoyo del gobierno a este sector es la postergación de los tributos, algo que el sector celebro es la flexibilidad de la banca respecto al diferimiento del pago de los créditos hasta diciembre. Con un mayor apoyo a este sector y fundamentalmente cubrir algo que se ha trabajado, que está ejecutado inclusive obras que ya están terminadas, de tal manera que son esos temas los que complican al sector constructor y esperamos pues que tengamos con el Gobierno el acercamiento. Hay ofrecimientos de créditos que ellos están consiguiendo, de tal manera que se pueda cubrir todas las obligaciones y es una parte importante que se cancele todo lo adeudado a la fecha.

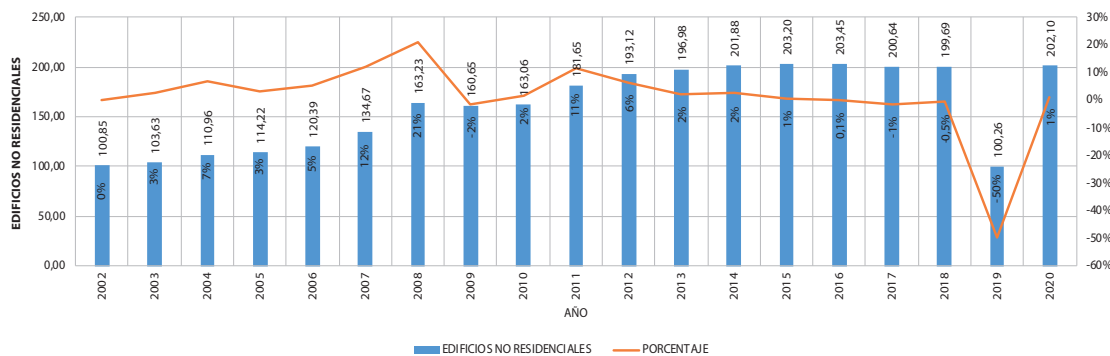
Discusión

GRÁFICO N° 2: EDIFICIOS RESIDENCIALES URBANOS

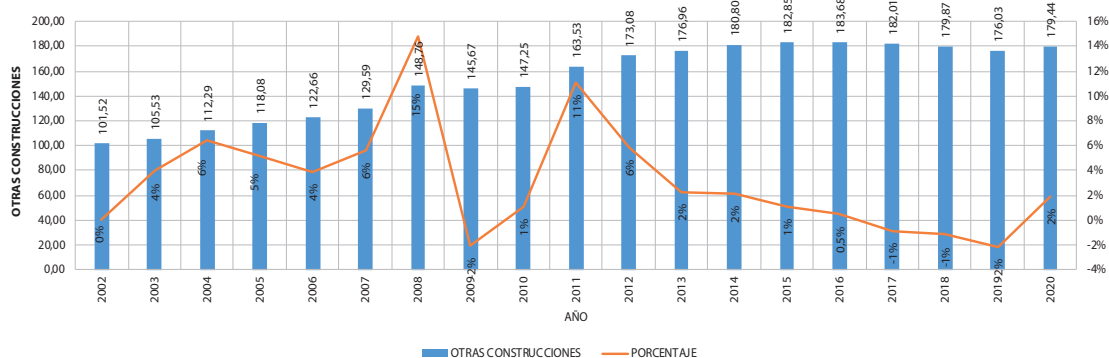


Fuente: Elaboración propia.

GRÁFICO N° 3: EDIFICIOS NO RESIDENCIALES



Fuente: Elaboración propia.

GRÁFICO Nº 4: OTRAS CONSTRUCCIONES

Fuente: Elaboración propia.

Se logró el objetivo del presente trabajo de investigación ya que se pudo identificar y analizar sistemáticamente los aspectos fundamentales del Sector de la Construcción de Bolivia, con la finalidad de poder conocer la participación del Sector de la Construcción de Bolivia en tiempos de Covid-19.

Los hallazgos resaltan la importancia de considerar la participación del Sector de la Construcción en la Sociedad Boliviana tomando en cuenta el crecimiento del Producto Interno Bruto (PIB) en tiempos de Covid-19.

No se tienen evidencias de estudios realizados en la Universidad sobre la temática abordada en el presente estudio ni actualizados en esta línea de investigación.

Empero se cuenta con datos e informes realizados en gestiones anteriores en reportes estadísticos del INE, siendo estas realizadas anualmente denotando objetividad y puntualidad.

CONCLUSIONES

El trabajo de investigación posibilitó conocer la situación del sector de la Construcción de Bolivia en tiempos de Covid-19.

Se concluye que habrá efectos en cantidad, pero también en calidad del empleo en el sector de la construcción en Bolivia, ya que las empresas de este sector ya pensaban en despedir gente tras la cuarentena; pero lo que más nos preocupa es la calidad, porque las empresas contratarán personal eventual o con sueldos bajos, sin seguro social ni laboral.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

<https://www.ine.gob.bo/index.php/estadisticas-economicas/pib-y-cuentas-nacionales/producto-interno-bruto-anual/producto-interno-bruto-por-actividad-economica/>

<https://www.ine.gob.bo/index.php/estadisticas-economicas/construccion>.





APLICACIÓN DE SUELO CEMENTO EN LA CONSERVACIÓN VIAL DE VÍAS NO PAVIMENTADAS

Servicio Departamental de Caminos Chuquisaca

^{Ing.} Grover Urquiza Paco, Director Técnico, Calle Pinkas S/N Barrio SENAC, Teléfonos contacto: (4) 64 60048 / (4) 64 61844

FAX (4) 60 60187 /

^b Docente en el área de vías y carreteras de la Facultad de Ingeniería Civil (USFX), Destacamento 317, Ex Campus REFISUR, 573, Sucre, Bolivia. E-mail: cori_h5@yahoo.es.

RESUMEN

El suelo-cemento es la mezcla íntima y homogénea de suelo pulverizado con determinadas cantidades de cemento portland y agua, y que luego de compactado, para obtener densidades altas, y curado, para que se produzca un endurecimiento más efectivo, se obtiene un nuevo material resistente a los esfuerzos de compresión, prácticamente impermeable y estable en el tiempo.

La tierra o suelo es sin duda el material de construcción más antiguo de los empleados por el hombre en su evolución histórica, llegando hasta el presente como una verdadera alternativa de solución de bajo costo en el mejoramiento y conservación de vías no pavimentadas.

En el presente trabajo aquí desarrollado, se exponen los resultados de las pruebas elaboradas por el Laboratorio de Mecánica de Suelos del Servicio Departamental de Caminos, diseño de la mezcla de suelo- cemento y consideraciones para su implementación y aplicación en la Conservación Vial del Tramo CH-03: El Salto – Monteagudo. Red Fundamental que vincula la capital del departamento, con la ciudad de Monteagudo. (Provincia Hernando Siles.)

Palabras clave: Suelo – cemento, Conservación vial, vías no pavimentadas

ABSTRACT

The Soil-cement is the intimate and homogeneous mixture of soil sprayed with certain amounts of portland cement and water, and that after compacting, to obtain high densities, and curing, for a more effective hardening to occur, a new material resistant to compression stresses, practically waterproof and stable over time is obtained. The earth or soil is undoubtedly the oldest construction material used by man in its historical evolution, reaching the present time as a true alternative low-cost solution in the improvement and conservation of unpaved roads.

In the present work developed here, the results of the tests carried out by the Soil Mechanics Laboratory of the Departmental Road Service, design of the soil-cement mixture and considerations for its implementation and application in the Road Conservation of the CH Section are exposed -03: El Salto - Monteagudo. Fundamental Network that links the capital of the department with the city of Monteagudo. (Hernando Siles Province.)

Key words: Soil - cement, Road maintenance, unpaved roads

INTRODUCCIÓN

A mediados del siglo XX, en el mundo se ha venido implementando la estabilización del suelo con cemento exitosamente en varios países, ya que gracias a su bajo costo de construcción y mantenimiento se puede utilizar en varios campos de la ingeniería como pavimentos, bases para estructuras en concreto, geotecnia, entre otros. Según el manual de estabilización de suelos con cal o cemento (4) la reglamentación ambiental ha restringido el uso desmedido de materiales granulares que estén fuera de la traza del proyecto, además de la necesidad por tener cimientos firmes que soporten un tráfico pesado, por estas razones se ha venido implementando el mejoramiento de los suelos in situ, proceso que resulta muy eficiente gracias a la maquinaria que permite agilizar los procesos de mezcla del suelo con el aglomerante.

Debido a las múltiples ventajas que contienen los suelos mezclados con cemento, diversos países lo aplican de forma casi generalizada.

Ventajas

El material es durable. Registros de su comportamiento indican que el suelo cemento presenta una mayor durabilidad que otros materiales de pavimentos de similar costo inicial.

Uso de materiales locales. Si el suelo cemento permite la utilización de gran cantidad de tipos de suelo para su elaboración, se reducen los costos de transporte de material de aporte y aumentan los rendimientos de construcción.

Menor impacto ambiental. Debido a la menor dependencia de bancos de material.

Mayor rigidez y distribución de carga aplicada al pavimento. Las propiedades de las mezclas de suelo cemento permiten distribuir la carga aplicada en un área mayor, comparado con una base granular.

Resistencia a los agentes atmosféricos. Ha sido notable su prolongada durabilidad bajo condiciones adversas, se ha probado en forma exhaustiva en los climas más difíciles por lo que se ha usado frecuentemente en lugares con condiciones climáticas muy desfavorables y de América, Europa y Asia.

Aumento de resistencia y menor mantenimiento. La experiencia ha demostrado que las propiedades mecánicas del suelo cemento incrementan con el tiempo, lo que favorece que el mantenimiento del pavimento sea mínimo.

Precauciones

Pero para disfrutar de estas ventajas hay que tener atención en algunos puntos.

Si no es diseñado, dosificado y controlado adecuadamente puede producir demasiada contracción y agrietamiento que se refleje en las capas de rodadura.

Se debe seleccionar el tipo de cemento adecuado y realizar el número de pruebas necesarias, antes de pretender construir capas de suelo cemento con suelos de mediana y alta plasticidad, ya que el mezclado de suelo y cemento podría resultar muy difícil.

El tiempo para ejecutar el mezclado, conformación y compactación, está limitado a evitar el fraguado anticipado del cemento.

Definiciones

Por muchos años, se han generado distintas definiciones de "suelo cemento" y clasificaciones en diversos países. Siendo las más reconocidas las indicadas a continuación:

Según el ACI (American Concrete Institute), el suelo cemento es una mezcla de suelo y una medida de cemento Portland y agua compactada a una alta densidad. Asimismo, el suelo cemento puede ser definido como un material producido por el mezclado, compactación y curado de suelo/agregados, cemento Portland, ocasionalmente aditivos y/o puzolanas y agua, para formar un material endurecido con específicas propiedades ingenieriles. Las partículas suelo/agregados son adheridas por la pasta de cemento, pero a diferencia de cómo sucede en las mezclas de concreto, las partículas individuales no son cubiertas completamente por la pasta de cemento.

Según la PCA (Portland Cement Association), el suelo cemento es una mezcla altamente compactada de suelo/agregado, cemento Portland y agua, siendo el principal uso de este material en estructuras de pavimentos.

Materiales

El suelo a ser estabilizado con cemento puede resultar de la combinación de gravas, arenas, limos y arcillas. Básicamente cualquier suelo puede estabilizarse con cemento a excepción de los suelos orgánicos y con altos contenidos de sales que puedan afectar el desempeño del cemento.

Suelos aptos para mezclas de suelo-cemento

Prácticamente todos los suelos pueden ser empleados para producir suelo – cemento con la lógica excepción de la capa vegetal, sin embargo, cuando se requiere ejecutar una mezcla con calidad y consumo mínimo de cemento, el número de suelos aptos se reduce.

Se consideran suelos aptos para mezclas de suelo-cemento aquellos cuyos consumos de cemento en peso se encuentren entre 5 y 12% con respecto al peso del suelo. Además, que la manejabilidad sea tal que permita la producción de una mezcla homogénea.

Con los suelos aptos el suelo-cemento debe ser estable en la contracción, tener una absorción de agua adecuada y alcanzar las resistencias necesarias en el menor tiempo.

Generalmente los suelos aptos son aquellos que tienen tales proporciones de suelos gruesos y finos que producen una granulometría abierta, sin predominio

excesivo de un determinado tamaño. De igual forma su plasticidad debe ser tal que aporte una determinada cohesión a la mezcla, lo que mejora la manejabilidad sin que se produzcan agrietamientos por contracción.

Cementos

Todos los cementos que produce la industria nacional son aptos para ser empleados en mezclas de suelo-cemento: el IP-30 es el más recomendable por su contenido de adición puzolánica, que favorece al alcance de una mayor resistencia en el tiempo.

Los requerimientos del cemento varían en función de las propiedades deseadas en la mezcla y del tipo de suelo. El contenido del cemento depende si el suelo va a ser modificado o estabilizado.

Agua

No existen grandes limitaciones para el uso de agua en las mezclas de suelo-cemento, cualquier agua potable es apta para emplear en dichas mezclas.

La mayoría de las especificaciones y literatura técnica relacionada con los requisitos del agua a utilizarse en mezclas de suelo cemento, se limitan a indicar que esta debe ser potable o relativamente limpia, libre de álcalis, ácidos o materia orgánica.

Adicional a los requisitos de calidad del agua, están los requisitos de cantidad del agua, ya que deberá lograr la máxima densidad en las mezclas e hidratar adecuadamente el cemento. Por lo general el contenido de humedad deberá estar entre 6% a 12% en peso seco de la mezcla.

Diseño de mezcla

Para el diseño de mezcla se dispuso de 3 materiales principalmente: Suelo tipo A-1-a (0) (Suelo granular de banco aluvial), cemento y agua. La dosificación del cemento se definió con investigaciones posteriores en las cuales se trabajan porcentajes que van desde el 0% hasta el 12 %. Para el caso de estudio se trabajaron 5 porcentajes los cuales corresponden al 0, 4, 8, y 12 por ciento. Para definir la cantidad de agua

se realizaron ensayos de proctor AASHTO T-180 en los cuales se determinó la cantidad de agua necesaria para llegar a la densidad máxima de la mezcla.

Elaboración de cuerpos de prueba

El molde empleado para la elaboración de los cilindros de prueba se realizó con un molde normal D=6", H=30 cm.

Para poder tener múltiples resultados con una variación mínima de datos fue indispensable tener 3 cuerpos de prueba para cada uno de los porcentajes de cemento propuestos, además de esto se tuvieron en cuenta tiempos de curado de 7 días, para posteriormente realizar la prueba de resistencia a compresión.

Ensayo de Resistencia

Para medir la resistencia de los cuerpos de prueba, se procedió a la rotura de testigos que corresponde a aplicar una carga axial de compresión a los cilindros moldeados o núcleos hasta que se presente la falla (tensión de rotura).

RESULTADOS

A continuación, se presenta los resultados de las diferentes pruebas de laboratorio, realizadas por el Laboratorio de Mecánica de suelos del SEDCAM-CH:

ANÁLISIS DE TAMICES AGREGADO GRUESO					
Tamices	Peso retenido en Grs.	Retenido acumulado Grs.	%	Tamaño en Mm.	% que pasa del total
2 1/2"	0,00	0,00	0,00	62,50	100,00
2"	731,00	731,00	5,09	50,00	94,91
1 1/2"	1112,00	1843,00	12,83	37,50	87,17
1"	1192,00	3035,00	21,13	25,00	78,87
3/4"	1217,00	4252,00	29,60	19,00	70,40
3/8"	1834,00	6086,00	42,37	9,50	57,63
No. 4	1604,00	7690,00	53,54	4,75	46,46
No. 10	1373,00	9063,00	63,10	2,00	36,90

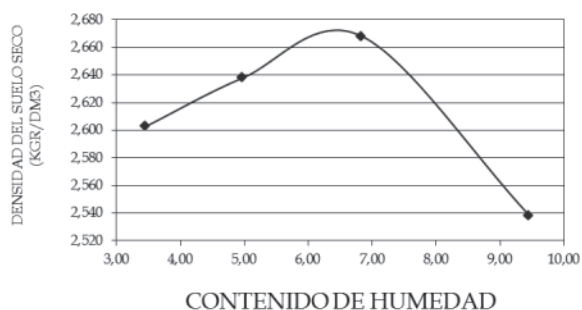
GRANULOMETRÍA DEL MORTERO DE SUELO			
Pasa N° 10 húmedo	500 grs.	Pasa N° 10 Seco	490,4

ANÁLISIS DE TAMICES DEL AGREGADOS FINO					
Tamices	Retenido en Grs.	Retenido acumulado Grs.	%	% que pasa del mortero	Tamaño en mm.
No. 40	149,6	149,6	30,50	69,50	0,425
No. 200	175,5	325,1	66,29	33,71	0,075

DETERMINACIÓN DE LIMITES LIQUIDO Y PLÁSTICO					
Cápsula o Tara N°	63			27	
Suelo Húmedo + tara	34,28			33,75	
Suelo seco + tara	30,67			30,92	
Peso el agua	3,61			2,83	
Peso de la tara	11,31			10,59	
Peso suelo seco	19,36			20,33	
% de humedad % h.	18,65			13,92	
Numero de golpes	25				
LIMITE LIQUIDO L.L.			18,65		
LIMITE PLÁSTICO L.P.			13,92		
INDICE DE PLASTICIDAD IP = (LL-LP)			4,73		

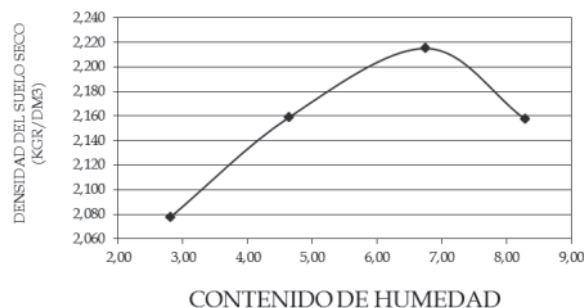
ENSAYO DE COMPACTACIÓN-AASHTO T-180

EMPRESA:	SEDCAM CH.		
PROYECTO:	Conservación Vial de la Red Vial Fundamental Tramo CH - 03		
PROCEDENCIA:	Material de río 50% y material de Molino 50%		
MATERIAL	Suelo cemento con 12 % de Cemento		
FECHA	17 de Agosto del 2020		
Nº DE MOLDE: 1	VOLUMEN	2120,00	PESO 1617
Nº de capas	5,00	5,00	5,00
Nº de golpes por capa	25,00	25,00	25,00
Peso húmedo + molde	7326,00	7488,00	7507,00
Peso de molde	1617,00	1617,00	1617,00
Peso suelo húmedo	5709,00	5871,00	5890,00
Volumen de la muestra	2120,00	2120,00	2120,00
Densidad suelo húmedo (Kg / dm3)	2,69	2,77	2,85
Cápsula Nº	23	4	89
Peso suelo húmedo + cápsula	540,20	666,30	589,70
Peso suelo seco + cápsula	525,90	640,40	559,60
Peso de agua	14,30	25,90	30,10
Peso de la cápsula	112,80	120,20	119,10
Peso suelo seco	413,10	520,20	440,50
Contenido de humedad (%H)	3,46	4,98	6,83
Densidad suelo seco (Kg/dm3)	2,603	2,638	2,668
Densidad Máxima	2,270	Kg/dm3	
Humedad Optima	6,50	%	



ENSAYO DE COMPACTACION-AASHTO T-180

EMPRESA:	SEDCAM CH.		
PROYECTO:	Conservación Vial de la Red Vial Fundamental Tramo CH - 03		
PROCEDENCIA:	Material de río 50% y material de Molino 50%		
MATERIAL	Suelo Cemento con 18 % de Cemento		
FECHA	18 de Agosto del 2020		
Nº DE MOLDE: 1	VOLUMEN	2120,00	PESO 2617
Nº de capas	5,00	5,00	5,00
Nº de golpes por capa	56,00	56,00	56,00
Peso húmedo + molde	7146,00	7406,00	7630,00
Peso de molde	2617,00	2617,00	2617,00
Peso suelo húmedo	4529,00	4789,00	5013,00
Volumen de la muestra	2120,00	2120,00	2120,00
Densidad suelo húmedo (Kg / dm3)	2,14	2,26	2,36
Cápsula Nº	10	15	20
Peso suelo húmedo + cápsula	666,60	625,20	673,20
Peso suelo seco + cápsula	651,60	603,10	637,70
Peso de agua	15,00	22,10	35,50
Peso de la cápsula	118,50	126,60	111,90
Peso suelo seco	533,10	476,50	525,80
Contenido de humedad (%H)	2,81	4,64	6,75
Densidad suelo seco (Kg/dm3)	2,078	2,159	2,215
Densidad Máxima	2,215	Kg/dm3	
Humedad Optima	6,80	%	



ENSAYO A LA COMPRESION DE PROBETAS DE HORMIGON

Empresa:	SEDCAM CH.							
Proyecto:	Conservación Vial de la Red Vial Fundamental Tramo CH - 03							
Lugar:	Material de río 50% y Molino 50%							
Km.	Numero	Fecha de Preparado	Fecha de rotura	Tipo de hormigón	C. Rotura (Kg)	T. Rotura (Kg/cm2)	Edad (días)	T. Rotura a 28 días
	1	21-ago-20	28-ago-20	12% Cemento	15800	86,81	7	120,21
	2	21-ago-20	28-ago-20	12% cemento	15000	82,42	7	114,12
	3	24-ago-20	31-ago-20	18% cemento	18800	103,30	7	143,03
	4	24-ago-20	31-ago-20	18% cemento	18500	101,65	7	140,75

DESGASTE DE LOS ÁNGELES

Empresa:	SEDCAM CH.		
Proyecto:	Conservación Vial de la red Vial Fundamental Tramo CH - 03		
Material:	Cubos de suelo cemento		
Procedencia:	Río 50% y molino 50% con 12% de cemento		
Fecha:	30-sep-20		

GRADACIÓN
CARGA ABRASIVA CON A 200 Revoluciones

PROPORCIONES DE MUESTRAS

PASADO	RETENIDO	CANTIDAD TOMADA EN GRAMOS
1 1/2"	1"	
1"	3/4"	
3/4"	1/2"	
1/2"	3/8"	
CANTIDAD TOMADA EN GRAMOS		14647
RETENIDO TAMIZ DE CORTE No. 12 (1.7mm.)		10626
DIFERENCIA		4021
DESGASTE	27,45 %	
DUREZA	72,55 %	

ENSAYOS EN LABORATORIO

Elaboración de la mezcla:





Ensayo de compactación AASHTO T-180



Ensayo de resistencia



CONCLUSIONES

Se obtiene la mayor resistencia a la compresión a los 7 días de curado con un contenido de 12% de cemento alcanzando una resistencia última de 86.81 Kg./cm².

También se ensayó una rotura de testigo con contenido 18% de cemento, alcanzando una resistencia última de 103.30 Kg./cm². Para un mismo período de curado (7 días). Esto indica una relación directamente proporcional entre el porcentaje de cemento y el esfuerzo máximo soportado por el suelo.

El cemento funciona muy bien como agente estabilizador de suelos, en este caso se comprobó que los porcentajes superiores al 4% de cemento en la mezcla mejoran considerablemente la resistencia ante cargas de compresión axial. Por otra parte cabe resaltar que estos contenidos del aglomerante son bastante altos y que si se quiere estabilizar una vía de gran longitud con un alto contenido de cemento el costo puede llegar a ser elevado, sin embargo, a nivel experimental se ha planificado su implementación en un tramo de prueba localizado al ingreso a la ciudad de Monteagudo, Cr. Ruta F0 06 (San Miguel del Bañado - Heredia) – y la Ruta DH-31: Heredia – Ingavi – San Juan del Pirá; correspondiente al programa de Conservación Vial que está siendo ejecutado por el Servicio Departamental de Caminos Chuquisaca a través de un Convenio interinstitucional, suscrito con la Administradora Boliviana de Carreteras ABC.



Localización tramo experimental: Cruce Ruta F0 06 (San Miguel del Bañado - Heredia) – y la Ruta DH-31: Heredia – Ingavi – San Juan del Pirá

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

(4) ANCADE, ANTER, IECA: Manual de estabilización de suelos con cemento o cal. Madrid, 2013. Instituto español del cemento y sus aplicaciones.







CARACTERIZACIÓN Y ESTUDIO DE LA ALTERABILIDAD DEL MATERIAL PÉTREO DE LA CATEDRAL DE SUCRE, BOLIVIA

Grandón-Soliz, C.J.^a, Castro-Borges, P.^b y Rojas, J.C.^c

^aFacultad de Ingeniería Civil, Universidad San Francisco Xavier de Chuquisaca, Sucre, Bolivia. cj_grandons@hotmail.com

^bCentro de Investigación y de Estudios Avanzados de la Unidad de Mérida, Mérida, México. pcastro@cinvestav.mx

^cCentro de Estudios de Posgrado e Investigación, Universidad San Francisco Xavier de Chuquisaca, Sucre, Bolivia. jcrojas@usfx.edu.bo

RESUMEN

La fachada, el atrio y la torre de la Catedral Metropolitana de Sucre fueron construidos con piedra, el principal material en esta estructura. La estructura pétreo actualmente presenta cambios de coloración, sales en su superficie y en los casos más críticos desprendimientos de fragmentos. El presente trabajo de investigación tiene como objetivos caracterizar el material pétreo de esta estructura y estudiar las diversas patologías presentes en la piedra; de este modo se podrá identificar los métodos apropiados para frenar, revertir y/o reparar los daños presentes. Con este propósito, fragmentos de piedra desprendidos de la estructura de la Catedral fueron retirados para su estudio en los laboratorios del Centro de Investigación y de Estudios Avanzados del IPN, México. Las muestras de piedra fueron analizadas a través de técnicas de Microscopía Electrónica de Barrido, Difracción de Rayos X, Termogravimetría y Termografía Infrarroja. Los resultados muestran que el material pétreo es una roca sedimentaria arenisca silícea. Las causas de la aparición de costras negras, depósitos superficiales y eflorescencias en la superficie de la estructura pétreo son consecuencia de la exposición de la estructura al aire libre por lo que se encuentra desprotegida de los fenómenos climáticos y la contaminación urbana; provocando así un desgaste y la pérdida de material.

Una vez estudiado el material pétreo, las patologías y sus causas, se propone una intervención compatible con la piedra existente con el objeto de evitar acciones que puedan dañar más el patrimonio existente.

Palabras clave: Patrimonio Cultural, Conservación, Deterioración, Edificios Históricos, Piedra.

ABSTRACT

The facades, the atrium and the tower of the Cathedral of Sucre were built with stone, the main material in this structure. The stone structure currently presents changes in coloration, salts on its surface and in the most critical cases, fragment detachments. The objectives of this research study are to determine the origin and degree of the pathologies present in the stone; and identify the appropriate methods to stop, reverse and / or repair the present damages. For this purpose, fragments of stone detached from the structure were removed for study in the laboratories of the Center for Research and Advanced Studies of Mérida. The stone samples were analyzed through scanning electron microscopy, X-ray diffraction, thermogravimetry and infrared thermography. The results show that the stony material is a siliceous sandstone sedimentary rock. The causes of black crusts, surface deposits and efflorescence on the surface of the stone structure are a consequence of exposure to the open air because of the climatic phenomena and urban pollution; thus causing wear and loss of material. Once studied the stone material and the pathologies; a compatible intervention with the existing stone is proposed in order to avoid actions that may damage the existing heritage.

Key words: Cultural Heritage, Deterioration, Historical building, Stone.

INTRODUCCIÓN

La Catedral es el monumento religioso e histórico más grande de la ciudad de Sucre, Bolivia (Fig.1). Sucre fue declarado Patrimonio de la Humanidad el 13 de diciembre de 1991 cuando la UNESCO lo agregó a su lista de bienes culturales [1]. Los trabajos de construcción de la catedral, con estilo renacentista y barroco, comenzaron en 1551 y se completaron casi tres siglos después [2]. En 1700, comenzó la construcción de las fachadas utilizando material de las canteras de los cerros de Churuquella y Sicasica. En el año 1712 se edificó la torre de la catedral. Y finalmente, en 1808 se construyó el atrio con material también extraído de los cerros, cantera principal para la construcción de la Catedral [1].

En las últimas dos décadas, se han llevado a cabo estudios en la Catedral, éstos confirmaron el deterioro de varios elementos, incluida la piedra, pero dada la dificultad de no contar con tecnología especializada en el área, las intervenciones demostraron ser inadecuadas y contraproducentes. Y aunque la piedra se considera un símbolo de eternidad y durabilidad, muchos tipos de rocas son sensibles al medio ambiente al que están expuestos [3].

Dicho esto, es importante tener en cuenta que en Bolivia las rocas son bastante características según el período geológico en el que se formaron. Sucre es parte del territorio de Chuquisaca, que contiene restos fósiles de diferentes edades geológicas que abarcan 500 millones de años, pero sobre todo está marcado por la época del Cretácico, donde la región era un gran mar interior o lago y donde se depositaron capas rocosas de arenisca y piedra caliza. Luego, al referirse a las rocas que forman edificios con un valor histórico y cultural, la intemperie se concibe como su deterioro o degradación, ya sea por medios naturales o artificiales [4]. Los mecanismos de extracción, manejo, transporte y tallado ya pueden introducir modificaciones de las características originales de la piedra.

La catedral, ubicada en el centro de la ciudad, se ha visto afectada por las emisiones de contaminantes antropogénicos que induce el deterioro de la mampostería de piedra. Los problemas más comunes que sufre este tipo de piedra (es decir, la arenisca) son la formación de depósitos en la superficie, como las costras negras, la pátina y algunas especies de líquenes (Fig. 2), que causan una alteración en el color de la piedra [4]. También hay presencia de materiales depositados como polvo, excrementos de palomas y hollín [5]. La eflorescencia indica la presencia de sales solubles en la superficie de la roca producto de la humedad y las variaciones climáticas, causando la pérdida de material o lo que comúnmente se conoce como erosión (Fig.3) [6, 7].



Fig. 1. Fachadas, torre y atrio de la Catedral de Sucre.



Fig. 2. Fachada lateral con patinas de envejecimiento, pátinas bióticas y líquenes.



Fig. 3. Fachada principal (Vista interior) con costras negras y erosión.

El propósito del trabajo de investigación es doble. En primer lugar, caracterizar las piedras que constituyen las fachadas, torre y atrio de la Catedral. En segundo lugar, tiene como objetivo identificar las principales patologías que afectan a las piedras, así como sus causas. Este conocimiento permitirá a los profesionales de la conservación y restauración planificar estrategias para la correcta conservación-restauración del patrimonio cultural

principal de Sucre y establecer medidas adecuadas para frenar el proceso de deterioro.

MATERIALES Y MÉTODOS

Fragmentos de piedra desprendidos que no forman parte estructural de la Catedral, fueron tomados para obtener especímenes de muestras. Éstas pertenecen a la superficie de las portadas, atrio y torre de la Catedral, mismas que fueron colocadas en bolsas de plástico herméticamente cerradas y conservadas en condiciones de humedad y temperatura controlada. Las muestras se trasladaron desde Sucre, Bolivia hasta Mérida, Yucatán-México, lugar en donde se realizaron las técnicas de evaluación.

Se extrajeron nueve muestras representativas, las cuales están divididas en tres grupos de acuerdo al grado de deterioro (Fig. 4). El primer grupo (I-1, I-2, I-3) que representan visualmente a un grado de deterioro alto, el segundo grupo (II-1, II-2, II-3) muestra un grado de deterioro parcial y el último grupo (III-1, III-2, III-3) que visualmente tienen un grado de deterioro casi nulo.

Para el análisis de las técnicas de microscopía de rayos X, difracción de rayos X, y termogravimetría se extrajeron polvos (aproximadamente de 5 a 35 mg) de las nueve muestras de material pétreo, raspando con un pequeño cincel. Para la técnica de Termografía, se analizaron las muestras completas. Los especímenes tienen una longitud promedio de 10 centímetros y un diámetro de 5 centímetros.

En la siguiente sección, se describen los métodos de caracterización utilizados para determinar las propiedades físicas y químicas de las piedras, así como los procedimientos y los estándares seguidos durante la preparación y el análisis de las muestras.

2.1 Microscopia Electrónica de Barrido (MEB)

Con el fin de identificar la caracterización mineralógica y química de las piedras, se realizó un microanálisis elemental (EDAX) utilizando un microscopio electrónico de barrido JEOL JSM-7600 F equipado con un microanálisis de energía de dispersión por rayos X. Los nueve especímenes fueron examinados por esta técnica. El objetivo de este análisis es identificar la posible presencia de patógenos en la superficie de la piedra [8]. Además, el análisis mineralógico y petrográfico es una parte integral del análisis de las piedras, no solo en la identificación de una coincidencia estética para una piedra de construcción sino también en la capacidad de cualquier posible incompatibilidad geotécnica que pueda conducir a un deterioro acelerado [9].

2.2 Difracción de Rayos X (DRX)

Para determinar la caracterización mineralógica, se utilizó la técnica de difracción de rayos X (DRX) utilizando un difractómetro Bruker con avance D-8 con geometría de Bragg-Brentano y radiación de Cu-K α monocromática ($\lambda = 1.5418 \text{ \AA}$) empleando el tamaño de paso de escaneo de 0.02° , con un tiempo de paso de 0.5 s, en un rango de $5^\circ \leq 2\theta \leq 60^\circ$.

La identificación de las fases mineralógicas en los patrones de difracción obtenidos se realizó con el método de "búsqueda / comparación", utilizando la base de datos de los patrones de polvo del ICDD "Centro Internacional de Datos de Difracción" (PDF + 4, 2016). Una vez que se identificaron todas las fases mineralógicas y sus reflejos característicos, los resultados se analizaron a partir de los patrones de difracción de rayos X de las muestras primarias y se calcularon las proporciones relativas de cada componente considerando la intensidad de la reflexión principal (100%) de cada fase, en relación con la suma total de las intensidades de las reflexiones de todas las fases presentes en cada difractograma [10].

El porcentaje de cada fase se obtuvo aplicando la siguiente ecuación (Ec. 1):

$$\% \text{ Intensidad de } F_1 = 100 \left(\frac{I_{F1}}{I_{F1} + I_{F2} + I_{F3} + \dots + I_{Fn}} \right) \quad (1)$$

Donde: $I_{F1}, I_{F2}, \dots, I_{Fn}$ es la intensidad de cada fase presente.

2.3 Termogravimetría (TGA)

Para el análisis termogravimétrico, se determinó la pérdida de masa de las muestras en función de la temperatura utilizando un equipo Termogravimétrico (TGA, por sus siglas en inglés *Thermogravimetry Analysis*), de la serie DiscoveryTGA (TA Instruments). Las muestras se calentaron en un intervalo de temperatura a partir de 40°C hasta llegar a 900°C , con una rampa de temperatura de $15^\circ\text{C}/\text{min}$, seguido de una isoterma de 5 min a 900°C en un ambiente de aire (oxígeno O_2). La cantidad de muestra usada por cada prueba fue de aproximadamente 5 a 35 mg.

La termogravimetría (TGA) ofrecerá datos de durabilidad del material pétreo a partir de un envejecimiento artificial probando la resistencia de las muestras a través de una temperatura gradual que va desde los 40 hasta los 900 grados centígrados en un ambiente de aire (oxígeno O_2); con esta técnica se identifican pérdidas de humedad tanto superficial como la pérdida de humedad integrada en la muestra, estos fenómenos ocurren entre 150 a 250°C , y por encima de los 500°C , se tiene la descomposición química de los materiales orgánicos, lo que confirma que existe deterioro del material pétreo [11].

2.4 Termografía Infrarroja (TIR)

El equipo termográfico FLIR A20 fue utilizado en esta técnica, realizada en las nueve muestras de piedra. Esta técnica ofrece información de las capas superficiales del material a través de la medida de temperatura sin entrar en contacto con la muestra; es una técnica multidisciplinaria porque no solo proporciona datos de temperatura, sino que también proporciona patrones térmicos, comportamientos y anomalías [12].

La TIR fue aplicada a las nueve muestras, las muestras fueron calentadas a 55°C en un horno, una vez alcanzada esta

temperatura, se da inicio con la medida de temperatura de las muestras con la cámara termográfica hasta llegar a igualarse con la temperatura ambiente (25 °C) o en su defecto, hasta llegar a una temperatura constante; la variación de temperatura en función del tiempo se muestra a través de una curva termográfica. Se utiliza la teoría de los mecanismos de transferencia de calor combinados para establecer el gradiente de temperatura que estará relacionado con la agresividad y el grado de deterioro de cada piedra aplicando la Ley de Enfriamiento de Newton.

La rapidez de enfriamiento de un cuerpo cálido en un ambiente más frío es proporcional a la diferencia entre la temperatura del cuerpo y la temperatura del medio ambiente (Ec. 2).

3. RESULTADOS

A partir del análisis MEB, se identificaron los elementos químicos de cada espécimen (Fig. 5). En las nueve muestras de piedra en polvo, los principales componentes detectados son oxígeno (O) y silicio (Si) (Tabla 1). Pero también se proporciona información sobre los componentes menores de las piedras estudiadas; identificando la presencia de elementos como carbono (C), fósforo (P) y azufre (S) (Tabla 1).

En el análisis DRX, se determinó la petrografía de cada espécimen, este análisis mostró la presencia de una composición química de cuarzo alta (> 90%) en todas las muestras analizadas (Tabla 2), típica de las rocas sedimentarias silíceas.

En la técnica TGA, si se registran pérdidas del contenido de agua de la muestra entre 150 a 250 °C y una descomposición química de materiales orgánicos por encima de 500 °C, se confirma el deterioro del material pétreo [11]. En este estudio, los termogramas de la técnica TGA mostraron que los nueve especímenes tienen diferentes grados de deterioro.

La termografía (TIR) es una técnica de inspección moderna destinada a detectar cambios de temperatura en las superficies mediante la visualización de la radiación infrarroja comprendida en un ancho de banda del espectro electromagnético, determinada por la gama de equipos utilizados [17]. Además resulta ser una medida a distancia sin la necesidad de contacto físico, sin luz visible y que al capturar la radiación infrarroja del espectro electromagnético, nos permite convertir esta energía en información de temperatura a través de cámaras termográficas [18, 19].

4. DISCUSIÓN DE RESULTADOS

MEB identificó O y Si como los dos elementos de mayor proporción, siendo constituyentes característicos de la arenisca silícea sedimentaria, llamada cuarzo [13]. La tabla muestra valores más altos de C, P y S en los grupos I y II, lo que afirma que las muestras más deterioradas son las mismas que se eligieron visualmente desde el principio. Estos elementos no son característicos de las piedras sedimentarias, en cambio, se considera su presencia que proviene del material atrapado dentro de la estructura

mineral de las cortezas de deterioro [14]. Y también las costras de coloración negra son causadas por la presencia de azufre, que está relacionado con los procesos de combustión de origen antropogénico.

Además, el hierro (Fe) y el aluminio (Al) se detectaron mediante MEB, como se muestra en (Tabla 1). Estos elementos están relacionados con la presencia de pátinas en la superficie de la piedra, ya que los elementos principales son los vehículos motorizados y, en particular, los motores diésel. Este tipo de alteración también se conoce como películas negras [15].

Los resultados de las pruebas del análisis DRX confirman que los nueve especímenes de piedra de la Catedral corresponden a arenisca sedimentaria silícea.

Las sales solubles (es decir, carbonatos, sulfatos, cloruros, nitratos de sodio, nitritos de sodio, potasio, calcio, magnesio y amonio) que se identificaron con la DRX en los tres grupos (Tabla 2), muestran el mayor porcentaje en los grupos I y II. La presencia de sales es el resultado de la actividad orgánica de los microorganismos, particularmente los líquenes [16]. Otra fuente de sales podrían ser los excrementos de palomas, estos animales son abundantes en el área.

En la técnica de la TGA, la muestra más deteriorada es la I-1, presentando el mayor porcentaje de pérdida de materia orgánica (10.87%); por otro lado, la muestra menos deteriorada es la III-1 (1.01%) (Fig. 6), que respalda la clasificación visual inicial de las nueve muestras según el grado de deterioro. La Tabla 3 muestra un resumen del porcentaje de pérdida de peso en los nueve especímenes. El TGA permitió saber que existen materiales (rocas silíceas) altamente estables frente a altas temperaturas, concluyendo que también son materiales pétreos con una gran durabilidad.

Aplicando la Ley de enfriamiento de Newton a las curvas termográficas del TIR, se determina el valor de k (constante que define la velocidad de enfriamiento) para cada muestra. Este valor ayuda a obtener un "tiempo característico" τ para enfriamiento. La figura 7 muestra el espécimen II-1 ($k = 0.0254$) con un tiempo característico de 39.37 segundos, y el espécimen I-1 ($k = 0.0110$) con un tiempo característico de 90.91 segundos. La comparación de las curvas termogravimétricas de las muestras nos permite observar que la muestra más deteriorada (I-1) tiene una pendiente menor, es decir, la muestra I-1 mantiene el calor en su superficie más tiempo porque presenta depósitos en la superficie y esto hace que tome más tiempo en disipar el calor sobre su superficie. Por otro lado, en la muestra menos deteriorada (II-1), el calor se disipa más rápido en la superficie porque no presenta contaminación.

En la estructura pétrea se han detectado áreas no afectadas, parcialmente afectadas y altamente afectadas donde, a partir de los resultados descritos, se recomienda el reemplazo de la piedra en lugares altamente afectados, para lo cual, el material de reemplazo debe tener las mismas características que la piedra original. Las costras, las pátinas, los depósitos superficiales y las eflorescencias presentes en las áreas que se ven ligeramente afectadas deben

eliminarse mediante la aplicación de chorro de arena y agua nebulizada. Finalmente, para prevenir el deterioro de las áreas no afectadas, es necesario aplicar un protector hidrofóbico que impermeabiliza la piedra, dándole mayor durabilidad.

5. CONCLUSIONES

Los nueve especímenes estudiados son areniscas silíceas sedimentarias. Los resultados de las pruebas TIR y TGA confirman la clasificación visual inicial de los tres grupos según el grado de deterioro de las piedras; donde el grupo I presenta el mayor grado de deterioro y el grupo III el más bajo.

Debido a que la Catedral de Sucre está ubicada en el centro de la ciudad, hace que su exposición al exterior sea mayor en un ambiente agresivo debido a la presencia de agentes agresivos como las emisiones de contaminantes antropogénicos, sales solubles, microorganismos (es decir, especies de líquenes) y excrementos de palomas en diferentes proporciones según el grado de deterioro de las piedras; causando el deterioro del material de piedra, dando lugar a lo que ahora se puede observar en las superficies de las fachadas, atrios y torres; tales como costras negras, pátinas y eflorescencias; además de causar desgaste y pérdida de material.

A partir de esta información es posible establecer una propuesta de conservación y reparación de la piedra de la Catedral de Sucre.

6. AGRADECIMIENTOS

Este estudio se realizó en los laboratorios de CINVESTAV (Mérida, Yucatán - México) bajo un convenio con la Universidad San Francisco Xavier de Chuquisaca (Sucre, Bolivia).

7. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

[1] Quintanilla, G. y Mons., J. (1964). Historia de la Iglesia de La Plata, Sucre: Seminario San Cristóbal.

[2] Gisbert, T. (1991). Historia de la vivienda y asentamientos urbanos en Bolivia., La Paz, PAIGH.

[3] Winkler, E. (1997). "Important agents of weathering for building and monumental stone", *Engineering Geology*, Vol. 1, No. 5, pp.381-400.

[4] Al-Algha, M. R. (2006), "Weatherinh of Building stones and its relationship to the sustainable management of the aggregate resources in Gaza strip, Palestine." *Building and environment*, Vol. 41, No. 5, pp. 680-681.

[5] Álvarez de Buergo, M., Fort, R. y Gomez-Heras, M (2004). "The Monastery of Uclés (Cuenca, Spain): Characterization and Deterioration of Construction Materials ", *Building Materials*, Vol. 54, pp. 5-22.

[6] Ortiz, R, et al. (2012), "Stratigraphic Study of Crusts and Deposits in Temples of the Historical Center of Seville" in *Journal of the Andalusian Institute of Historical Heritage*, No. 83, pp. 50-61.

[7] Grossi, C, y Esbert, R, (1994), "The Soluble Salts in the Deterioration of Monumental Rocks. Bibliographic Review", *Construction Materials*, Vol. 44, No. 235.

[8] Thomas, C, Lombillo, I, Setien, J, Polanco, J & Villegas, L, (2013), "Characterization of Materials with Repellents and Consolidants from a Historic Building", *Journal of Materials in Civil Engineering*, Vol. 25, no. 11, pp. 1742-1751.

[9] Hyslop, E, McMillan, A, Cameron, D, Leslie, A, & Lott, G (2010), "Building Stone Database in the UK: A Practical Resource for Conservation", *Engineering Geology*, Vol. 115, pp. 143-148.

[10] Moore, D.M., Reynolds, R.C., (1989). "X-ray Diffraction, Identification and Analysis of Clay Minerals". Oxford University Press, New York.

[11] Klimesch, D, y Ray, A, (1997), "The use of DTA / TGA, to study the effects of ground quartz with different surfaces in autoclaved cement: Quartz paste. Use of semi-isothermal thermogravimetric technique". *Thermochemistry Act*, No. 306, pp. 159-165.

[12] Cusidó, J, Devant, M, y Riba, J, (1996), "Applications of Infrared Thermography and Spectroradiometry in the Study of the Deterioration of the National Architectural Heritage", *Construction Reports*, Vol. 48, No. 443.

[13] Bustillo, M, (1992). "Rocks and Siliceous Minerals for industrial use in Spain: Production and Sectorization", in García Guinea, J and Martínez Frías. *Coordinators Mineral resources of Spain. Superior Council of Scientific Investigations*, Madrid. pp. 1153 - 1167.

[14] Charola, E, Josef, P, y Michael, S, (2007), "Gypsum: a review of its role in the deterioration of building materials", *Geological Environment*. No. 52, pp. 339-352.

[15] Begonha, A. and Sequeira Braga, M, (1996), "Black and Fine Layers of Black Layers in Granite Monuments: Their Characterization and the Role of Air Pollution" in the VIII International Conference on the Deterioration and Conservation of Stone, Minutes of the International Congress on deterioration and conservation of stone, 1996, Berlin, Germany, September 30 to October 4, 1996, 1996, pp. 371-375.

[16] Alonso - Díaz, Pache - Esbert. (1994) "Stone-Environment Interaction. 1st Part. Forms of Alteration developed on the Stone of the Cathedral of Burgos". Eduardo Torroja Institute. Superior Council of Scientific Investigations. *Construction Reports* No. 433.

[17] Balaras, C, and Argiriou, A, (2002), "Infrared Thermography for Buildings Diagnostics", *Energy and Buildings*, Vol. 34, pp. 171-183.

[18] Melgosa, S, (2011), "Guide to Infrared Thermography. Applications in energy saving and efficiency ", Madrid, Gráficas Arias Montano, S.A.

[19] Prada-Pérez, F, (2016), "Infrared Thermography: an amazing resource for Physical Education and Chemistry", Eureka Magazine on Teaching and Dissemination of Sciences, Vol. 13, No. 3, pp. 617-627.



Fig. 4. Especímenes divididos en tres grupos: a, b, c - grupo I (visualmente presentan el mayor grado de deterioro); d, e, f - grupo II (muestran deterioro parcial) y; g, h, i - grupo III (visualmente no hay deterioro físico).

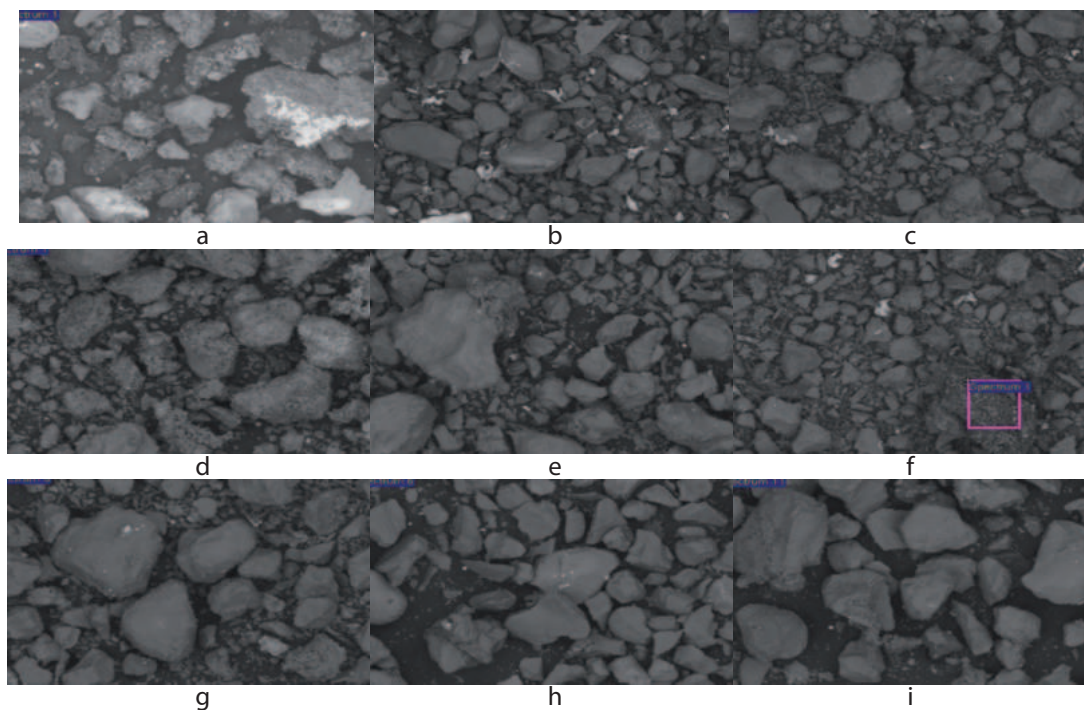


Fig. 5. Micrografías MEB de los nueve especímenes divididos en tres grupos: a, b, c - grupo I (visualmente

presentan el mayor grado de deterioro); d, e, f - grupo II (muestran deterioro parcial) y; g, h, i - grupo III visualmente no hay deterioro físico).

Tabla 1

Composición química de las piedras

Especimen	C	O	Mg	Al	Si	P	S	K	Ca	Ti	Fe	Na	Mn
Porcentaje de composición en peso													
I - 1	43.44	44.09	0.28	1.57	7.06	0.21	0.23	0.59	0.72	0.50	1.30	0.00	0.00
I - 2	25.80	48.87	0.54	1.27	13.87	0.79	0.16	0.94	3.90	0.20	3.51	0.15	0.00
I - 3	18.21	52.79	0.14	3.18	21.9	0.00	0.00	0.90	0.57	0.00	1.96	0.00	0.37
II - 1	28.07	48.31	0.58	1.76	6.93	0.68	0.29	0.78	11.66	0.00	0.93	0.00	0.00
II - 2	24.24	50.85	0.25	3.01	18.47	0.00	0.25	1.07	0.41	0.00	1.45	0.00	0.00
II - 3	64.74	27.97	0.06	0.54	5.42	0.00	0.00	0.21	0.36	0.00	0.69	0.00	0.00
III - 1	3.33	44.3	0.17	1.91	7.36	0.25	0.00	0.42	0.36	8.33	33.57	0.00	0.00
III - 2	29.12	49.37	0.25	0.74	19.05	0.11	0.00	0.35	0.43	0.00	0.00	0.00	0.00
III - 3	25.51	50.78	0.22	0.69	21.17	0.11	0.09	0.21	0.67	0.00	0.55	0.00	0.00
Porcentaje de composición de elementos													
I - 1	53.38	40.68	0.17	0.86	3.71	0.10	0.11	0.22	0.27	0.15	0.34	0.00	0.00
I - 2	35.85	50.98	0.37	0.78	8.24	0.43	0.08	0.40	1.62	0.07	1.05	0.11	0.00
I - 3	26.15	56.91	0.10	2.03	13.45	0.00	0.00	0.40	0.24	0.00	0.61	0.00	0.12
II - 1	38.62	49.90	0.40	1.08	4.08	0.36	0.15	0.33	4.81	0.00	0.28	0.00	0.00
II - 2	33.37	52.56	0.17	1.85	10.87	0.00	0.13	0.45	0.17	0.00	0.43	0.00	0.00
II - 3	73.03	23.69	0.04	0.27	2.62	0.00	0.00	0.07	0.12	0.00	0.17	0.00	0.00
III - 1	6.63	66.10	0.17	1.69	6.26	0.19	0.00	0.26	0.21	4.15	14.35	0.00	0.00
III - 2	38.73	49.29	0.16	0.44	10.84	0.06	0.00	0.14	0.17	0.00	0.00	0.00	0.00
III - 3	34.68	51.82	0.15	0.42	12.31	0.06	0.04	0.09	0.27	0.00	0.16	0.00	0.00

Tabla 2

Porcentaje de minerales

Fases	I-1	I-2	I-3	II-1	II-2	II-3	III-1	III-2	III-3
Cuarzo	97.39	92.46	98.17	83.69	98.96	99.07	98.72	98.69	99.05
Poldervaartita	1.90	0.46	0.00	1.41	0.14	0.16	0.17	0.57	0.21
Nosean	0.41	0.35	0.42	0.25	0.43	0.44	0.41	0.38	0.38
Farringtonita	0.30	0.00	0.26	0.00	0.27	0.24	0.24	0.22	0.23
Calcita	0.00	1.04	0.00	7.48	0.00	0.09	0.14	0.14	0.00
Sanidina	0.00	0.68	0.00	1.63	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Illita	0.00	3.32	0.00	2.34	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Albita	0.00	0.53	0.00	1.29	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Brushita	0.00	0.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Weddellita	0.00	0.27	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Alunogen	0.00	0.00	1.14	0.00	0.00	0.00	0.18	0.00	0.00
Muscovita	0.00	0.00	0.00	1.91	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Dolomita	0.00	0.00	0.00	0.00	0.19	0.00	0.00	0.00	0.00
Wardita	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.14	0.00	0.00
Faujasita	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.13

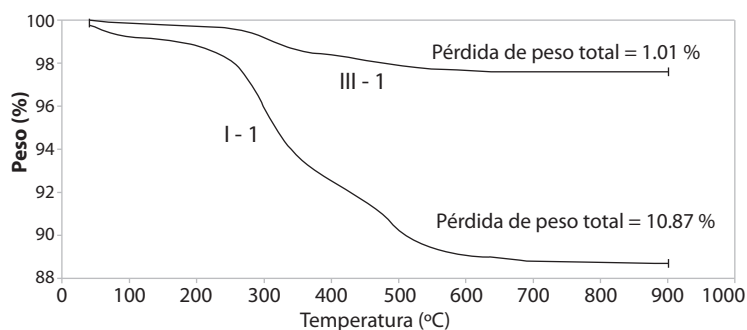


Fig. 6. Termograma Curvas de descomposición térmica del espécimen I-1 y del espécimen III-1

Tabla 3. Porcentaje de pérdida de peso en todos los especímenes (TGA)

ESPÉCIMEN	% TOTAL PESO PERDIDO
I-1	10.87
II-1	5.54
I-2	3.44
II-3	2.88
III-3	2.36
II-2	1.26
III-2	1.15
I-3	1.03
III-1	1.01

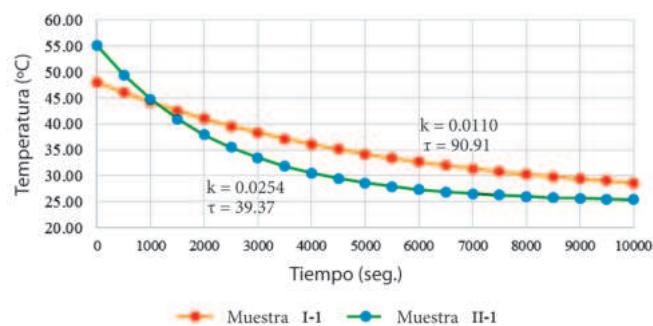
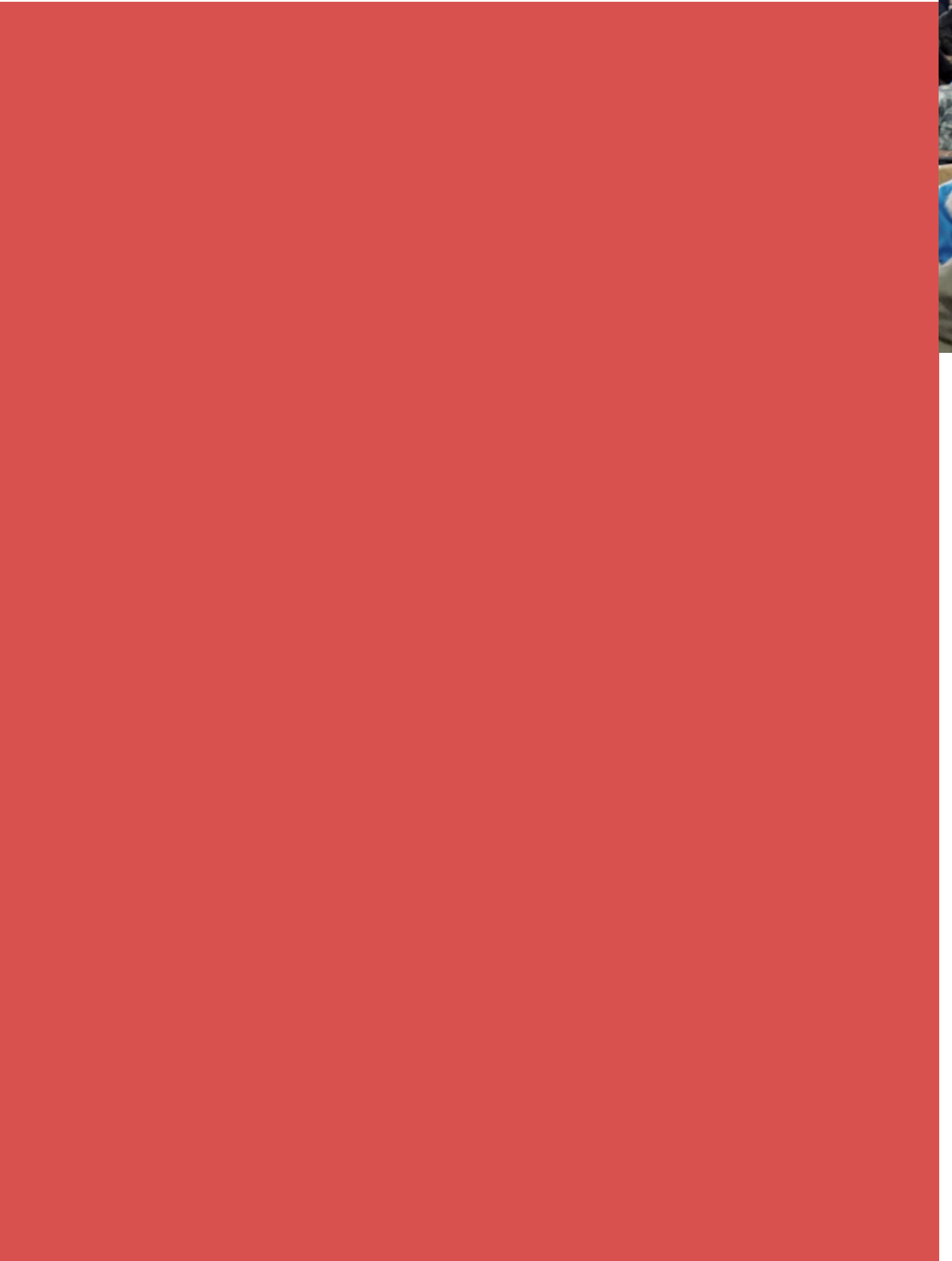


Fig. 7. Curvas termogravimétricas del espécimen I-1 y espécimen II-1







PROCEDIMIENTO PARA DETERMINAR EL CONTENIDO ÓPTIMO DE LIGANTE EN MEZCLAS DRENANTES

Juan José Rosales Valda^a, Augusto Jugo Burguera^b

^a Docente Titular de la Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Mayor Real y Pontificia de San Francisco Xavier de Chuquisaca, Sucre, Bolivia, juan_jose_rosval@hotmail.com

^b Instituto Venezolano del Asfalto (INVEAS), Caracas, Venezuela. augustojugo11@gmail.com

Trabajo presentado al Congreso Ibero - Latinoamericano del Asfalto (CILA)

RESUMEN

Este trabajo contiene una propuesta para la determinación del Contenido Óptimo de Asfalto (COA) de una Mezcla Asfáltica Drenante (MAD). En el desarrollo de una investigación para evaluar la factibilidad de elaborar MAD con agregados locales de Sucre, Bolivia, se encontró que la literatura consultada –en referencia a este tipo de mezclas- poco o nada indican sobre los criterios de selección del contenido óptimo de ligante. Las especificaciones se refieren a las propiedades que debe cumplir la mezcla, en términos de permeabilidad y resistencia.

Las MAD requieren, como condición primaria, tener elevado contenido de vacíos que haga la mezcla altamente permeable o drenante, lo que se evalúa mediante propiedades volumétricas y un ensayo de permeabilidad. Así mismo, se requiere que la mezcla tenga una durabilidad y resistencia adecuada para soportar las cargas del tráfico y efecto del medio ambiente; estas propiedades se evalúan mediante un ensayo especial, el método Cántabro.

Las especificaciones consultadas indican valores límites, que debe cumplir la mezcla en estos ensayos, para que la misma se considere aceptable de acuerdo a criterios empíricos de comportamiento, sin embargo, no indican un procedimiento para determinar el % óptimo de ligante, aspecto que se considera un vacío en la normativa. De aquí la significancia de este trabajo.

Palabras Clave: mezclas drenantes, diseño de mezclas drenantes, selección de contenido de ligante.

ABSTRACT

This work contains a proposal for the determination of the Optimal Asphalt Content (COA) of a Draining Asphalt Mix (MAD). In the development of an investigation, to evaluate the feasibility of elaborating MAD with local aggregates from Sucre, Bolivia, it was found that the consulted literature -in reference to this type of mixtures- indicates little or nothing about the selection criteria of the optimal binder content. The specifications refer to the properties that the mixture must meet, in terms of permeability and resistance.

MAD require, as a primary condition, a high void content that makes the mixture highly permeable or draining, which is evaluated by volumetric properties and a permeability tests. Likewise, the mixture is required to have adequate durability and resistance to withstand the loads of traffic and the effect of the environment; These properties are evaluated by means of a special test, the Cantabrian method.

The specifications consulted indicate limit values that the mixture must meet in these tests, so that it is considered acceptable according to empirical performance criteria, however, they do not indicate a procedure to determine the optimal % of binder, an aspect that is considered a gap in the regulations. Hence the significance of this work.

Keywords: draining mixes, draining mix design, selection of binder content.

Introducción

Los problemas más frecuentes en tiempos de lluvia, que se producen en un pavimento convencional húmedo son la pérdida de adherencia entre el neumático y la superficie. La pérdida de adherencia deja al conductor con poco control de su vehículo impidiendo maniobrar en forma segura. Si a esto agregamos el agua que proyectan los vehículos a su paso y la “neblina” formada, atrás de los vehículos de mayor tamaño, hacen que la conducción en días lluviosos sea por demás peligrosa.

El uso de MAD, proporcionan un mejor drenaje del agua a través de la capa de rodadura y no por sobre la misma, para ello debe diseñarse la granulometría que se ajuste a lo requerido por este tipo de mezclas, que den como resultado una mezcla permeable, pero a su vez resistente al tráfico y medioambiente.

Con la finalidad de determinar el COA de la MAD, empleando agregados locales en Sucre, Bolivia se adelantó este trabajo –de laboratorio- empleando dos tipos de ligante asfáltico (uno polimerizado y otro estándar) y tres distintos tipos de material llenante (filler). Sin embargo, al momento de determinar un contenido óptimo de ligante, no se encontró un procedimiento establecido, lo que dio origen al presente trabajo.

Antecedentes

Las MAD iniciaron su uso en los Estados Unidos de América cerca de los años 40’s del siglo pasado como tratamiento superficial, utilizando espesores de aproximadamente 2,5 cm. El objetivo principal era recuperar la textura de las capas de rodadura que se encontraban en estado liso. Con el tiempo se descubrió la capacidad de absorber el ruido generado por el paso de los vehículos y la capacidad de captar las aguas de lluvias, eliminándolas de la capa de rodadura lo que produjo un incremento en su uso (Bardesi A., 1999).

Con el paso de los años, gracias a la experiencia y la investigación, el uso de estas mezclas se ha extendido, adaptándose a diversas condiciones climáticas.

En el año 1979, se iniciaron en el Laboratorio de Caminos de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de la Universidad de Santander, España, estudios encaminados a la caracterización de las mezclas bituminosas de granulometría abierta para su empleo en capas de rodadura. (Pérez Jimenez., 1995).

En países de Latinoamérica como Colombia se ha contemplado dentro de su Normativa el diseño de MAD, desarrollando una Normativa por el Instituto Nacional de Vías (INVÍAS).

Composición granulométrica de la MAD

En las MAD el porcentaje de vacíos es alto (entre 20% - 25%) para permitir que filtre el agua con rapidez. Para poder obtener este elevado contenido de vacíos, es necesario modificar la proporción agregado grueso y agregado fino de tal forma que, en general, el contenido de arena suele ser inferior al 20%. Debido a ello, la capacidad de resistencia de la mezcla no puede basarse en la cohesión, puesto que faltaría mortero, sino en el rozamiento interno. Esta falta de cohesión hace que la mezcla sea crítica ante ciertos esfuerzos del tráfico, especialmente de tipo tangencial, que inducen disgregación.

En este trabajo se elaboraron Mezclas Asfálticas Drenantes (MAD), variando el contenido de cemento asfáltico convencional C.A. 85 – 100, cemento asfáltico polimerizado P.M.B. 60 – 85 e incorporando filler natural, filler cemento Portland, y filler cal hidratada, estos en 3; 5 y 7 % en peso de los áridos. En este trabajo se adoptan las siguientes abreviaturas para las MAD elaboradas:

Tabla 1. Tipos de Mezcla Asfáltica Drenante elaboradas

ABREVIATURA	MAD	CEMENTO ASFÁLTICO (VARIANDO 4.0%; 4.5% Y 5.0%)	FILLER (VARIANDO 3%;5% Y 7%)
MADCAC – FN	Cemento asfáltico convencional – filler natural	Porcentaje de cemento asfáltico convencional 85/100	Porcentaje de filler natural
MADCAP – FN	Cemento asfáltico polimerizado – filler natural	Porcentaje de cemento asfáltico polimerizado 60/85	Porcentaje de filler natural
MADCAP - FCP	Cemento asfáltico polimerizado – filler cemento Portland	Porcentaje de cemento asfáltico polimerizado 60/85	Porcentaje de filler Cemento Portland
MADCAP - FCH	Cemento asfáltico polimerizado – filler cal hidratada	Porcentaje de cemento asfáltico polimerizado 60/85	Porcentaje de filler Cal Hidratada

Se elaboraron mezclas variando el porcentaje de filler en la cantidad requerida para: 3%; 5% y 7% de material pasante del tamiz #200, obteniéndose tres composiciones granulométricas que se muestran en la siguiente Tablas 2.

Tabla 2. Composición de la granulometría para 3%, 5% y 7% filler

TAMIZ ASTM	TAMIZ (MM)	3% FILLER	5% FILLER	7% FILLER	BANDA GRANULOMÉTRICA	
		% PASANTE			INF.	SUP.
1"	25	100.0	100.0	100.0	100	100
3/4"	19.0	100.0	100.0	100.0	100	100
1/2"	12.5	78.9	78.9	78.9	70	100
3/8"	9.5	58.9	58.9	58.9	50	75
N° 4	4.75	26.8	26.9	26.9	15	32
N° 10	2.00	14.9	15.8	16.6	9	20
N° 40	0.425	8.4	9.9	11.3	5	12
N° 200	0.075	3.0	5.0	7.0	3	7

La composición de la MAD obtenida en laboratorio, se ajustó a los límites de la especificación granulométrica de la normativa colombiana INVIAS, con los siguientes porcentajes:

- 80% de agregado grueso, 17% de fino, y un 3% de filler.
- 80% de agregado grueso, 15% de fino, y un 5% de filler.
- 80% de agregado grueso, 13% de fino, y un 7% de filler.

La siguiente tabla 3, indica los requisitos que deben cumplir las MAD de acuerdo a la Normativa INVIAS, en % de vacíos, permeabilidad, desgaste Cántabro en estado seco y húmedo:

Tabla 3. Criterios de diseño de Mezclas Asfálticas Drenantes

CRITERIOS DE DISEÑO	REQUISITOS
Vacíos con aire	$20\% \leq \text{vacíos} \leq 25\%$
Permeabilidad	100 ml en máx. 15 s.
Desgaste Cántabro en estado seco	$\leq 25\%$
Desgaste Cántabro en estado húmedo	$\leq 40\%$

Análisis de resultados de la MAD con asfalto convencional y filler natural (MADCAC – FN)

En la siguiente tabla se muestra los valores promedio de los resultados obtenidos en laboratorio de los diferentes ensayos a los cuales fueron sometidos los especímenes.

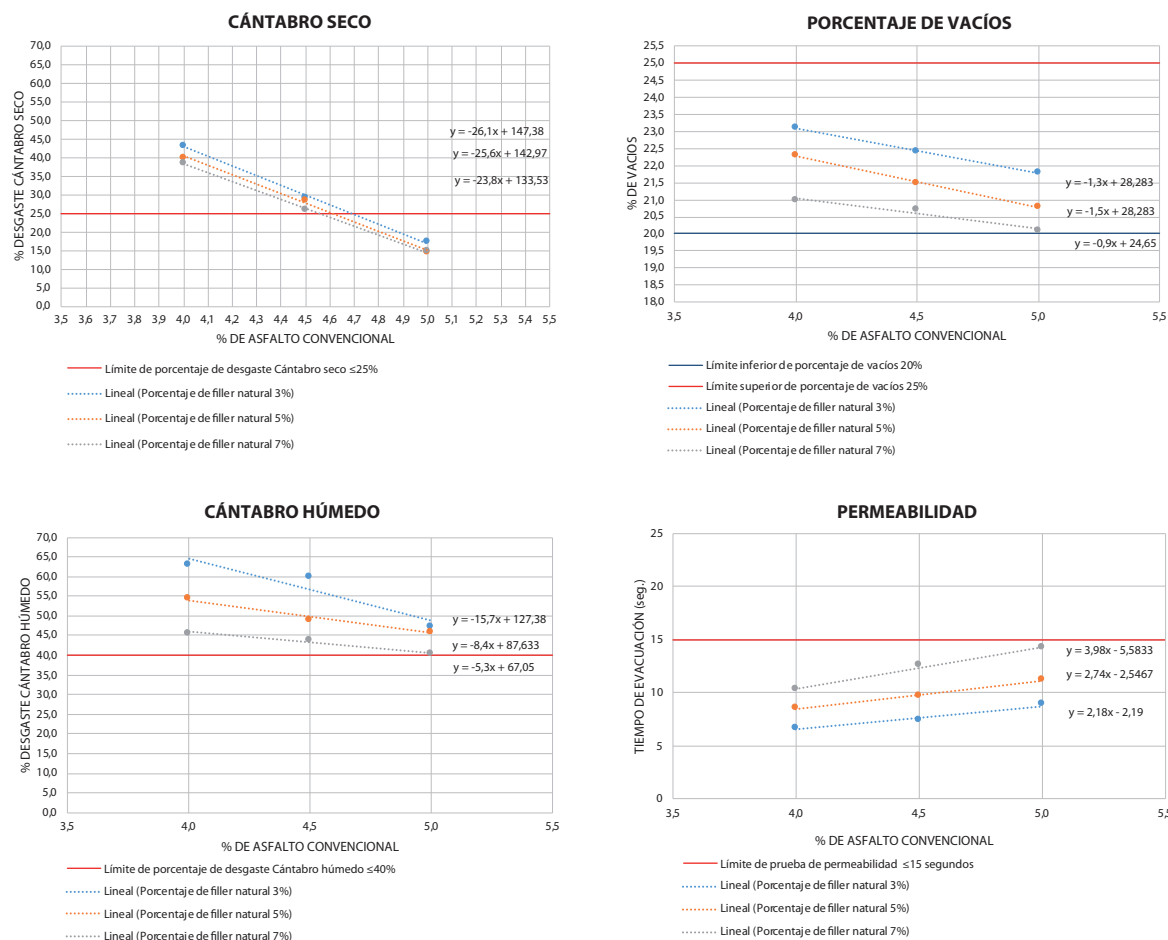
Tabla 4. Resumen de resultados de laboratorio (MADCAC – FN)

% CEMENTO ASFÁLTICO CONVENCIONAL	ENSAYO	PORCENTAJE DE FILLER NATURAL (%)		
		3	5	7
		RESULTADO PROMEDIO		
4.0	Ensayo Cántabro en estado seco $\leq 25\%$	43.4 X	40.1 X	38.6 X
4.5		29.1 X	28.7 X	25.9 X
5.0		17.3	14.5	14.8
4.0	Ensayo Cántabro en estado húmedo $\leq 40\%$	63.0 X	54.4 X	45.5 X
4.5		59.9 X	49.1 X	43.9 X
5.0		47.3 X	46.0 X	40.2 X
4.0	Porcentaje de vacíos con aire entre 20 y 25 (%)	23.1	22.3	21.0
4.5		22.4	21.5	20.7
5.0		21.8	20.8	20.1
4.0	Permeabilidad $\leq 15(s.)$	6.65	8.45	10.23
4.5		7.38	9.71	12.54
5.0		8.83	11.19	14.21

NOTA. – Los valores con X, no cumplen con la Normativa

4.1 Pérdida por desgaste en estado seco, húmedo, % vacíos y permeabilidad (MADCAC – FN)

Una vez obtenidos los resultados de laboratorio mostrados en la tabla 4, se prepararon las siguientes figuras para 4,0%; 4.5% y 5.0% de cemento asfáltico convencional y 3%; 5% y 7% filler natural, con la finalidad de facilitar la interpretación de los resultados:



Figuras 1.; 2.; 3. y 4. Resultados de ensayos (MADCAC – FN)

De acuerdo a los resultados del ensayo de desgaste Cántabro húmedo se observa que ningún porcentaje de cemento asfáltico convencional y filler natural cumple los requisitos establecidos por la Normativa INVIAS, superando el valor permitido de 40%. Solo en caso de 5% de ligante con 7% de filler el valor de 40,2% se acerca al máximo de 40%. Como se observa en la figura incrementando el % de ligante y/o el % de filler se cumple este requerimiento, sin embargo, la permeabilidad y el % de vacíos quedan fuera de especificación.

Este ejemplo ilustra, claramente, el conflicto que se presenta -en numerosos casos- en la selección de un % de ligante óptimo (COA), ya que las 2 propiedades fundamentales de las MAD tienen comportamientos opuestos, como queda evidenciado.

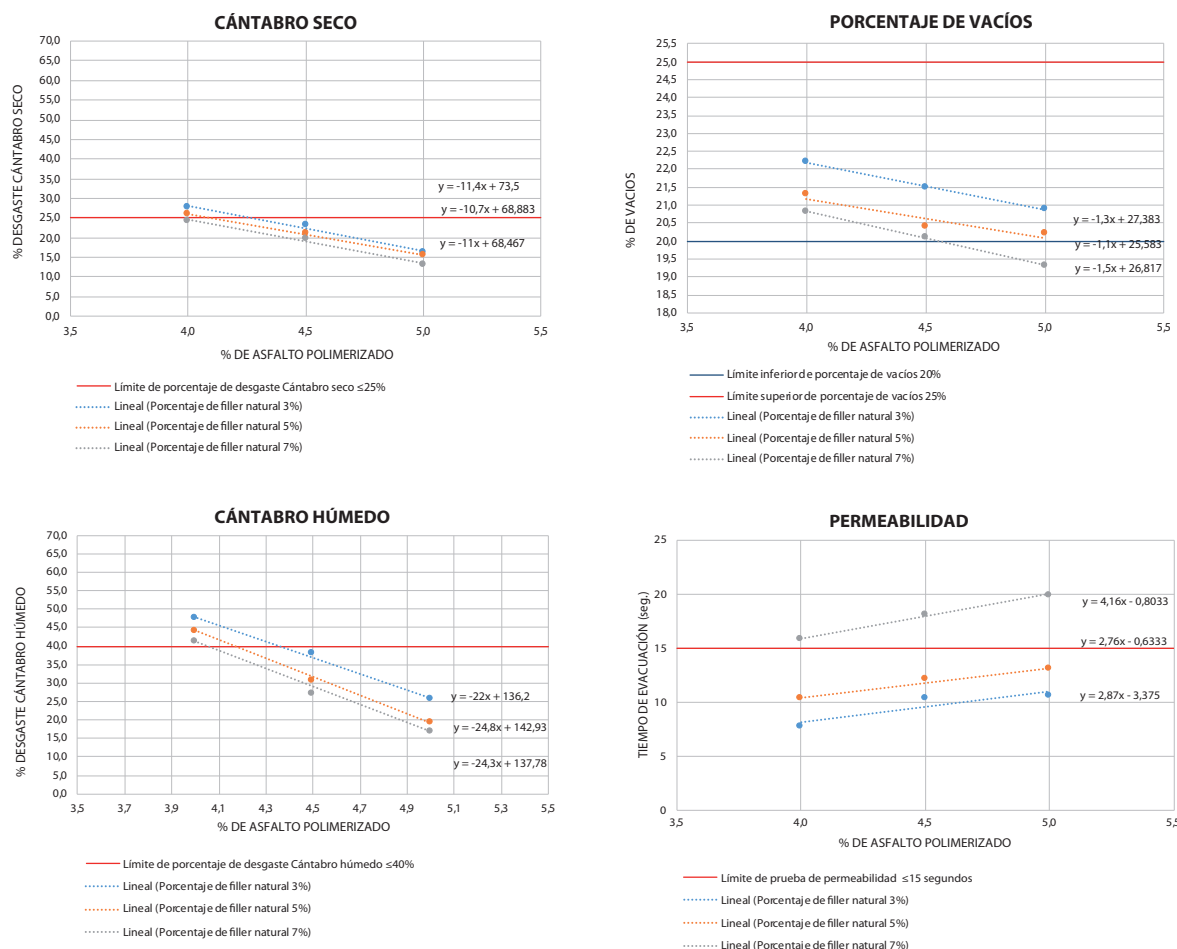
Respecto al ensayo Cántabro seco para 4.0% y 4.5% de cemento asfáltico convencional y 3%; 5% y 7% de filler natural, no se cumple el valor requerido, superando 25%, sin embargo, cumple el desgaste en estado seco para 5.0% de asfalto convencional y 3%; 5% y 7% de filler natural.

Para todos los porcentajes de cemento asfáltico convencional y filler natural los porcentajes de vacíos con aire están dentro de los límites permitidos (20% a 25%) y la permeabilidad es menor a 15 segundos, lo cual evidencia que los vacíos de aire se encuentran interconectados. Sin embargo, con valores altos de ligante y filler estas propiedades se aproximan al límite de la especificación.

Por razones de espacio y para simplificar la presentación, los resultados de los otros diseños se presentan solo en forma gráfica.

4.2 Análisis de resultados con cemento asfáltico polimerizado y filler natural (MADCAP-FN)

Con los resultados obtenidos, se prepararon las figuras para 4,0%; 4,5% y 5,0% de cemento asfáltico polimerizado y 3%; 5% y 7% filler natural, en forma similar a los antes mostrados.



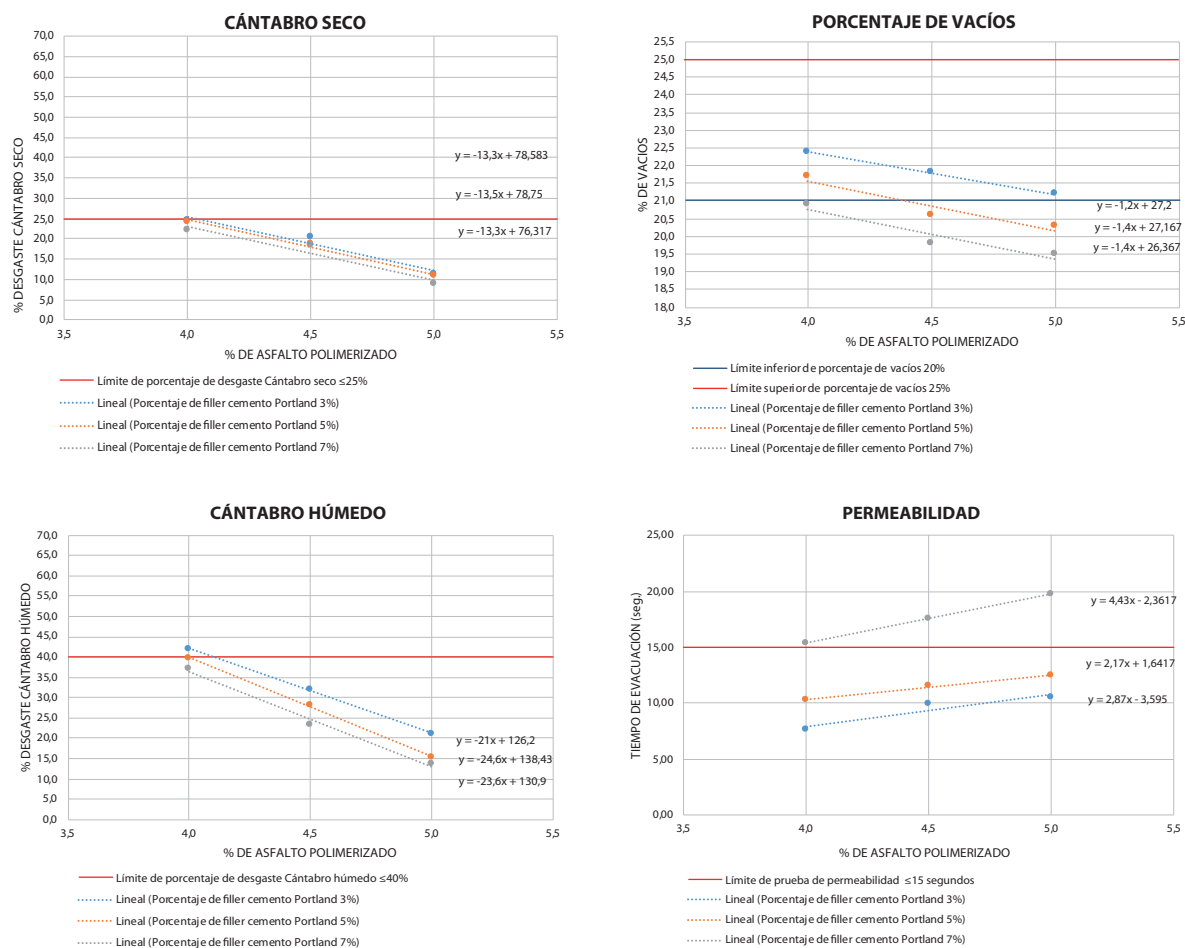
Figuras 5.; 6.; 7. y 8. Resultados de (MADCAP-FN)

Como se esperaba y se observa en las gráficas a medida que se aumenta filler natural en 3%; 5% y 7% el desgaste Cántabro seco y húmedo tiende a bajar.

Si se reduce el porcentaje de cemento asfáltico polimerizado, las briquetas se ven expuestas a mayores desgastes en estado húmedo y estado seco, pero aumenta el porcentaje de vacíos y la permeabilidad.

4.3 Análisis de resultados con asfalto polimerizado y filler cemento Portland (MADCAP – FCP)

Las siguientes figuras corresponden a 4,0%; 4,5% y 5,0% de cemento asfáltico polimerizado y 3%; 5% y 7% filler cemento Portland:



Figuras 9.; 10.; 11. y 12. Resultados (MADCAP – FCP)

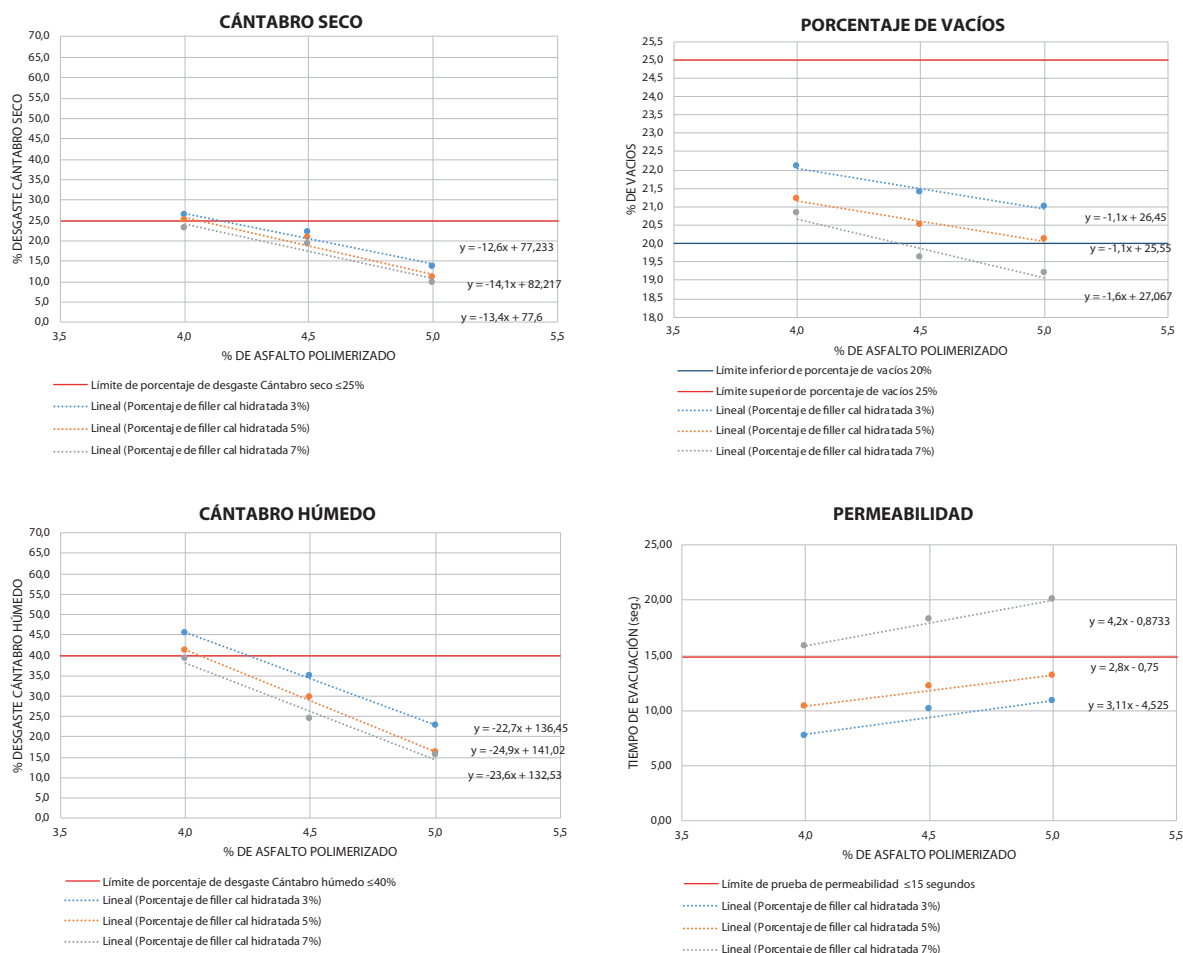
En este caso se utilizó como filler cemento Portland, de acuerdo a los resultados los valores del ensayo Cántabro seco y húmedo son ampliamente favorables en relación a las MAD con filler natural.

La adición de filler cemento Portland en la MAD, reduce el porcentaje de cemento asfáltico polimerizado en comparación a la combinación cemento asfáltico polimerizado y filler natural.

La permeabilidad disminuye a medida que se aumenta el cemento asfáltico polimerizado y el filler de cemento Portland. Solo en caso de 4.5 y 5% de ligante con 7 % de filler los valores de porcentaje de vacíos y permeabilidad no cumple las especificaciones. Como se observa en la figura incrementando el % de ligante y/o el % de filler los valores de permeabilidad y % de vacíos disminuyen desfavorablemente.

4.4 Análisis de resultados con asfalto polimerizado y filler cal hidratada (MADCAP – FCH)

Con los resultados obtenidos, se prepararon las figuras de desgaste en estado húmedo, seco, porcentaje de vacíos y permeabilidad para 4,0%; 4.5% y 5.0% de cemento asfáltico polimerizado y 3%; 5% y 7% filler cal hidratada respecto al contenido de asfalto.



Figuras 13; 14; 15; 16. Resultados (MADCAP – FCH)

Otro filler utilizado en el diseño de MAD es cal hidratada, que al igual que el cemento Portland tiene incidencia favorable en las pruebas de desgaste. Comparando el desgaste con la combinación cemento asfáltico polimerizado y filler cemento Portland, los valores de desgaste son ligeramente mayores.

La permeabilidad, como es lógico, disminuye a medida que se aumenta el cemento asfáltico polimerizado y el filler de cal hidratada.

Las MAD con filler de cemento Portland tiene mejor resistencia al desgaste tanto en estado seco y húmedo en relación a las MAD con cal hidratada. Respecto al porcentaje de vacíos con aire y permeabilidad los valores de ambas combinaciones son similares, presentando ligeras ventajas la MAD con cemento Portland.

Propiedades mecánicas

La resistencia es elemental para que la mezcla pueda soportar los efectos del tráfico y cargas sin degradarse ni deformarse. En ensayo Cántabro es el indicador de resistencia, y sus resultados dependen mayormente del tipo de ligante (viscosidad en servicio), y de la calidad de los agregados (dureza, forma y textura). Estas propiedades son fundamentales, ya que el agregado proporciona la fricción interna mientras que el ligante la cohesión y adherencia necesaria para mantener las partículas unidas, generando la fricción que se traduce en resistencia. En resumen, es una propiedad mecánica.

Propiedades drenantes

La permeabilidad depende del % de vacíos en la mezcla compactada, lo que es función de la gradación del agregado y del contenido de ligante, así cualquier tipo de asfalto y agregados –con la gradación adecuada- puede cumplir con esta propiedad, independientemente de la calidad de los mismos. Es en resumen una propiedad volumétrica.

Propuesta de COA

La determinación del contenido óptimo de asfalto (COA) en las mezclas drenantes (MAD) no está claramente indicado en ninguna de las especificaciones y referencias consultadas, por lo que este relevante aspecto constituye un vacío en la normativa. Las referencias usadas se limitan a determinar los valores máximos o mínimos que debe cumplir la mezcla de acuerdo con los distintos ensayos indicados, pero poco o nada dicen en referencia a la selección de un contenido óptimo de ligante.

5.1 Procedimiento para determinar el COA

El procedimiento sugerido o propuesto para determinar el COA, se apoya en los siguientes conceptos.

- La determinación del contenido óptimo de ligante de toda mezcla asfáltica requiere de buen criterio ingenieril y de sólido conocimiento sobre las propiedades de las mezclas y como éstas son afectadas con las variaciones de los parámetros de diseño.
 - En el caso de MAD se consideran propiedades básicas de la mezcla: la durabilidad o resistencia de la mezcla, caracterizada por la pérdida en el ensayo Cántabro, especialmente en estado húmedo, y la permeabilidad, lo que se relaciona con el contenido de vacíos.
 - Es común que –en una mezcla- se encuentren propiedades en conflicto por lo que normalmente no es factible determinar un % de ligante que logre maximizar las distintas propiedades requeridas.
 - En este caso –como era esperado- al aumentar el % de ligante se mejora la durabilidad, pero se reduce la permeabilidad.
 - Teniendo en cuenta, que el ligante asfáltico es el insumo más costoso de las mezclas, es usual que el COA sea aquel que cumple las propiedades requeridas de la mezcla al menor costo, o sea con el menor contenido de ligante.
 - Con base en estos lineamientos se propone un procedimiento para la determinación del COA en las mezclas drenantes, apoyado en los siguientes pasos:
1. Determinar el % mínimo de ligante que cumpla con todas las propiedades requeridas a la mezcla, según la especificación aplicable. Este valor será –usual-

mente- definido por el desgaste de la mezcla, especialmente el ensayo Cántabro húmedo. Este valor se denominará: MIN1.

2. Determinar el % máximo de ligante que cumple con el requisito de permeabilidad, y además cumple con los demás requisitos. Este valor se denominará: MAX1
3. Con estos dos valores se define un rango (RA1) dentro del cual debe estar el contenido de ligante para que la mezcla cumpla las especificaciones. Este estará limitado por los valores: MIN1 y MAX1.

En forma adicional, de acuerdo con el criterio que las más de las especificaciones, de mezclas asfálticas, indican que la variación permisible en el contenido de ligante de una mezcla –producida en planta- no debe exceder de ± 0.3 % del óptimo seleccionado, se considera este, como un segundo criterio, apropiado para acotar o reducir el rango para la selección del % óptimo de ligante, como se indica a continuación.

4. Con base en este criterio se define un nuevo rango (RA2) en el que el límite inferior MIN2 sería: $MIN2 = MIN1 + 0,3$ y el superior $MAX2 = MAX1 - 0,3$. De esta forma, además que obtener un rango menor para la selección de COA, se asegura, con alto nivel de confiabilidad, que el % de ligante de la mezcla –seleccionado como óptimo- puede variar, dentro del 0,3 % permitido en las especificaciones constructivas, sin comprometer las propiedades de la mezcla producida.
5. Finalmente, el ingeniero seleccionará el COA dentro de este RA2, con base a su criterio y a las propiedades de la mezcla que se sugiera usar de acuerdo con las características de la obra.

Determinación del COA

Para ilustrar el procedimiento propuesto, se utilizará en la determinación del % óptimo de ligante (COA) las cuatro MAD elaboradas con cemento asfáltico convencional, cemento asfáltico polimerizado, filler natural, filler de cemento Portland y Filler de cal hidratada, antes mostradas.

La tabla 5 muestra los resultados obtenidos en laboratorio de las cuatro mezclas,

determinados mediante las gráficas mostradas, lo que facilita y mejora la precisión en la determinación de cada propiedad en función del contenido de ligante.

Tabla 5. Resumen de resultados de laboratorio (MADCAP – FCP)

% de cemento asfáltico	Ensayos	Cemento Asfáltico Convencional	Cemento Asfáltico Polimerizado	Cemento Asfáltico Polimerizado	Cemento Asfáltico Polimerizado
		5% filler natural	5% filler natural	5% filler cemento Portland	5% filler cal hidratada
4.0	Ensayo Cántabro en estado seco ≤ 25 (%)	40.1 X	25.9 X	24.3	24.9
4.5		28.7 X	21.1	18.9	20.6
5.0		14.5	15.2	10.8	10.8
4.0	Ensayo Cántabro en estado húmedo ≤ 40 (%)	54.4 X	44.1 X	39.8	41.1 X
4.5		49.1 X	30.6	28.2	29.6
5.0		46.0 X	19.3	15.2	16.2
4.0	Porcentaje de vacíos con aire entre 20 y 25 (%)	22.3	21.3	21.7	21.2
4.5		21.5	20.4	20.6	20.5
5.0		20.8	20.2	20.3	20.1
4.0	Permeabilidad ≤ 15 (s.)	8.45	10.27	10.25	10.30
4.5		9.71	12.06	11.55	12.15
5.0		11.19	13.03	12.42	13.10

NOTA. – Los valores con X, no cumplen con la Normativa

6.1 Determinación del porcentaje mínimo de ligante (MIN1)

En el caso de MAD se considera propiedad básica de la mezcla la durabilidad o resistencia, caracterizada por la pérdida en el ensayo Cántabro, especialmente en estado húmedo, por ser la propiedad crítica, por lo cual, se determinará el porcentaje mínimo de ligante en función de este ensayo, verificando que cumpla -además- con todas las propiedades requeridas.

De las ecuaciones mostradas en las figuras 2; 5; 10 y 13, para 5 % de filler, se obtiene el % mínimo de ligante que cumple la propiedad crítica, desgaste Cántabro húmedo 40 %, es para cada mezcla en indicado en la siguiente tabla.

Tabla 6. Determinación del % mínimo de ligante (MIN1)

Tipo de Mezcla Asfáltica Drenante	Ecuaciones desgaste Cántabro húmedo	Para 40% de desgaste Cántabro húmedo	MIN1 (% mínimo de ligante)
MADCAC – FN	$y = -8.4x + 87.633$	40	5.67
MADCAP – FN	$y = -24.8x + 142.93$	40	4.15
MADCAP - FCP	$y = -24.6x + 138.43$	40	4.00
MADCAP - FCH	$y = -24.9x + 141.02$	40	4.06

Los valores de las distintas propiedades de la mezcla para el % mínimo de ligante (MIN1) determinado se muestran en la siguiente Tabla 7. Estos valores se determinaron mediante las ecuaciones de correlación lo que mejora la precisión del análisis.

Tabla 7. Incidencia del % mínimo de ligante (MIN1) en propiedades de MAD

Tipo Mezcla Asfáltica Drenante	MIN1	Desgaste estado seco (%)	Desgaste estado húmedo (%)	Vacíos con aire (%)	Permeabilidad (s.)
MADCAC-FN	5.67	$(y = -25.6x + 142.97)$ 2.2 *	$(y = -8.4x + 87.633)$ 40.0 ✓	$(y = -1.5x + 28.283)$ 19.8 X	$(y = 2.74x - 2.5467)$ 12.99 ✓
MADCAP-FN	4.15	$(y = -10.7x + 68.883)$ 24.5 ✓	$(y = -24.8x + 142.93)$ 40.0 ✓	$(y = -1.1x + 25.583)$ 21.0 ✓	$(y = 2.76x - 0.6333)$ 10.82 ✓
MADCAP-FCP	4.00	$(y = -13.5x + 78.75)$ 24.8 ✓	$(y = -24.6x + 138.43)$ 40.0 ✓	$(y = -1.4x + 27.167)$ 21.6 ✓	$(y = 2.17x + 1.6417)$ 10.3 ✓
MADCAP-FCH	4.06	$(y = -14.1x + 82.217)$ 25.0 ✓	$(y = -24.9x + 141.02)$ 40.0 ✓	$(y = -1.1x + 25.55)$ 21.1 ✓	$(y = 2.8x - 0.75)$ 10.62 ✓

NOTAS. – Los valores con ✓, cumplen con la Normativa; X, no cumplen con la Normativa; * valores no reales obtenidos por extrapolación de las ecuaciones.

Como puede observarse los valores de las MAD con cemento asfáltico polimerizado cumplen con la especificación; sin embargo, el porcentaje de vacíos de la MAD con cemento asfáltico convencional no cumple con la normativa, por lo que se ratifica que los valores de MIN1 como porcentajes mínimos de ligante para las MAD elaboradas con cemento asfáltico polimerizado.

6.2 Determinación del porcentaje máximo de ligante (MAX1)

En el caso de MAD, al aumentar el porcentaje de ligante se mejora la durabilidad, pero se reduce el porcentaje de vacíos y permeabilidad, por lo cual, se determinará el porcentaje máximo de ligante, en función al ensayo de porcentaje de vacíos, verificando que cumpla con todas las propiedades requeridas en la mezcla, según la especificación aplicable.

Seguidamente se determina el porcentaje máximo de ligante (MAX1), de la ecuación correspondiente al valor máximo que cumple los vacíos, obteniéndose los siguientes valores para MAX1.

Tabla 8. Determinación del % máximo de ligante (MAX1)

Tipo de Mezcla Asfáltica Drenante	Ecuaciones de % vacíos	Para 25% de Vacíos	MAX1 (% máximo de ligante)
MADCAC – FN	$y = -1.5x + 28.283$	25	5.52
MADCAP – FN	$y = -1.1x + 25.583$	25	5.07
MADCAP – FCP	$y = -1.4x + 27.167$	25	5.12
MADCAP – FCH	$y = -1.1x + 25.55$	25	5.04

Con el porcentaje máximo de ligante (MAX1), se verifica el cumplimiento de todas las propiedades requeridas de la mezcla, los resultados se muestran en la Tabla 9.

Tabla 9. Incidencia del % máximo del ligante (MAX1) en propiedades de MAD

Tipo de Mezcla Asfáltica Drenante	MAX1	Desgaste estado seco (%)	Desgaste estado húmedo (%)	Vacíos con aire (%)	Permeabilidad (s.)
MADCAC – FN	5.52	$(y = -25.6x + 142.97)$ 1.7 ✓	$(y = -8.4x + 87.633)$ 41.3 X	$(y = -1.5x + 28.283)$ 20 ✓	$(y = 2.74x - 2.5467)$ 12.58 ✓
MADCAP – FN	5.07	$(y = -10.7x + 68.883)$ 14.6 ✓	$(y = -24.8x + 142.93)$ 17.2 ✓	$(y = -1.1x + 25.583)$ 20.0 ✓	$(y = 2.76x - 0.6333)$ 13.36 ✓
MADCAP – FCP	5.12	$(y = -13.5x + 78.75)$ 9.6 ✓	$(y = -24.6x + 138.43)$ 12.5 ✓	$(y = -1.4x + 27.167)$ 20 ✓	$(y = 2.17x + 1.6417)$ 12.75 ✓
MADCAP – FCH	5.04	$(y = -14.1x + 82.217)$ 11.2 ✓	$(y = -24.9x + 141.02)$ 15.5 ✓	$(y = -1.1x + 25.55)$ 20 ✓	$(y = 2.8x - 0.75)$ 13.36 ✓

NOTA. – Los valores con ✓, cumplen con la Normativa; Los valores con X, no cumplen con la Normativa

Como puede observarse los valores de las MAD elaboradas con cemento asfáltico polimerizado cumplen con la especificación; sin embargo, el desgaste Cántabro en estado húmedo de la MAD elaboradas con cemento asfáltico convencional no cumple el parámetro establecidos en la normativa.

6.3 Determinación de los rangos (RA1) y (RA2)

Con los valores MIN1 y MAX1 antes determinados, se define un rango (RA1) dentro del cual debe estar el contenido de ligante para que la mezcla cumpla las especificaciones.

La Normativas –en general- indican que el porcentaje de ligante podrá variar un máximo de $\pm 0,3$ %, por lo cual, la variación permisible en el contenido de ligante de una mezcla –producida en planta- no debe exceder de $\pm 0,3$ % del óptimo seleccionado. Con base en este criterio se define un nuevo rango (RA2) en el que el límite inferior MIN2 sería: $MIN2 = MIN1 + 0,3$ y el superior $MAX2 = MAX1 - 0,3$, tal como se muestra en la Tabla 10.

Tabla 10. Determinación de Rango 1 y Rango 2

Tipo de Mezcla Asfáltica Drenante	Rango 1: (RA1) = MIN1 a MAX1	Rango 2: MIN2= MIN1 + 0,3 a MAX2= MAX1 - 0,3.	Valor promedio del Rango 2
MADCAC – FN	5.67 – 5.52*	No aplica	-
MADCAP – FN	4.15 – 5.07	4.45 – 4.77	4.61
MADCAP - FCP	4.00 – 5.12	4.30 – 4.82	4.56
MADCAP - FCH	4.06 – 5.04	4.36 – 4.74	4.55

*Como puede observarse para la mezcla MADCAC-FN, con asfalto convencional y filler natural, ésta no cumple con los requisitos, y los % de ligante entran en conflicto, ya que con ningún % de los usados se cumplen las propiedades requeridas.

Finalmente, se determinará el COA dentro del RA2, con base a las propiedades de la mezcla que se sugiera maximizar de acuerdo con las características de la obra, dentro de las que

puede estar el costo. Así el valor o % en que debe ubicarse el COA está en el Rango 2. Cualquier valor dentro de este rango produce una mezcla que cumple con todas las propiedades requeridas.

Los resultados obtenidos en la presente investigación se deducen de las MAD ensayadas, por lo que son válidos para los ligantes, agregados, gradación y filler utilizados en este trabajo, que, si bien muestran tendencias acordes para estas MAD, no pueden ser generalizados, ya que cada mezcla tendrá propiedades en función de los componentes usados.

Conclusión

Como se indicó, la normativa consultada y referencial para el presente trabajo, no indica un procedimiento específico para la determinación del contenido óptimo de ligante (COA) de las mezclas drenantes (MAD), lo que en casos es un proceso complejo por cuanto es común que algunas propiedades importantes de la mezcla estén en conflicto. El procedimiento aquí sugerido, o propuesto se considera un aporte –del presente trabajo– para llenar este vacío normativo. No obstante, el mismo debe ser evaluado más en detalle y aplicado con otras mezclas a fin de comprobar su aplicabilidad.

Referencias

- [1] Bardesi, A. (1999). *Fabricación y puesta en obra*. Actas de Congreso Europeo de Mezclas Drenantes. Madrid, España.
- [2] Pérez Jimenez, F.E. (1995). *Mezclas drenantes. Jornadas sobre nuevas especificaciones para productos bituminosos*. Barcelona, España.
- [3] Instituto Nacional de Vías. (2012). *Pavimentos Asfálticos: Capítulo 4*. Segunda Edición. Bogotá D. C. Colombia.
- [4] Administradora Boliviana de Carreteras. (2015). *Manual de ensayos de suelos y materiales. Asfaltos*. Primera Edición. Bolivia.
- [5] Jugo, A. (2017). *Construcción de Pavimentos Asfálticos*. Primera Edición. Venezuela.
- [6] Miró, R. (2006). *Nuevas mezclas para capas de rodadura y su influencia en el confort (ruido) y la seguridad*. Primera Edición. España.
- [7] Rondón, A. et al. (2007). “Estado del conocimiento del estudio sobre mezclas asfálticas modificadas en Colombia” Revista, *Infraestructura Vial*, Bogotá, Colombia.
- [8] Muñoz-Rojas, G. y Ruiz-Rodrigo, C. (1999) “Metodología de diseño y colocación de Mezclas drenantes” Memorias del 10° Congreso Ibero-Latinoamericano del Asfalto CILA. España 1999.



A photograph showing three students in a field setting. Two students in the foreground are looking at a yellow surveying instrument mounted on a tripod. A third student is visible in the background, also working with a similar instrument. In the background, a red bus with the text 'FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL' is visible.

DETERMINACIÓN DEL COEFICIENTE DE MODIFICACIÓN DE RESPUESTA “R” PARA EDIFICIOS DE HORMIGÓN ARMADO SIN MUROS DE CORTE PARA LA CIUDAD DE SUCRE MEDIANTE EL ANÁLISIS PUSHOVER

López, A.^a

^a Docente en el área de estructuras y geotecnia de la Facultad de Ingeniería Civil (USFX), Destacamento 317, Ex Campus REFISUR, 573, Sucre, Bolivia. E-mail: lopez.alfredo@usfx.bo.

RESUMEN

Uno de los parámetros más importantes dentro del análisis dinámico de estructuras es el Coeficiente de Modificación de Respuesta, que relaciona al espectro elástico con el espectro inelástico, este parámetro está en función del coeficiente de ductilidad y el coeficiente de sobre resistencia, parámetros que pueden ser calculados de la información obtenida del análisis no lineal de estructuras.

Del procedimiento analítico para determinar el coeficiente de modificación de respuesta, para todos los casos considerados, dio resultados mayores a la inicial y del análisis de la cortante ultima, se evidencio que, para todos los casos, la cortante ultima obtenida de acuerdo al procedimiento descrito por el FEMA356, es mayor a la cortante de diseño, de modo que se puede demostrar que para cualquier coeficiente de modificación de respuesta se tiene que la cortante ultima es mayor a la cortante de diseño, lo que indica que el tomar las consideraciones de diseño de hormigón armado estructural de las normas ACI318M-05 y la norma NB1225001, la estructura tiene la suficiente ductilidad y sobre resistencia para disipar la energía considerada en el diseño sísmico.

Palabras clave: Coeficiente de Modificación de Respuesta, análisis no lineal de estructuras

ABSTRACT

One of the most important parameters within the dynamic analysis of structures is the Response Modification Coefficient, which relates the elastic spectrum with the inelastic spectrum, this parameter is a function of the ductility coefficient and the over-resistance coefficient, parameters that can be calculated from the information obtained from the nonlinear analysis of structures.

From the analytical procedure to determine the response modification coefficient, for all the cases considered, it gave higher results than the initial one and from the analysis of the last shear, it was evidenced that, for all cases, the last shear obtained according to the procedure described According to FEMA356, it is greater than the design shear, so that it can be shown that for any response modification coefficient, the ultimate shear is greater than the design shear, which indicates that by taking the structural reinforced concrete design considerations of the ACI318M-05 standards and the NB1225001 standard, the structure has sufficient ductility and over strength to dissipate the energy considered in the seismic design.

Key words: Response Modification Coefficient, nonlinear analysis of structures.

INTRODUCCIÓN

Los parámetros considerados en la publicación de Norma Boliviana de Diseño Sísmico NBDS-2006 y su actualización, el Manual de Diseño Sísmico MDS-2015 no tienen una correlación con la nueva Norma de Diseño de Hormigón Estructural NB1225001 ya que la última tendría una correlación con las normas de análisis Dinámico Americanas ASCE/SEI 07-10 (American Society of Civil Engineers Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures 07-10). En este sentido se debe realizar estudios para determinar los parámetros que serían aplicables a las condiciones tecnológicas constructivas de Sucre - Bolivia.

De los parámetros que toma en cuenta la Norma ASCE/SEI 7-10, pueden mencionarse la aceleración para el Movimiento, Espectro de Respuesta, Ajuste por la Clase de sitio C, Periodo de transición, Factor de Importancia, Coeficiente de Modificación de Respuesta, Factor de Amplificación de Deflexión, etc. Valores que tendrían que ser verificados y/o modificados para las condiciones de Diseño y Construcción de edificaciones Sismo Resistente de Bolivia.

El valor de R propuesto por la Norma ASCE/SEI 7-10 para pórticos de concreto, resistentes a momentos tiene un valor de 5 y para la Norma NBDS-2006 y MDS-2015 tiene un valor de 2, para las normas sismo resistentes de países vecinos a Bolivia como Chile, Perú, Ecuador y Colombia este valor es de 11, 08, 10, y 7 correspondientemente. Siendo este valor diferente y de acuerdo a las tecnologías de cada país, el valor de R para la ciudad de Sucre debe ser calculado o corroborar los resultados presentados en la Norma de Diseño Sismo resistente de Bolivia.

MÉTODO

Para determinar el coeficiente de Modificación de Respuesta, se procederá a la modelación de pórticos de concreto sin muros de corte, para estructuras de 5, 6 y 7 niveles ya que se considera que para estructuras mayores a 7 niveles se debe considerar el uso de pantallas de hormigón armado por resistencia sísmica.

Modelo numérico

En la actualidad existe una tendencia para la determinación del Factor R, el cual se lo determina mediante análisis no lineales.

$$R = R_{\mu} \cdot R_{\Omega} \quad (1)$$

Donde es el factor de resistencia por ductilidad y factor de resistencia por sobre resistencia.

El factor de resistencia por ductilidad se lo define como la relación entre la cortante basal elástica que puede resistir una estructura y la carga máxima inelástica. V_y

$$R = \frac{V_e}{V_y} \quad (2)$$

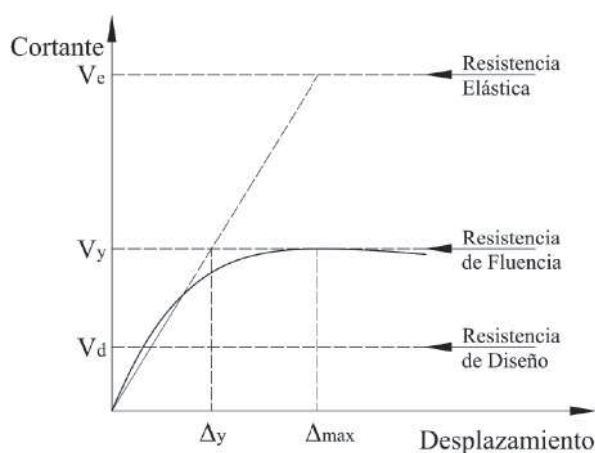


Figura 01. Espectros Elástico e inelástico

El factor de sobre resistencia R_{Ω} se define como la relación entre la cortante basal de fluencia y el cortante basal de diseño. V_d

$$R_{\Omega} = \frac{V_y}{V_d} \quad (3)$$

RESULTADOS

Realizado el diseño de las estructuras de acuerdo a la Norma de Diseño de Hormigón Estructural NB1225001 y realizado el análisis estático no lineal se obtienen las curvas de capacidad de las edificaciones.

A continuación, se muestra la curva de capacidad de la estructura de 5 niveles-01 para un valor de. $R = 05$

Figura 02. Curva de Capacidad

A continuación, se presenta los resultados de los 13 modelos para cada configuración estructural considerada, donde en la primera columna se tiene el valor de R inicial para el diseño de la estructura, las siguientes columnas son los resultados obtenidos de diseño sísmico de acuerdo a las normas ASCE/SEI 7-10, ACI318M-05 y el análisis por desempeño según FEMA 356. En la última columna se obtiene el confidante de modificación de Respuesta para las consideraciones indicadas y de acuerdo a las ecuaciones 1, 2 y 3.

Tabla 1. Determinación del Coeficiente de Modificación de Respuesta para la estructura de 5 Niveles-01

Coeficiente de Modificación de Respuesta "R"	Factor de Reducción Por Ductilidad	Factor de Resistencia por Sobre Resistencia	Coeficiente de Modificación de Respuesta "R"
2	2.338	1.08	2.53
3	2.759	1.34	3.69
4	2.792	1.76	4.92
5	2.867	2.00	5.72
6	1.723	4.53	7.80
7	1.705	5.43	9.25
8	1.744	6.06	10.57
9	1.697	7.01	11.89
10	1.689	7.91	13.35
11	1.670	8.79	14.68
12	1.670	9.59	16.02
13	1.687	10.39	17.53
14	1.687	11.19	18.88

Tabla 2. Determinación del Coeficiente de Modificación de Respuesta para la estructura de 5 Niveles-02

Coeficiente de Modificación de Respuesta "R"	Factor de Reducción Por Ductilidad	Factor de Resistencia por Sobre Resistencia	Coeficiente de Modificación de Respuesta "R"
2	2.16	1.16	2.51
3	2.16	1.70	3.67
4	2.52	1.95	4.92
5	3.14	1.96	6.14
6	3.43	2.13	7.32
7	1.89	4.83	9.11
8	1.78	5.98	10.64
9	1.82	6.57	11.97
10	1.75	7.69	13.44
11	1.78	8.31	14.78
12	1.78	9.06	16.13
13	1.80	9.81	17.65
14	1.80	10.57	19.01

Tabla 3. Determinación del Coeficiente de Modificación de Respuesta para la estructura de 6 Niveles

Coeficiente de Modificación de Respuesta "R"	Factor de Reducción Por Ductilidad	Factor de Resistencia por Sobre Resistencia	Coeficiente de Modificación de Respuesta "R"
2	2.719	0.89	2.42
3	3.391	1.06	3.61
4	3.716	1.31	4.88
5	6.600	0.92	6.05
6	7.562	0.96	7.22
7	7.299	1.16	8.48
8	7.496	1.29	9.69
9	7.496	1.45	10.90
10	7.496	1.62	12.11
11	7.496	1.78	13.33
12	7.496	1.94	14.54
13	7.496	2.10	15.75
14	7.496	2.26	16.96

Tabla 4. Determinación del Coeficiente de Modificación de Respuesta para la estructura de 7 Niveles

Coeficiente de Modificación de Respuesta "R"	Factor de Reducción Por Ductilidad	Factor de Resistencia por Sobre Resistencia	Coeficiente de Modificación de Respuesta "R"
2	2.45	0.97	2.37
3	4.25	0.84	3.56
4	5.02	0.94	4.73
5	6.28	0.94	5.88
6	6.31	1.12	7.08
7	6.71	1.24	8.31
8	7.23	1.31	9.48
9	8.07	1.32	10.66
10	8.56	1.38	11.85
11	8.56	1.52	13.03
12	9.93	1.43	14.22
13	10.42	1.48	15.40
14	10.87	1.53	16.59

Los resultados de las tablas 5.5 a 5.8 demuestran que al tomar como base de diseño NB1225001, ACI318M-05, ASCE/SEI 07-10 como las consideraciones de no linealidad de FEMA 356, el coeficiente de Modificación de Respuesta será igual o mayor al considerado en el diseño de la edificación.

Los valores del Coeficiente de Modificación de Respuesta obtenidos no convergen, y esto se debe a la capacidad de las estructuras para resistir fuerzas de cortante sísmica al cumplir los criterios de diseño de la norma ACI318M-05 y NB1225001.

En función de los resultados, se puede afirmar que, cumpliendo los requerimientos de diseño de las normas ACI318M-05 y NB1225001, las estructuras consideradas en el presente trabajo son seguras frente a un evento sísmico para cualquier valor de R , y esto tomando en cuenta las aceleraciones publicadas en la Norma Boliviana de Diseño Sísmico NBDS 2006 y MDS 2015.

A continuación, se presenta las cortantes ultimas de las estructuras consideradas, que varían en función de R .

Tabla 5. Cortantes últimas en Función de R

R	Cortante Ultima Estr. 5N-01 (KN)	Cortante Ultima Estr. 5N-02 (KN)	Cortante Ultima Estr. 6N (KN)	Cortante Ultima Estr. 7N (KN)
2	1334.505	839.334	2371.841	2560.147
3	1034.455	700.248	2169.334	2285.551
4	961.205	677.891	2032.17	2199.948
5	904.673	646.219	1935.259	2164.732
6	931.195	639.147	1941.001	2144.168
7	928.484	656.544	1919.938	2179.941
8	926.968	656.544	1907.951	2097.176
9	925.681	658.348	1907.951	2091.174
10	926.374	658.837	1907.951	2085.78
11	925.884	658.202	1907.951	2085.78
12	926.081	658.202	1907.951	2081.232
13	926.164	659.154	1907.951	2079.152
14	926.104	658.724	1907.951	2077.443

Considerando las dimensiones de las secciones requeridas para cada estructura, donde estas varían en función de R , se observa que para valores de R se tiene estructuras mucho mas rígidas que las posteriores, lo que significa que las estructuras diseñadas con un Coeficiente de Modificación de Respuesta menor o igual a 05 requiere estructuras mucho más rígidas y por ende más costosas que las diseñadas con valores superiores a 05. A partir de las dimensiones de la estructura de 5 y 6 niveles no cambian, caso que para la estructura de 7 niveles se da a partir de $R \geq 08$.

En función de la Cortante Ultima y las dimensiones obtenidas para cada valor de R , se puede decir que el coeficiente de Modificación de Respuesta adecuado para la ciudad de Sucre oscila entre 06 a 08, siendo el más seguro igual a 8, esto considerando las aceleraciones máximas esperadas y cumpliendo los criterios de diseño de las normas ACI318M-05 y NB1225001.

CONCLUSIONES

Los resultados de cortante ultima obtenidos para cada valor de R , tiene una reducción significativa entre los valores de $R=02$ a $R=05$ siendo atenuada hasta $R=08$ y a partir de este valor se tiene una cortante que no cambia significativamente, hecho que va relacionado con las dimensiones obtenidas del diseño sismo resistente de las estructuras, lo que indica que las estructuras diseñadas

con un coeficiente de modificación de respuesta menor a 05, son estructuras con una mayor capacidad de cortante, pero a su vez, estas son más rígidas y por lo tanto más costosas que las diseñadas con 8. Para las cortantes ultimas con su comportamiento se debe a las exigencias de diseño por parte de la norma ACI318M-05. Es en función de estos resultados, que el coeficiente de Modificación de Respuesta más económico y seguro para la ciudad de Sucre oscila entre 06 a 08, siendo el más seguro el valor de 06, valor que es propuesto en la presente investigación. Y haciendo una comparación de las aceleraciones entre el coeficiente de Modificación de respuesta propuesto y el Factor de Comportamiento del Manual de Diseño Sísmico 2015 v.1, se tiene una reducción de la aceleración en un 66,70%.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Structural Engineering Institute. Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures ASCE/SEI 7-10. EEUU; 2010.

Dr. Ing. Aguilar Falconi Roberto. Análisis Sísmico de Edificios. Quito Ecuador: Escuela Politécnica del Ejercito; 2008.

MSc. Ing. Grandi Gómez Rolando. Norma Boliviana de Diseño Sísmico NBDS 2006. La Paz Bolivia: Ministerio de Obras Públicas; 2006.

MSc. Ing. Grandi Gómez Rolando. Manual de Diseño Sísmico MDS 2015 v1.0. La Paz Bolivia: Colegio de Ingenieros Estructurales de Bolivia; 2015.

Norma Boliviana de Hormigón Estructural NB125001. IBNORCA. Bolivia; 2013.

Amercian Concrete Institute ACI318M-05. Building Code Requirements for Structural Concrete and Comentary. EEUU; 2004.

Dr. Ing. Aguilar Falconi Roberto. Factor de Reducción de Fuerzas Sísmicas en Edificios de Hormigón Armado sin Muros de Corte. Quito Ecuador: Escuela Politécnica del Ejercito; 2007.

Rivera, Pedro y Lobo-Quinteros, William. Evaluación del Factor de Respuesta R en estructuras de Concreto Armado con Pisos Blandos. Revista Ciencia e Ingeniería 2006; 27 (2): 69-77.

Centro de Datos de la NASA. Mapa del día: las zonas del mundo con mayor actividad sísmica; EEUU: INFOBAE; 2014. [25 de Agosto de 2015]. URL disponible en: <http://www.infobae.com/2014/10/07/1599999-mapa-del-dia-las-zonas-del-mundo-mayor-actividad-sismica>

Mario Paz. Dinámica Estructural. Barcelona España: Editorial Reverte, S.A.; 1992.







HORMIGONES CON NANOADICIONES Y FIBRAS DE ACERO

Lucea, I.^a, Chacón, V.^b

^a Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos E.T.S.I.C.C.P Madrid, Profesor Titular, Departamento Ingeniería de la Construcción.

^b Ingeniero Civil U.M.R.P.S.X.CH., Master en Ingeniería de Estructuras, Cimentaciones y Materiales UPM, E-mail: vladimir-chaconm@gmail.com

RESUMEN

Con objeto de mejorar las prestaciones de los materiales y en particular los materiales de construcción, se está estudiando la incorporación de nano partículas y fibras de acero en la fabricación de morteros y hormigones. El presente trabajo consistió en determinar la influencia que pueden poseer las nano adiciones de Sílice y Alúmina con las fibras de acero en un hormigón convencional. El primer ensayo se inició con la adición de 2% de nano-sílice, 2% de nano-alúmina. El segundo ensayo se realizó con hormigón convencional con adición de 2% de nano-sílice, 2% de nano-alúmina y 0.25% (en volumen de la mezcla) de fibras de acero. Y por último el tercer ensayo se realizó añadiendo 2% de nano-sílice, 2% de nano-alúmina y 0.51% (en volumen de la mezcla) de fibras de acero. Posterior a su realización, se procedió a someter las probetas a ensayos de resistencia a compresión, resistencia a tracción indirecta, resistencia a flexotracción, permeabilidad, módulo de elasticidad y coeficiente de poisson con el fin de conocer el comportamiento una vez añadidas las nanoadiciones y fibras de acero. Los resultados muestran que la incorporación de las fibras de acero mejora las propiedades del hormigón convencional conjuntamente con las nanoadiciones.

ABSTRACT

In order to improve the performance of materials and in particular construction materials, the incorporation of nanoparticles and steel fibers in the manufacture of mortars and concrete is being studied. The present work consisted in determining the influence that the nano additions of Silica and Alumina can have with the steel fibers in a conventional concrete. The first test started with conventional concrete with the addition of 2% nano-silica, 2% nano-alumina. The second test was carried out with conventional concrete with the addition of 2% nano-silica, 2% nano-alumina and 0.25% (by volume of the mixture) of steel fibers. And finally, the third test was carried out by adding 2% nano-silica, 2% nano-alumina and 0.51% (by volume of the mixture) of steel fibers. After its completion, the specimens were subjected to tests of compressive strength, indirect tensile strength, flexural strength, permeability, modulus of elasticity and poisson's ratio in order to know the behavior once the nanoadditions and fibers had been added. of steel. The results show that the incorporation of the steel fibers improves the properties of conventional concrete together with the nanoadditions.

Key words: Concrete, Behaviour, Nano-Additions, Nano-Silica, Nano-Alumina, Steel Fibers.

INTRODUCCIÓN

El hormigón convencional se puede definir de forma simplificada como un material compuesto, que es utilizado en la industria de la construcción de obra civil o de edificación constituido por cuatro grupos principales: cemento, áridos gruesos, áridos finos y agua. Donde el cemento en conjunto con el agua, forman una pasta aglomerante que permite unir los áridos que tienen que cumplir con unas propiedades mecánicas, granulométricas y químicas.

Los hormigones reforzados con fibras (HRF), se definen, en el Anejo 14 de la Instrucción Española del Hormigón (EHE-08), como aquellos hormigones que incluyen en su composición fibras cortas, discretas y aleatoriamente distribuidas en su masa. Las fibras validas dentro de la norma para HRF se clasifican en tres grandes grupos: fibras de acero, Fibras Poliméricas y Fibras inorgánicas.

No considera dentro de la norma aquellos HRF cuya distribución y/o orientación de las fibras sea forzada o aquellos con dosificación en fibras superior al 1.5% en volumen.

Según el ACI 116R-00, el HRF es una combinación de cemento hidráulico, agua, áridos finos y gruesos, aditivos, adiciones y fibras dispersas aleatoriamente distribuidas. Las fibras pueden ser naturales o artificiales según su naturaleza y tienen como fin reforzar la masa del hormigón incrementando la resistencia a la tracción, disminuyendo la fisuración y aumentando la tenacidad mediante la transmisión de esfuerzos por adherencia de las fibras. Por otro lado, la adición de fibras disminuye los efectos de la retracción por fraguado y aumenta la resistencia al impacto y a la fatiga.

Las fibras se han utilizado como refuerzo desde la antigüedad. Históricamente, los pelos de caballo se utilizaban en el mortero y la paja en ladrillos de barro. A principios de 1900, las fibras de asbesto (amianto) se utilizaban en el hormigón, y, en la década de 1950 surge el concepto de materiales compuestos y el hormigón reforzado con fibras fue uno de los temas de interés.

La primera patente de hormigón reforzado con elementos metálicos se realizó en California en 1874 por (A. Berard). Consistía en una piedra artificial que utilizaba acero granular procedente de desechos para el refuerzo del hormigón. A partir de ese momento han aparecido numerosas patentes.

En 1911 Graham, utilizó por primera vez estas fibras para incrementar la resistencia y estabilidad del hormigón armado convencional. Cabe destacar la patente de G. Martin en 1927, en California en cual, describe la adición de alambres de acero rizados en el hormigón empleado en tuberías.

A partir de los años 50 se realizan numerosos trabajos de investigación sobre hormigones reforzados con fibras de acero (las fibras metálicas son fundamentalmente de acero en sus variantes de bajo o medio contenido en carbono, acero inoxidable y de acero galvanizado). Entre

los estudios realizados cabe destacar los de Romualdi, Batson y Mandel en 1963.[4] y [5].

No obstante, debemos destacar que las fibras metálicas han tenido una mayor presencia a lo largo de los años como adición a materiales de construcción.

El efecto beneficioso de las fibras en el incremento de ductilidad del hormigón sometido a flexión, ha sido ampliamente estudiado en los últimos años (Carmona et al., 2008). En la actualidad, de entre las diversas aplicaciones de este hormigón, la de construcción de pavimentos y revestimientos de túneles con hormigón reforzado con fibras de acero han tenido gran éxito.

Tanto las propiedades mecánicas como durables de un material cementicio, dependen, en gran medida, de la cantidad de silicatos de calcio hidratados o geles hidratados (CSH), en la estructura de la matriz de la pasta de cemento, y de la interfaz árido-pasta (ITZ). Para mejorar dichas propiedades se utilizan, desde hace mucho tiempo, diferentes adiciones en las mezclas (cenizas volantes, humo de sílice y escorias de alto horno). El auge de la nanotecnología en las últimas dos décadas, atrajo considerable interés científico de la industria de la construcción, debido al alto potencial en la utilización de nano partículas en materiales cementicios. Estos permiten una reingeniería de los productos existentes y el diseño de nuevos materiales de altas prestaciones [3].

El caso particular de la adición de óxido de silicio de tamaño nanométrico, o nano sílice (nSi) ha despertado un creciente interés por su conocida actividad puzolánica, que es mayor que la del humo de sílice debido a su mayor superficie específica. La nSi puede reaccionar con el hidróxido de calcio o portlandita (Ca(OH)_2), produciendo una mayor cantidad de CSH y por tanto mejorando su resistencia mecánica a edades tempranas [4-8], además de densificar la matriz. Así, el tamaño y cantidad de cristales de portlandita se ven significativamente disminuidos, agrupándose en los poros pequeños de la pasta cerrando los mismos. Como consecuencia hay una reducción del tamaño de poros y un refinamiento en la estructura porosa, resultando un hormigón más compacto y por tanto mejorando las propiedades durables del hormigón.

Son varios los autores que han estudiado la influencia de nSi y nSi con cenizas volantes o con escorias de alto horno en hormigones convencionales [7-8] y en hormigones autocompactantes [9-10]. En todos los casos, la adición de nano sílice se utiliza con un coeficiente de eficacia 1, obteniendo mejoras en la resistencia a compresión y en la permeabilidad al agua. Sin embargo, son muy pocos los trabajos en los que se estudia la influencia de la nSi en las propiedades durables de hormigones autocompactantes [10].

Una de las propiedades que definen la durabilidad de un hormigón es la penetración de los iones cloruros. Aunque la presencia de estos iones dentro del hormigón no lo debilitan, si pueden despasivar las armaduras y producir su corrosión. El principal proceso de transporte

natural de estos iones en el interior de un hormigón es el de difusión. Sin embargo, en condiciones de laboratorio se puede evaluar la penetración de cloruros mediante ensayos acelerados de migración. Distintos autores han establecidos las relaciones de equivalencia entre los coeficientes de migración y difusión [11]. Actualmente y con el fin de reducir la complejidad de los ensayos, está siendo utilizada la resistividad eléctrica para evaluar la resistencia a la penetración de agresivos [12].

El objetivo de este trabajo es estudiar las características en estado fresco y endurecido de tres mezclas de hormigón autocompactante con 0%, 2,5% y 5% de adición de nSi con el fin de determinar la influencia de estas en las propiedades de autocompactabilidad, resistencia a compresión, porosidad y distribución porosa, contenido de portlandita, así como en la penetración de cloruros.

La nano sílice está compuesta por partículas esféricas de tamaño nanométrico, que tienen la misma composición química que la micro sílice, por tanto, su compuesto mayoritario lo es SiO₂, que a su vez posee propiedades puzolánicas. La principal diferencia entre la nano sílice y la micro sílice es su tamaño.

Las nanopartículas reaccionan con el hidróxido de calcio liberado durante la hidratación del cemento, ocasionando que se produzcan el gel C-S-H que mejora las propiedades resistentes. A diferencia del Gel C-S-H de origen cemento, el de origen nano sílice posee una baja densidad de defectos cristalinos, lo que posibilita según las teorías de cristalización que crezcan nuevas cantidades de gel C-S-H sobre este también con una baja densidad de defectos y, por ende, de propiedades mecánicas óptimas. Al reaccionar provoca una disminución de tamaño de poros, lo que implica menos porosidad y una menor permeabilidad. Esto se puede traducir como una mejora a la propiedad de durabilidad de un hormigón.

La nanoalúmina son partículas de escala nanométrica que reaccionan con el hidróxido de calcio producido durante la hidratación de los aluminatos cálcicos. La velocidad de esta reacción es proporcional a la cantidad de área superficial disponible de la partícula para reaccionar, por tanto, se puede añadir nano alúmina con una alta pureza y finura para mejorar las propiedades del hormigón (Salemi et al, 2013). Las propiedades mecánicas del hormigón como la resistencia a compresión y tracción pueden incrementar. Un aumento en la durabilidad del agua ya que logran disminuir la penetración de cloruro y absorción de agua (Shekari, 2011).

En la revista "Transportation Research Board" en el artículo "Nanotechnology in Concrete Materials" muestra una investigación sobre el efecto de la nano alúmina en las propiedades mecánicas del mortero. Zhenhua et al. 2006 en su investigación encontró que la nano alúmina era muy efectiva para incrementar el módulo de elasticidad de los morteros hasta un 143%. Siendo este incremento para un 5% de nano alúmina con un tamaño de partícula aproximado de 150 nm. Para la resistencia a compresión los resultados obtenidos no estaban muy

claro cual fue el efecto. Se cree que la nano alúmina durante el proceso de la hidratación del cemento, esta rellena los poros entre la interfase pasta-arena, creando una zona de transición más densa con menos porosidad.

MATERIALES Y MÉTODOS

ENSAYOS PARA HORMIGÓN CONVENCIONAL

Se realizó la campaña experimental para obtener datos y entender el comportamiento del Hormigón convencional con la adición de nano sílice, nano alúmina y un porcentaje de fibras de acero. En esta campaña experimental, se realizaron tres amasadas de 70 litros de hormigón.

Tabla 1. Nomenclatura de las amasadas realizadas

Descripción	Nomenclatura
Hormigón convencional con 2% de adición de nano sílice y nano alúmina.	H[nSi]-2.0% ;[nAl]-2.0%
Hormigón convencional con 2% de adición de nano sílice, nano alúmina y 0.25 % (en volumen) de Fibras de acero.	H[nSi]-2.0% ;[nAl]-2.0% ;F.A-0.25%(20kg/m ³)
Hormigón convencional con 2% de adición de nano sílice, nano alúmina y 0.51 % (en volumen) de Fibras de acero.	H[nSi]-2.0% ;[nAl]-2.0% ;F.A-0.51%(40kg/m ³)

Cemento. -

El cemento utilizado ha sido del tipo CEM I 52.5 R/SR de Lafarge, las respectivas propiedades físicas, químicas y mecánicas se recogen en la tabla.

Tabla 2. Propiedades físicas, químicas, mecánicas del cemento

Propiedades del cemento	Especificaciones UNE 80303-1:2001 y RC-08
<i>Composición en masa</i>	
Clínker	95 - 100 %
Componentes minoritarios	0 - 5 %
<i>Exigencia químicas</i>	
Perdida por calcinación	≤ 5.0 %
Residuo insoluble	≤ 5.0 %
Sulfato	≤ 4.0 %
Cloruros	≤ 0.10 %
C ₃ A (del clínker)	≤ 5.0 %
C ₃ A + C ₄ AF (del clínker)	≤ 22.0 %
<i>Exigencia mecánicas</i>	
Resistencia a 2 días	30 N/mm ²
Resistencia a 28 días	52.5 N/mm ²
<i>Exigencias físicas</i>	
Inicio de fraguado	≥ 45 min
Expansión (Le Chatelier)	≤ 10 mm

Especificaciones: Cemento gama especial Lafarge, España.

Áridos. -

Los áridos empleados han sido tanto arena de río como grava rodada. El tamaño máximo de árido grueso se ha fijado en 12 mm. La disponibilidad de este árido para la preparación de todas las amasadas justifica esta decisión

de diseño, aunque la Instrucción EHE-08 [1], permite usar hasta un tamaño máximo de 25 mm.

La Japan society of civil Engineers, plantea que el valor óptimo del tamaño máximo del árido sea inferior a la mitad de la longitud de la fibra. Los tamaños máximos del árido mayores a 20 mm no son recomendables, aunque algunos estudios se han empleado áridos de hasta 38 mm con resultados satisfactorios (ACI 544.3R-08, 2008).

Fibras de Acero. -

Tabla 3. Propiedades de la fibra Dramix RC-65/35-BN

Propiedades	Dramix RC-65/35-BN
Longitud (mm)	35
Diámetro (mm)	0.55
Esbeltez	64
Fibras/kg	14500
Densidad (kr/m ³)	7850
Resistencia a tracción (N/mm ²)	1100
Contenido de Carbono	Bajo
(Según EN 10016-2-C9D)	

Superplastificante. -

Para la elaboración de las tres mezclas de hormigón se ha utilizado el aditivo superplastificante "Sika Viscocrete 5720".

Tabla 4. Propiedades físicas/químicas Sika Viscocrete 5720

	Sika viscocrete 5720
Tipo	Policarboxilato modificado en base acuosa
Densidad (gr/cm ³)	1.09
Contenido de Sólidos (%)	Aprox. 36
PH (%)	Aprox. 4
Base	Reductor de agua

Nano Sílice. -

La nano sílice utilizada como adición corresponde a la marca Levasil 200/40%, la cual se presenta como dispersión acuosa.

Tabla 5. Propiedades nano sílice Levasil

Propiedades	Nano sílice Levasil 200/40
Densidad (gr/cm ³)	1.295
pH 20°C	10.3
Viscosidad (mPa.s)	9.21
Riqueza (%)	40.54
Área superficial (m ² /g)	205

Nano Alúmina. -

La nano alúmina utilizada como adición corresponde a la marca Vicar S.A.

Tabla 6. Propiedades nano alúmina.

Propiedades	Nano alúmina Sub micronica
Área superficial Específica (m ² /g)	7 - 8
Tamaño de la Partícula	
D10% (μm)	0.26
D50% (μm)	0.36
D90% (μm)	0.55
Análisis químico	
Si O ₂ (%)	0.05
Al ₂ O ₃ (%)	99.70
Fe ₂ O ₃ (%)	0.03
CaO (%)	0.03
MgO (%)	0.08
Na ₂ O (%)	0.09

Dosificación. -

Para la dosificación, se prepararon y ensayaron tres mezclas de hormigón. Se empleo nano sílice y nano alúmina como adición (dosificada en peso del cemento), no como sustituto del cemento. Además, se incorporaron fibras de acero en dos amasadas.

Una mezcla con nano sílice (2% del peso del cemento) y nano alúmina (2% del peso del cemento) la que representa la mezcla de control. Dos mezclas con nano adiciones y la incorporación de fibras de acero de 20 kg/m³ (0.25% en volumen de la mezcla) y 40 kg/m³ (0.51% en volumen de la mezcla) respectivamente.

En todas las mezclas se han mantenido constantes tanto el contenido de cemento de 400 kg/m³ como la relación agua/cemento. El contenido de áridos fue fijo en todas las mezclas.

Tabla 7. Dosificación de Hormigones (kg/m³).

Componente	Descripción	Designación de la mezcla		
		H+nAd	H+nA-d+F.A[0.256]	H+nA-d+F.A[0.512]
Cemento	CEM I 52.5 R/SR	400	400	400
Relación (a/c) *		0.4	0.4	0.4
Nano sílice		8 (2%)	8 (2%)	8 (2%)
Fibra de Acero	Dramix RC-65/35-BN		20 (0.256%)	40 (0.512%)
Nano Alúmina		8 (2%)	8 (2%)	8 (2%)
Agua		160	160	160
Áridos	Arena	650	650	650
	Grava 6/12	1200	1200	1200
Superplastificante	Sika Viscocrete 5720	4 (1%)	6 (1.5%)	8 (2%)

(*) Relación a/c: Relación agua/cemento

CARACTERIZACIÓN DE LOS HORMIGONES EN ESTADO FRESCO

El ensayo del cono de abrams se encuentra enmarcado bajo la norma UNE-EN 12350-2:2006 (Ensayos de hormigón fresco Parte 2 Ensayo de asentamiento).

Los resultados obtenidos en el cono de Abrams para cada una de las muestras son las siguientes:

Tabla 8. Tipo de consistencia y asentamiento.

Ensayo	Asentamiento (cm)	Tipo de Consistencia
H (nSi)-2.0%; (nAl)-2.0%	6	Blanda
H (nSi)-2.0%; (nAl)-2.0%; F.A.-0.25% (20 kg/m ³)	8	Blanda
H (nSi)-2.0%; (nAl)-2.0%; F.A.-0.51% (40 kg/m ³)	6	Blanda

CARACTERIZACIÓN DE LOS HORMIGONES EN ESTADO ENDURECIDO

En este apartado se describe los ensayos del hormigón con nano adiciones y fibras de acero en estado endurecido. La siguiente tabla indica el tipo de ensayo realizado y su respectiva normativa.

Tabla 9. Ensayos realizados y normativas

Ensayos	Norma
Resistencia a Compresión	UNE EN 12390-3 (2009)
Módulo de Elasticidad y Poisson	UNE 83316
Tracción Indirecta (brasileño)	UNE EN 12390-6
Rotura por Flexotracción	UNE 83509 (2004)
Penetración de Agua bajo presión	UNE EN 12390-8
Índice de tenacidad	UNE 83510 (2004)

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

ENSAYO RESISTENCIA A COMPRESIÓN

A continuación, se recogen los resultados del ensayo de resistencia a compresión en probetas cilíndrica a 28 y 60 días. También se representa de forma gráfica la cual muestra la evolución.

Tabla 10. Resultado ensayo resistencia a compresión probetas cilíndricas.

Hormigón	R. Compresión 28 días (MPa)	R. Compresión 60 días (MPa)
H[nSi]-2.0%; [nAl]-2.0%	51.3	53.6
H[nSi]-2.0%; [nAl]-2.0%; F.A.-0.25%(20kg/m ³)	59.6	60.0
H[nSi]-2.0%; [nAl]-2.0%; F.A.-0.51%(40kg/m ³)	63.0	69.9

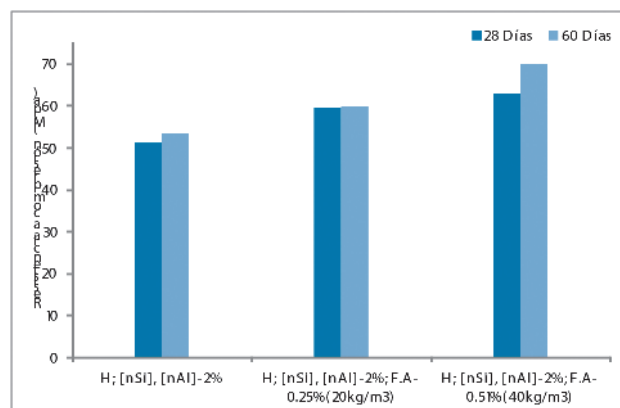


Figura 1. Resistencia a compresión probeta cilíndrica 28 y 60 días

De los resultados con probetas cilíndricas se puede observar en el caso del Hormigón convencional con nano adiciones, un leve incremento de 4% de 28 a 60 días; por otra parte, en el hormigón con nano adiciones y con fibras (20 kg/m³) no se notó un incremento significativo a diferencia del hormigón reforzado con mayor cantidad de fibras de acero (40 kg/m³), en donde este obtuvo un incremento de 9%.

ENSAYO MÓDULO DE ELASTICIDAD Y COEFICIENTE DE POISSON

Los resultados del ensayo de módulo de elasticidad y coeficiente de Poisson, obtenidos bajo la normativa UNE 83316, son los que se recogen en la tabla N°11. se muestra el resultado del valor promedio de los hormigones ensayados.

Tabla 11. Resultado coeficiente de Poisson y módulo de elasticidad

Hormigón	Coefficiente de Poisson	Módulo de Elasticidad (GPa)
H[nSi]-2.0%; [nAl]-2.0%	0.162	37.87
H[nSi]-2.0%; [nAl]-2.0%; F.A.-0.25%(20kg/m ³)	0.202	40.90
H[nSi]-2.0%; [nAl]-2.0%; F.A.-0.51%(40kg/m ³)	0.212	41.63

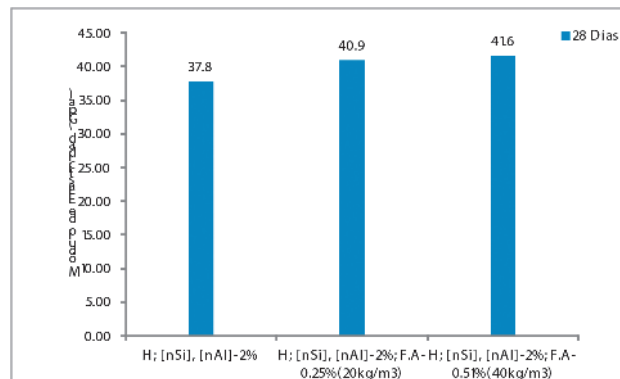
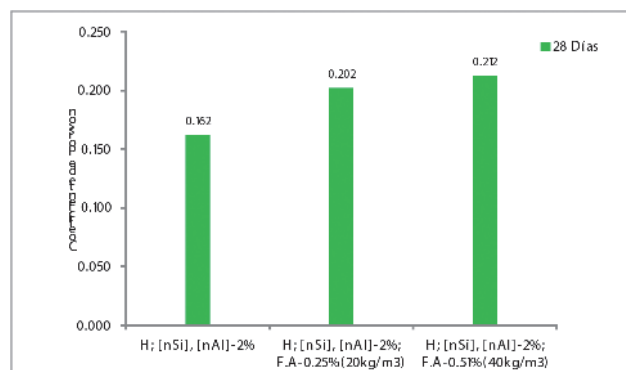


Figura 2. Módulo de Elasticidad

Figura 3. Módulo de Poisson

La adición de fibras con bajas dosificaciones no incrementa o incrementan muy poco en el parámetro de módulo de elasticidad. Su efecto es más significativo cuando se utilizan fibras de elevados módulos y mayores proporciones de fibra como 2% en volumen. La escasa eficacia en el incremento de estas propiedades se debe, a su distribución y orientaciones aleatorias, en relación con la orientación de los esfuerzos. Por lo tanto, es importante conseguir, durante el proceso de fabricación una distribución homogénea de las fibras dentro de la matriz.

ENSAYO DE PERMEABILIDAD DE AGUA BAJO PRESIÓN

El ensayo se realizó bajo la norma UNE EN 12390-8. De lo cual nos sirvió para obtener el área y la profundidad máxima de penetración.

Tabla 12. Resultados Profundidad de Penetración de agua bajo presión

	Probeta	Penetración área (mm²)			Profundidad media de penetración (mm)	Profundidad máxima de penetración (mm)
		Cara Izquierda	Cara Derecha	Promedio		
1	H+nA (control)	1540.8	1485.0	1512.9	10.0	14.3
2	H+nA (control)	2293.0	2070.5	2181.7	14.5	17.0
	media				12.2	15.6
1	H+nA+F. Acero (20 kg/m³)	2655.4	2397.2	2526.3	16.8	22.2
2	H+nA+F. Acero (20 kg/m³)	3142.2	3129.0	3135.6	20.9	40.2
	media				18.8	30.0
1	H+nA+F. Acero (40 kg/m³)	1828.8	2067.3	1948.0	12.9	21.1
2	H+nA+F. Acero (40 kg/m³)	941.6	1215.9	1078.7	7.1	17.1
	media				10.0	19.1

Por lo tanto, los ensayos de agua bajo presión realizados en los diferentes amasados cumplen con los parámetros para hormigones en masa o armados, así como también para hormigones cuyo fin son los elementos pretensados tal como la Tabla 13 Impermeabilidad del hormigón EHE. Por otro lado, en los resultados mostrados en la tabla 12, se puede observar un caso especial en la probeta de 20 kg/m³ de fibras de acero en donde la media cumple con dificultades el límite establecido, debido a causas ajenas al control de los ensayos.

Tabla 13. Impermeabilidad del hormigón, EHE

Clase de exposición ambiental	Especificaciones para la profundidad máxima	Especificaciones para la profundidad media
IIIa, IIIb, IV, Qa, E, H, F, Qb (en el caso de elementos en masa o armados)	50 mm	30 mm
IIIc, Qc, Qb (solo en caso de elementos pretensados)	30 mm	20 mm

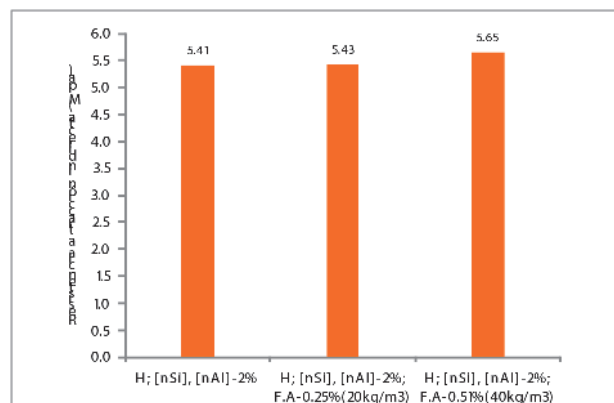
La mayoría de los estudios coinciden en afirmar que la incorporación de nano-SiO₂ produce cambios microestructurales que resultan en un incremento de las resistencias mecánicas, activador de las reacciones puzolánicas, reducción de la permeabilidad y por tanto mejora de las propiedades durables (Zyganitidis et al., 2011; Schmidt et al., 2013).

ENSAYO DE TRACCIÓN INDIRECTA

Los resultados del ensayo de tracción indirecta, obtenidos bajo la normativa UNE EN 12390-6 (2010), En la tabla 14, se muestra el resultado del valor promedio de los hormigones ensayados.

Tabla 14. Resultado promedio del ensayo a tracción indirecta (Ensayo brasileño) para cada tipo de hormigón estudiado

Hormigón	Carga de Rotura (KN)	Resistencia a Tracción (MPa)
H[nSi]-2.0% ;[nAl]-2.0%	382.1	5.41
H[nSi]-2.0% ;[nAl]-2.0% ;FA-0.25%(20kg/m³)	383.7	5.43
H[nSi]-2.0% ;[nAl]-2.0% ;FA-0.51%(40kg/m³)	399.4	5.65


Figura 4. Resistencia a tracción indirecta

Se puede observar que no existe una diferencia significativa en el aumento de la resistencia a tracción indirecta del hormigón con nano adiciones en comparación con el hormigón con nano adiciones y fibras de acero.

ENSAYO A FLEXOTRACCIÓN

Los resultados del ensayo, obtenidos bajo la normativa UNE 83509:2004, el ensayo se realizó a los 28 días. En la tabla 15 se muestra el resultado del valor promedio de los hormigones ensayados.

Tabla 15. Resultados Ensayo a Flexotracción

Hormigón	Tipo de probeta	Carga de Rotura máx. (KN)	Tensión por Flexotracción (N/mm ²)
H[nSi]-2.0%;[nAl]-2.0%	Prismática	24.65	7.39
H[nSi]-2.0%;[nAl]-2.0%;F.A-0.25%(20kg/m ³)	Prismática	26.02	7.81
H[nSi]-2.0%;[nAl]-2.0%;F.A-0.51%(40kg/m ³)	Prismática	31.21	9.36

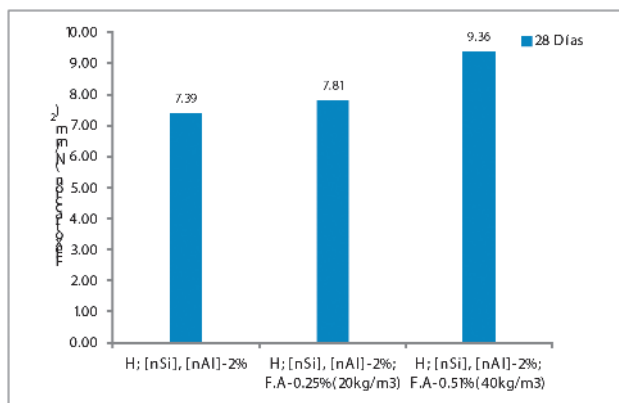


Figura 5. Resultado ensayo a flexotracción

Se puede observar que no existe una diferencia notable entre el hormigón con nano adiciones y el otro con fibras (figura 4.12), lo que nos indica que la proporción de fibras de acero de 20 kg/m³ incorporada no es suficiente para aumentar la tensión a flexotracción, pero en cuanto a la tenacidad el aumento es poco notorio.

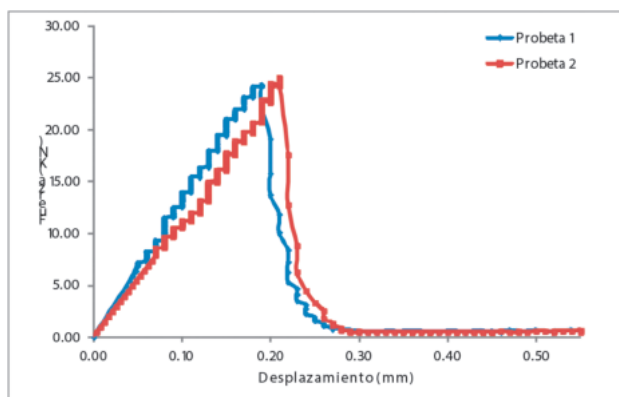


Figura 6. Ensayo a Flexotracción en H[nSi][nAl].

Como se puede observar en la figura 5, la relación tensión deformación es prácticamente lineal hasta que se llega a la primera fisura donde existe una pérdida de carga causada por la pérdida de cohesión. Verificando lo que nos indica Maya L.; también existe una tenacidad muy baja.

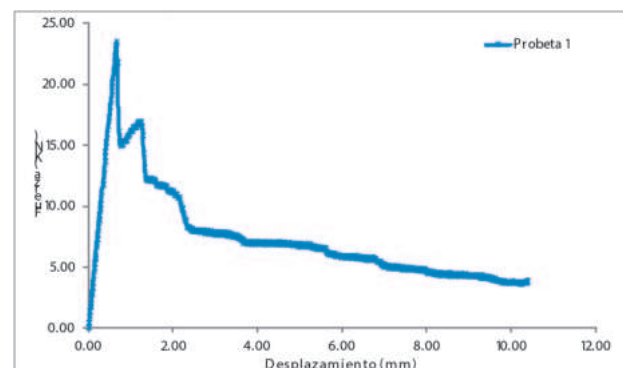


Figura 7. Ensayo a Flexotracción en H[nSi][nAl] F.A (20-kg/m³)

La adición de una proporción de fibras de acero activa un comportamiento dúctil, se forman microgrietas que conectadas entre sí forman grietas más grandes, además de aumentar la carga máxima. Las fibras sirven de puente entre ambas caras de la superficie de fractura, lo cual significa una mejora de la capacidad de soportar la carga después de rebasado el pico máximo (Post fisura) y un aumento de la tenacidad.

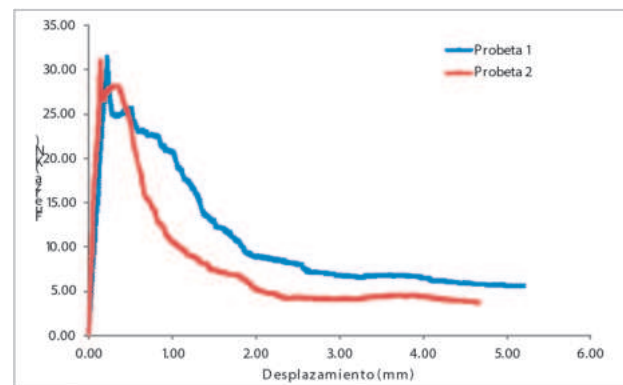


Figura 8. Ensayo a Flexotracción en H[nSi][nAl] F.A (40-kg/m³)

Una vez alcanzada su límite elástico y producido la primera fractura, la acción de las fibras realiza un cocido de los lados de las fracturas que controla la fisuración moderando y retrasando su crecimiento. Como vemos en la figura 6.

Los Hormigones con nano adiciones y fibras de acero de 20 y 40 kg/m³ mostraron aumentos en la carga pico de 5% y 21% respectivamente en comparación con el hormigón de referencia.

La norma ASTM indica que, si debemos tomar en cuenta el efecto que produce la compactación en los parámetros de la tenacidad y resistencia a flexotracción, debido a que varía para una misma probeta compactada

mediante vibración interna o externa. El efecto de la vibración externa provoca un alineamiento de las fibras según planos paralelos a la superficie de vibrado mientras que este efecto no se produce en la vibración interna. En este proyecto se hizo la compactación con vibración externa mediante una mesa vibrante.

DETERMINACIÓN DE LA TENACIDAD E ÍNDICE DE TENACIDAD

La tenacidad e índice de tenacidad está enmarcada en la norma UNE 83510, y el ensayo ASTM C 1018-98. Los índices de tenacidad y los factores de resistencia residual reflejan el comportamiento del hormigón con fibras bajo una carga estática a flexión.

La tenacidad es prácticamente cuantificada como el área bajo la curva – fecha, los valores de la tenacidad dependen del contenido de fibras como la esbeltez.

Tabla 16. Resultados Tenacidad

	Hormigón	Tenacidad (N·m)			
		1 mm	2 mm	3 mm	4 mm
1	H[nSi]-2.0% ;[nAl]-2.0%	0.33*	-	-	-
2	H[nSi]-2.0% ;[nAl]-2.0%	0.56*	-	-	-
	<i>media</i>	0.45*	-	-	-
1	H[nSi]-2.0% ;[nAl]-2.0% ;F.A-0.25%(20kg/m ³)	13.13	26.40	35.06	42.45
	<i>media</i>	13.13	26.40	35.06	42.45
1	H[nSi]-2.0% ;[nAl]-2.0% ;F.A-0.51%(40kg/m ³)	21.96	35.52	43.38	50.08
2	H[nSi]-2.0% ;[nAl]-2.0% ;F.A-0.51%(40kg/m ³)	19.76	27.52	31.90	36.26
	<i>media</i>	20.86	31.52	37.64	43.17

Nota. No fue posible obtener más índices de tenacidad.

(*) menos de 1 mm

Los índices de tenacidad y los factores de resistencia dependen de la resistencia a compresión del hormigón, dimensiones de la viga (probeta ensayada), de la cantidad de fibra adicionada, del tipo de fibra y su distribución dentro de la masa. [40]

Tabla 17. Resultados Índice de tenacidad

	Hormigón	Índices de tenacidad (I)			
		I ₅	I ₁₀	I ₂₀	I ₃₀
1	H[nSi]-2.0% ;[nAl]-2.0%	1.30	-	-	-
2	H[nSi]-2.0% ;[nAl]-2.0%	1.14	-	-	-
	<i>media</i>	1.22	-	-	-
1	H[nSi]-2.0% ;[nAl]-2.0% ;F.A-0.25%(20kg/m ³)	3.38	5.15	7.88	9.76
	<i>media</i>	3.38	5.15	7.88	9.76
1	H[nSi]-2.0% ;[nAl]-2.0% ;F.A-0.51%(40kg/m ³)	4.16	7.44	10.98	13.25
2	H[nSi]-2.0% ;[nAl]-2.0% ;F.A-0.51%(40kg/m ³)	4.37	7.37	10.43	12.33
	<i>media</i>	4.26	7.41	10.71	12.79

Los factores de resistencia residual tabla 18, nos indican por ejemplo R_{5,10} y R_{10,20} representan el nivel medio de la resistencia que conserva el material después de producirse la primera fractura, para los intervalos de

deflexión 5.5δ y 10.5δ, respectivamente, expresada en porcentaje de la carga en el momento de la primera fractura, siendo δ la deformación al producirse la primera fisura.

También nos recomiendan como ensayo optativo, el ensayo a flexión japonés JCI-SF4 para obtener los parámetros f_{e,3} y R_{e,3}, como características de la tenacidad del material. Estos parámetros permiten también comparar la tenacidad de diferentes compuestos cementíceos.

Tabla 18. Resultados Factores de resistencia residual.

	Hormigón	Factores de resistencia residual (R%)		
		R _{5,10}	R _{10,20}	R _{20,30}
1	H[nSi]-2.0% ;[nAl]-2.0%	-	-	-
2	H[nSi]-2.0% ;[nAl]-2.0%	-	-	-
1	H[nSi]-2.0% ;[nAl]-2.0% ;F.A-0.25%(20kg/m ³)	35.4	27.4	18.7
	<i>media</i>	35.4	27.4	18.7
1	H[nSi]-2.0% ;[nAl]-2.0% ;F.A-0.51%(40kg/m ³)	65.4	35.4	22.7
2	H[nSi]-2.0% ;[nAl]-2.0% ;F.A-0.51%(40kg/m ³)	60.0	30.6	19.0
	<i>media</i>	62.7	33.0	20.9

Es preciso proponer el estudio de Hormigones con otros tipos de fibras y nano adiciones como las fibras de carbono y el nanohierro. Por lo tanto comprobar los beneficios que estas llevan.

CONCLUSIONES

En base a los resultados obtenidos en esta investigación se pueden enunciar las siguientes conclusiones:

La adición de nano partículas mejora significativamente la resistencia del material a la penetración de cloruros, si bien la magnitud de la variación depende en función del parámetro evaluado.

Con respecto a la consistencia de los hormigones con nano adiciones y fibras de acero es necesaria la utilización de superplastificantes, debido a que reduce la trabajabilidad del mismo. La cantidad de superplastificante se va incrementando al añadir fibras de acero.

La incorporación de nano sílice y nano alúmina en la fabricación de hormigones generan cambios microestructurales en la matriz mejorando sus prestaciones.

La incorporación de nano adiciones mejora el comportamiento de los hormigones convencionales frente a la penetración de agua. Desde el punto de vista comparativo, el hormigón convencional con nano adiciones, ha mostrado un comportamiento ante la penetración de agua bajo presión mejor que el del hormigón al incorporar fibras de acero.

Cuando se añadió un mayor número de fibras al hormigón con nanoadiciones, se produjo una mejora en la tenacidad, ya que esta depende de la cantidad de fibras que se encuentren en la zona donde se provoca la primera fisura.

Algo que podemos destacar en los ensayos de flexotracción, es la diferencia de resistencia entre el hormigón con solo nano adiciones ante los hormigones con nanoadiciones y fibras de acero (20 kg/m³ y 40 kg/m³ respectivamente); se pudo observar un incremento progresivo de la resistencia a medida que se aumentaba la cuantía de fibras de acero en las amasadas, alcanzando de esta forma una diferencia de resistencia entre la primera (control) y última amasada (40 kg/m³), un valor de 20% entre ambas.

Claramente las nanopartículas están muy recomendadas para hormigones que vayan a estar en ambientes muy agresivos y con ayuda de las fibras de acero se puede obtener elementos estructurales de mucha durabilidad y prestación. Aplicándolos en pavimentos de Hormigón, recubrimientos en túneles, etc.

Las nano adiciones en el campo de la construcción, permitirá la fabricación de nuevos materiales más resistentes su utilización incrementará también el nivel de seguridad de las construcciones.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1]. Fernández Cánovas Manuel. "Hormigón" 10ª Edición. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Madrid 2013.
- [2]. S.P Shah, G.B Batson. Fiber Reinforced Concrete Properties and Applications. American Concrete Institute. 1987.
- [3]. EHE (2008). Anejo 14, Recomendaciones para la utilización de Hormigones con Fibras.
- [4]. Fernández Cánovas, M. "Hormigones con fibras: tecnología y propiedades generales". Hormigón y Acero, nº. 228-229, 2º, pp. 167-176.
- [5]. Rodríguez López, F. y Prado Pérez-Seoane, D. "Hormigón con la incorporación de fibras". Revista de Obras Públicas, Octubre 1984, pp. 779-796.
- [6]. Massicotte B. (2000). "Fibre Reinforced Concrete: An structural Perspective", Rilem Proceedings 15, BEFIB.
- [7]. Naaman, A.E. "Engineered Steel Fibers with Optimal Properties for Reinforcement of Cement Composites". Journal of Advanced Concrete Technology, Vol. 1, No. 3, November 2003, pp. 242.
- [8]. ACI (1996). State of art Report on Fiber Reinforced Concrete, ACI 544.IR-96. ACI Fannington Hillis, MI.
- [9]. Hannant, D. J (1978). "Fiber Cements and Fiber Concretes", J. Wiley, 215 pp.
- [10]. Revista Cemento Año 6. "Durabilidad de las Estructuras".
- [11]. B. Massicotte (2002). "Mix Disign For SFRC Bridge Deck Construction", Rilem Proceedings 15, BEFIB.
- [12]. Naaman, A.E (2000). "Fibre Reinforcements for Concrete: looking back, looking ahead", Rilem Proceedings 15, BEFIB.
- [13]. Ronald F. Zollo (1996). "Fiber Reinforced Concrete: An overview after 30 years of Development".
- [14]. Rossi, P. (2000), "Ultra-High Performance Fibre Reinforced Contretes (UHPFRC): General visión" BEFIB.
- [15]. Apuntes de Máster de Estructuras, Cimentaciones y Materiales, Hormigones especiales.
- [16]. Cochrane, John T. (2003). "Flexural Creep Behaviour of Fibre Reinforced Concrete under High Temperatures". Máster of Applied Science Dalhouse University, Canada.
- [17]. Y.S 2007, "Effect of Aspect Ratio and Volume Fraction of Steel Fiber on the Mechanical Properties of SFRC".
- [18]. ACHE. (2000). "Manual de Tecnología del Hormigón Reforzado con Fibras de Acero", Comisión 2, Grupo de Trabajo 2/2, Hormigones don Fibras.
- [19]. G.E 1993. "Propiedades Mecánicas y adherencia de hormigones con fibras de acero contaminados con cloruros". Tesis Doctoral E.T.S. Arquitectura, Valencia.
- [20]. A.E 1999, "Behaviour of Normal and Steel Fibre-Reinforced Concrete Under Impact of small projectiles", Cement and Concrete Research, Vol 29. Pag 1807-1814.)
- [21]. W.Z 2008, "Steel-Starin relationship of relationship of Steel Fibre-Reinforced Concrete Under Dynamic Compression", Construction and Building Materials, vol 22 pag 811-819.
- [22]. M.Y.-A 2009, "Impact resistance of Steel fibrous concrete containg fibres of mixed aspect radio", Construction and building Materials, vol 23.
- [23]. Yazici S. (2007). "Effect of Aspect ratio and volume fraction of steel fiber on the mechanical properties of SFRC", Const.
- [24]. Ding. Y. (2000). "Compressive Stress-Strain Relationship of Steel Fibre Reinforced Concrete at Early Age", Construction and building Materials, Vol. 21, pp. 1250-1253.
- [25]. Nemkumar B. (1995). "Concrete Reinforced with Steel Fibres. Part II: toughness Characterization", ACI Materials Journal.
- [26]. B.B 2002. "Failure and Toughness of Steel Fibre Reinforced Concrete Under Tension and shear" UPC.
- [27]. V.M. "Behaviour of Fibre Reinforced High-Strength Concrete Under Direct Shear", ACI journal.
- [28]. D. N. (1975). "Rilem Symposium: Fibre Reinforced Cement and Concrete", Ed. Construction Press.

[29]. Giaccio.G April 1986. "Concrete Reinforced with Collated Steel Fibres", ACI Journal.

[30]. Serna. P. (2008). ""Evolution of the Flexural Behaviour of Pre-Cracked SFRC in Marine Environment", Seventh International RILEM Symposium on Fibre Reinforced Concrete: Design and Application, pp. 595-605.

[31]. Granju J. (2005). "Corrosion of Steel Fibre Reinforced Concrete from the Cracks", Cement and Concrete Research.

[32]. N. D. (2000). "Final report on Durability of steel Fibre Reinforced Concrete", Subask 5.1 durability of SFRC, Brite Euram Project BRPR-CT98-0813.

[33]. O'Neil. E. (September 1999). Durability of Fibre-reinforced concrete Under flexural Stress in a Severe Marine Enviroment", U.S. Army Engineer Research and Devolopment Center.

[34]. Maya L. "Estudio de las Estructuras Aporticadas Prefabricadas con uniones basadas en hormigones con fibras", Tesis Doctoral ETSI de Caminos, Canales y Puertos, Universidad Politécnica de Madrid, Madrid, España.

NORMATIVAS

AENOR - UNE 83316 Determinación del módulo de elasticidad en compresión. 1996.

AENOR - UNE 83501 Hormigón con Fibras, toma de muestras de hormigón fresco. 2004.

AENOR - UNE 83504 Hormigón con Fibras, fabricación y conservación de probetas para los ensayos de laboratorio. 2004.

AENOR - UNE 83509 Hormigón con Fibras, rotura por flexotracción. 2004.

AENOR - UNE 83510 Hormigón con Fibras, determinación del índice de tenacidad y resistencia a primera fisura. 2004.

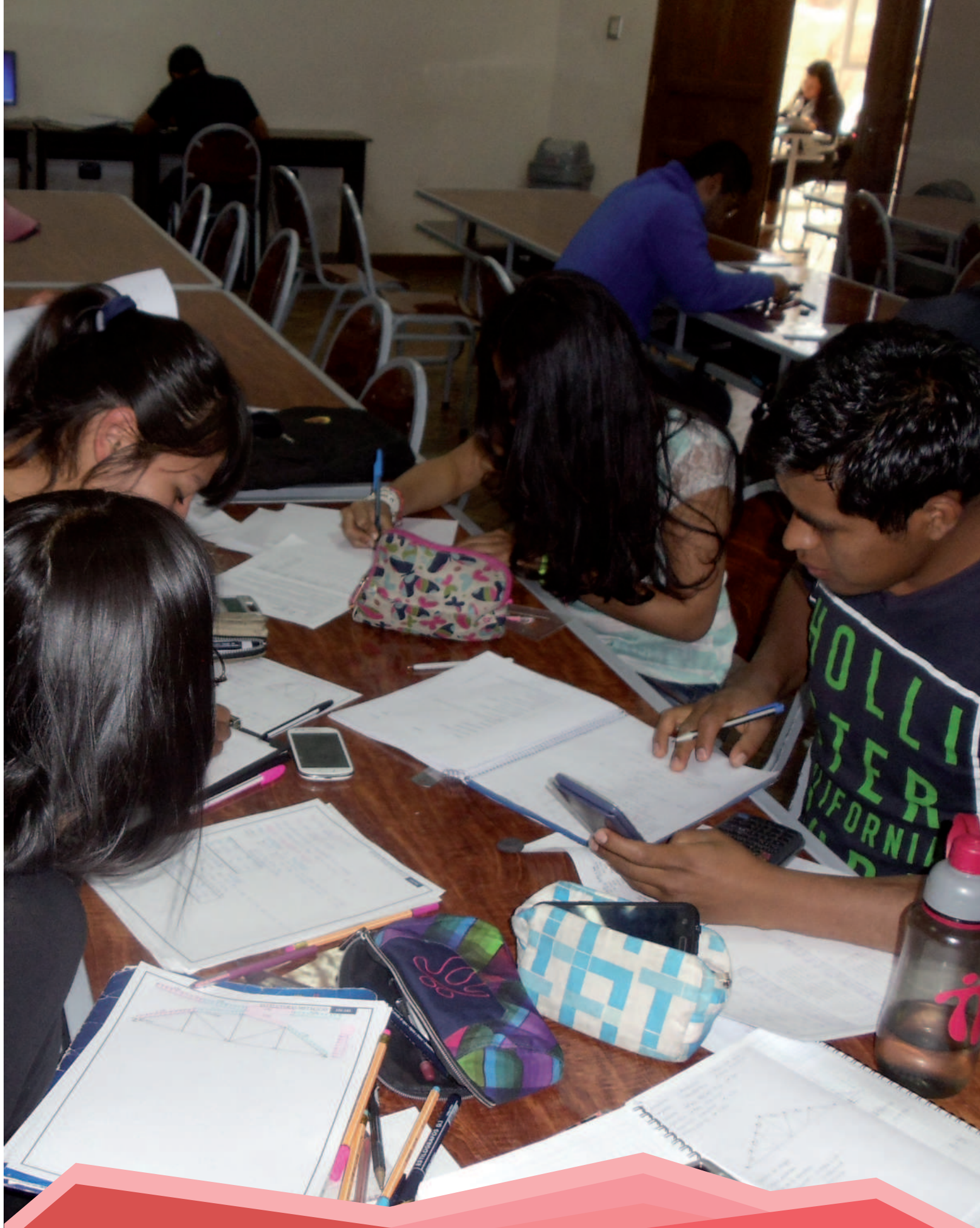
AENOR - UNE - EN 12390-2 Ensayos de hormigón endurecido, fabricación y curado de probetas para ensayos de resistencia. 2009.

AENOR - UNE - EN 12390-3 Ensayos de hormigón endurecido, determinación de la resistencia a compresión de probetas. 2009.

AENOR - UNE - EN 12390-6 Ensayos de hormigón endurecido, resistencia a tracción indirecta de probetas. 2010.

AENOR - UNE - EN 12390-8 Ensayos de hormigón endurecido, profundidad de penetración de agua bajo presión. 2009.

AENOR - UNE - EN 14889-1 Fibras para hormigón, fibras de acero. 2008.







CARACTERIZACIÓN HIDROGEOLÓGICA EN LA CUENCA LA PALCA, YOTALA – CHUQUISACA

Díaz, K.^c, Saavedra, N.^d, Zapata, R.^c, Hernández, C.^d

^a Consultor e investigador del Instituto de Aguas de la Facultad de Ingeniería Civil (USFX), Destacamento 317, Ex Campus REFISUR, 573, Sucre, Bolivia. E-mail: kldiaz0112@gmail.com.

^b Consultor e investigador del Instituto de Aguas de la Facultad de Ingeniería Civil (USFX), Destacamento 317, Ex Campus REFISUR, 573, Sucre, Bolivia. E-mail: nieves.sgz@outlook.com.

^c Investigador Principal del Instituto de Aguas, Coordinador y Docente de Posgrado de la Facultad de Ingeniería Civil (USFX), Destacamento 317, Ex Campus REFISUR, 573, Sucre, Bolivia. E-mail: zapatabo@yahoo.es.

^d Docente investigador del Instituto de Aguas de la Facultad de Ingeniería Civil (USFX), Destacamento 317, Ex Campus REFISUR, 573, Sucre, Bolivia. cori_h5@yahoo.es.

RESUMEN

La explotación de recursos hídricos subterráneos es cada vez más recurrente ante los escenarios de cambio climático, la hidrogeología cobra mayor interés a medida que los requerimientos hídricos aumentan, pero los procesos de flujo subterráneo son poco estudiados, especialmente durante la gestión y diseño preliminar para la extracción de agua subterránea.

El objetivo de esta investigación fue identificar las características del sistema de flujo en los acuíferos presentes en la cuenca La Palca, en base a la recopilación de niveles de agua en un sector de explotación mediante pozos excavados y perforados, aplicando una red de monitoreo en periodos mensuales y diarios, además de pruebas de infiltración para la parte superficial, pruebas de bombeo y estudios geofísicos para estimar los límites geológicos en profundidad. Los datos recopilados evidencian dos tipos de acuíferos predominantes, uno libre en lecho aluvial y otro confinado en roca fracturada. Los resultados muestran que la fuente principal de recarga de agua subterránea para el acuífero aluvial y fracturado es por precipitación directa, existiendo una conexión entre ambos. El flujo de agua subterránea en el sistema es de sur a norte, cambiando a una dirección nor-oeste en la zona de descarga que es el río Quirpinchaca. Las tasas de recarga correspondientes a la precipitación forman parte de la mejor opción para satisfacer las demandas actuales y posibles necesidades futuras para beneficiar a los actores locales.

Palabras clave: flujo de agua subterránea, recarga de acuíferos, monitoreo de nivel de agua, tasas de infiltración, prospección geofísica, roca fracturada.

ABSTRACT

The exploitation of underground water resources is increasingly recurrent in the face of climate change scenarios, hydrogeology becomes more interesting as the water requirements increase, but the underground flow processes are little studied, especially during the management and preliminary design for the groundwater extraction.

The objective of this research was to identify the characteristics of the flow system in the aquifers present in the La Palca basin, based on the collection of water levels in an exploitation sector through excavated and drilled wells, applying a monitoring network in periods monthly and daily, in addition to infiltration tests for the superficial part, pumping tests and geophysical studies to estimate the geological limits in depth. The data collected show two predominant types of aquifers, one free in alluvial bed and the other confined in fractured rock. The results show that the main source of groundwater recharge for the alluvial and fractured aquifer is by direct precipitation, with a connection between the two. The flow of groundwater in the system is from south to north, changing to a north-west direction in the discharge zone that is the Quirpinchaca River. Recharge rates for precipitation are part of the best option to meet current demands and possible future needs to benefit local stakeholders.

Key words: groundwater flow, aquifer recharge, water level monitoring, water level fluctuation, infiltration rates, geophysical survey, fractured rock.

INTRODUCCIÓN

El agua subterránea, por su naturaleza y abundancia, constituye un recurso estratégico frente a la disminución de los recursos hídricos superficiales y es una parte importante de los recursos totales de agua, por ser una de las fuentes de aprovisionamiento de mayor importancia para satisfacer diversas necesidades y potenciar el desarrollo económico en zonas áridas (De Vries y Simmers 2002; Ting et al., 1998).

Los acuíferos aportan entre el 25% y el 40% del agua para uso doméstico a nivel global y son una fuente muy importante de suministro de agua en todos los continentes (Vrba & van der Gun, 2004).

El desarrollo actual de la humanidad incrementa la necesidad de agua para el desarrollo agrícola e industrial, convirtiendo a la fuente subterránea en el principal recurso para satisfacer las necesidades de pequeñas y grandes urbes. En zonas áridas de todo el mundo el acceso al agua subterránea forma parte de la única fuente de agua para abastecer poblaciones o sostener la agricultura en épocas de sequía (Telmer and Best, 2004).

La explotación de agua subterránea comúnmente es realizada por medio de la excavación o perforación de pozos, los cuales amortiguan la escasez, y en algunos casos son la única fuente de acceso al recurso hídrico vital para el desarrollo de los pueblos. Las excavaciones de pozos someros son muy frecuentes en zonas áridas, donde los actores locales excavan manualmente pozos en material aluvial para extraer agua del flujo subterráneo, que naturalmente desemboca en los ríos aguas abajo como flujo base o recargan otros acuíferos naturales.

Un estudio hidrogeológico consistente, requiere cantidad y calidad de datos, un amplio conocimiento de la zona en cuestión y un planteamiento claro de que es lo que se va a hacer y cómo, tomando en cuenta la información y conocimiento previo (Clarke et al., 1996).

A pesar de ser uno de los componentes más importantes en estudios hidrogeológicos, la recarga es también uno de los menos comprendidos, en gran parte debido a que las tasas de recarga varían ampliamente en espacio y tiempo (Healy y Scanlon, 2010).

Zona de estudio

En Bolivia existen distintas unidades hidrogeológicas representando fuentes importantes de agua, principalmente en zonas semiáridas (Stimson et al., 2001).

En el departamento de Chuquisaca, el uso del agua subterránea cobra énfasis cada año que pasa, debido a la poca precipitación y elevadas temperaturas en época seca, problemas relevantes incluso en la misma ciudad capital, dejando sin acceso al elemento vital durante los periodos de sequía ("Crisis de agua potable desata preocupación en Sucre y Chuquisaca", 2017).

Situada en la posición geográfica de los valles, Chuquisaca se caracteriza por presentar zonas agrícolas importantes a nivel regional y nacional; sin embargo, a consecuencia del régimen hidrológico que presentan, caracterizado por un corto ciclo de lluvias y un largo periodo de estiaje (clima semiárido) se encuentran limitados en su desarrollo productivo y socioeconómico debido a la escasez de agua superficial; situación que se ha incrementado en los últimos años a consecuencia del cambio climático.

Si bien a través de proyectos gubernamentales en el departamento de Chuquisaca, se perforaron pozos profundos destinados a la dotación de agua para suministro y riego, muy pocos estudios hidrogeológicos fueron realizados y ninguno fue enfocado específicamente en el estudio de la física de acuíferos o de la recarga de aguas subterráneas.

El municipio de Yotala es uno de los 29 municipios del departamento de Chuquisaca, ubicándose al noroeste en la provincia Oropeza en la cual también se encuentra el municipio de Sucre, sede de la capital constitucional del país, la ciudad de Sucre. Yotala presenta un centro urbano localizado a orillas del río Quirpinchaca, río en el cual son vertidas las aguas residuales tratadas en la planta de tratamiento "El Campanario", aguas residuales provenientes de la capital Sucre.

El recurso subterráneo en la localidad de Yotala se encuentra en uso constante por la población, especialmente en zonas donde la conexión domiciliaria de agua potable es deficiente (Plan de Desarrollo Municipal, 2013). La producción agrícola es escasa, ya que el agua superficial es casi nula, comprendiendo solo un río cercano al centro urbano, el cual se encuentra contaminado por aguas servidas. Sin embargo, se percibe que existe muy poca información y escaso entendimiento sobre la dinámica y los distintos procesos que intervienen en el comportamiento de este recurso, principalmente de los actores locales.

En la cuenca de La Palca en Yotala, presenta un área de 6.5 km², se asienta un centro urbano correspondiente a la Villa de Yotala y las comunidades de La Palca y Jatun Era (Figura 1), que dependen en gran medida del agua subterránea, extraída mediante pozos excavados por los mismos usuarios y pozos perforados, la cual, se ha constituido en el principal pero limitado paliativo, para abastecimiento de agua con fines doméstico y agrícola a pequeña escala.

MATERIALES Y MÉTODOS

Para una mejor comprensión del o los acuíferos existentes en la zona de estudio, se necesita de un modelo hidrogeológico del lugar. Primeramente, fueron recopilados datos de los pozos existentes, posteriormente, fueron realizados estudios en geofísica mediante tomografías de resistividad eléctrica, medición de nivel de agua en pozos de la red de monitoreo, pruebas de infiltración, para finalmente, estimar las

características de los acuíferos y la red de flujo que conforman la cuenca La Palca.

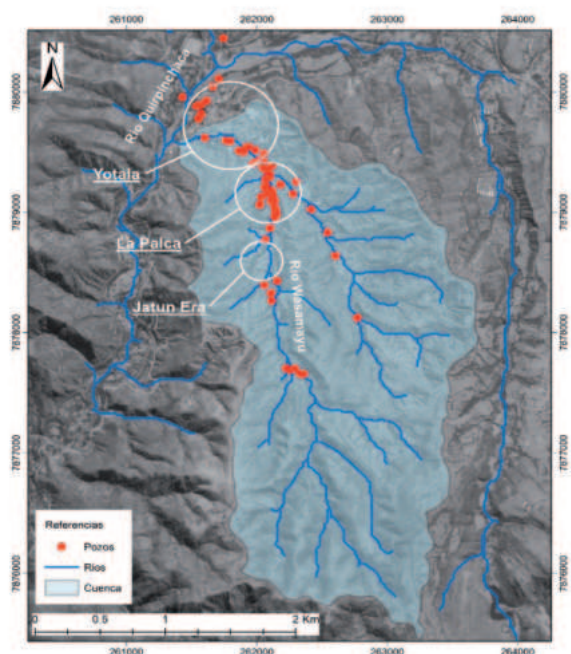


Figura 1. Inventario de pozos en la zona de estudio

El parámetro de recarga fue abordado desde diversas técnicas y métodos para la estimación, elegir los apropiados es a menudo difícil, entre las consideraciones a tener en cuenta para la selección, están la escala espacial y temporal debido a que el rango, fiabilidad de las estimaciones de recarga e incertidumbres asociadas a las mismas, generan la necesidad de aplicar diversos métodos y técnicas de estimación además de una comprensión completa de los mismos (Scanlon 2002).

La información básica necesaria para estimar la recarga es extremadamente valiosa, el desarrollo de un modelo conceptual para el proceso de recarga es indispensable como paso principal para la estimación de la misma (Healy y Scanlon, 2010).

Inventario de pozos y red de monitoreo

Establecer una red de monitoreo para la obtención de niveles de agua subterránea es de vital importancia para la caracterización de los acuíferos de extracción y la elaboración de un modelo conceptual sobre la hidrogeología de la zona (Fetter, 2001). El objetivo principal para la instrumentación de un sitio de estudio es el obtener datos representativos del agua subterránea, la adquisición e interpretación de niveles de agua en el tiempo, son esenciales para determinar la dirección, velocidad y regímenes de recarga-descarga del agua subterránea (Nielsen, 2006; Fetter, 2001).

En la zona de estudio fueron inventariados 60 pozos excavados y 6 perforados, distribuidos desde el río Quirpinchaca hasta la parte media-alta de la cuenca (Figura 1 y 2), intercalados a orillas de los causes con mayor presencia en el cauce principal, denominado río

Wasamayu, cabe resaltar que estos pozos fueron a los que el acceso fue permitido, teniendo muchos otros no registrados.

La ubicación exacta de los pozos inventariados fue obtenida con un levantamiento topográfico con el equipo GPS RTK, el cual consistió en la determinación de la posición en tiempo real (RTK, Real Time Kinematic), obteniendo coordenadas UTM con una precisión horizontal de ± 10 mm y vertical de ± 15 mm.

Medición de nivel de agua

La medición de niveles fue realizada de forma mensual y diaria, dependiendo el acceso y colocación del equipo. La medición de niveles de agua mensuales, fueron realizadas en campañas periódicas, utilizando sondas eléctricas milimetradas, obteniendo niveles estáticos en su mayoría, ya que algunos pozos son bombeados constantemente. Las campañas de medición fueron realizadas todos los meses desde marzo de 2017 hasta julio de 2018, además de la medición fueron recolectados datos sobre las características de los pozos, construcción, profundidad, tipo de extracción, cantidad de agua extraída, frecuencia de extracción y calidad observada por los actores locales.

La medición de niveles diarios fue realizada en 2 pozos perforados y 1 excavado (Figura 2): un pozo perforado en la comunidad de Jatun Era que sirve como abastecimiento de agua potable (P-03), extrayendo agua de roca fracturada hasta una profundidad de 100 m; un pozo perforado actualmente sin uso, en material sedimentario y una parte en roca fracturada (P-30); y un pozo excavado hasta los 12.2 m con diámetro de 1.4 m, excavado en material sedimentario compuesto de gravas y arenas en matriz limosa (P-56).

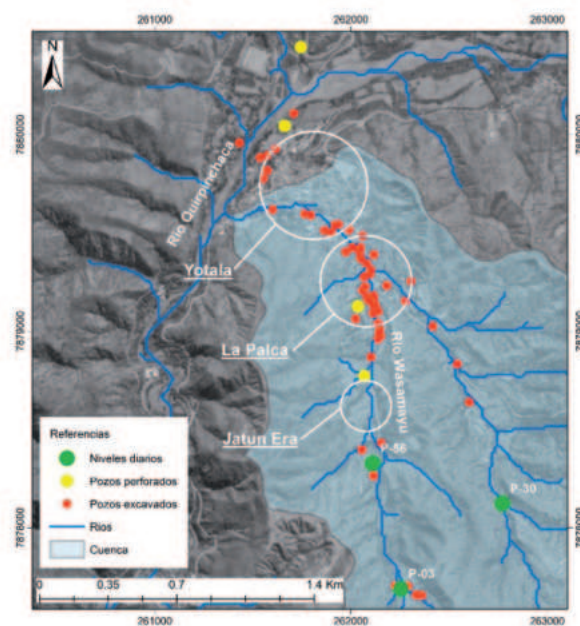


Figura 2. Pozos seleccionados para la lectura de niveles mensuales y diarios

Pozos perforados

En la zona de estudio existen 2 pozos de extracción para agua potable perforados en roca fracturada, estos bombean el agua que fluye a través de las fracturas. Según los perfiles los pozos presentan rejillas múltiples por los cuales ingresa el agua, penetrando la roca fracturada desde los 20 m donde acaba el material aluvial. La tasa de bombeo es de 1.418 l/s para el pozo de Jatun Era, medido con el método volumétrico observando el tiempo de llenado de un volumen conocido, para el pozo de La Palca la tasa de bombeo según la información en los perfiles es de 0.6 l/s.

El estudio de los acuíferos en medios fracturados presenta diferencias significativas, ya que en medios porosos el agua fluye a través de los espacios vacíos entre los granos que conforman el material, en acuíferos fracturados el agua fluye a través de grietas y fracturas conectadas entre sí. Estas diferencias hacen de las propiedades hidráulicas del acuífero sean distintas a las planteadas en las formulaciones más conocidas, observando diferencias en cuanto a rendimientos de pozos y características de recarga, un claro ejemplo es la reducción de la permeabilidad a medida que el acuífero fracturado se profundiza debido a que las fracturas se van reduciendo por el confinamiento de la roca (Misstear, 2012).

Pruebas de infiltración (Permeámetro de Guelph)

La medida de la conductividad hidráulica no saturada (Kfs) con el permeámetro de Guelph, es una técnica sencilla y relativamente rápida, aunque requiere un esfuerzo considerable en el caso de muestreos de gran cantidad de puntos (Reynolds et al., 1983). Para estimar las propiedades hidráulicas de la zona no saturada, se realizaron 24 medidas distribuidas en toda la cuenca (Figura 3), con un permeámetro de Guelph efectuadas entre agosto y septiembre de 2017.

Aunque con el permeámetro Guelph se puede medir la infiltración acumulada y la tasa de infiltración, usualmente se puede determinar in situ la conductividad hidráulica. La Ks medida es llamada comúnmente 'conductividad hidráulica no saturada en campo' "Kfs".

Esto es en reconocimiento del hecho que normalmente las burbujas de aire son atrapadas en el medio poroso cuando el suelo se satura por la infiltración de agua, particularmente cuando la infiltración ocurre en condiciones anegadas, por lo tanto, el contenido de agua del medio poroso a 'saturación de campo' es más bajo que a saturación completa o verdadera saturación (Reynolds y Elrick 1985, 1987). Dependiendo de la cantidad de aire atrapado, Kfs puede ser una o dos veces más bajo que la verdadera conductividad hidráulica saturada Ks.

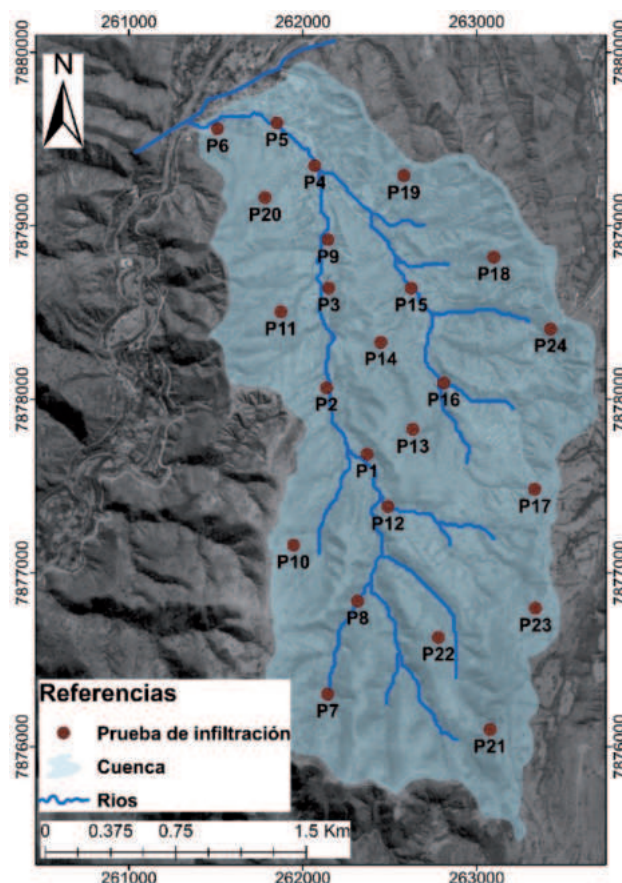


Figura 3. Ubicación pruebas de infiltración

Caracterización y estimación de parámetros hidrogeológicos de los acuíferos

Los acuíferos en la cuenca fueron identificados mediante los resultados de perfiles geofísicos y los datos recopilados sobre la red de monitoreo. La estimación de parámetros de los acuíferos fue realizada según los datos de nivel de agua del pozo de Jatun Era (P30) para el acuífero más profundo, y mediante pruebas de infiltración para el acuífero superficial.

Los niveles diarios en el pozo P-03, recopilaron información sobre la recuperación del pozo posterior a un evento de bombeo, estos datos fueron utilizados mediante el software AQTESOLV para el cálculo de parámetros de acuíferos fracturados. Para el acuífero profundo, fueron utilizados los criterios de Moench (1984) y Barker (1988) para métodos de cálculo en roca fracturada en la estimación de las características hidrogeológicas.

Las pruebas de infiltración permitieron estimar los parámetros en el acuífero superficial, para ello fue utilizado en permeámetro de Guelph, realizando un total de 24 pruebas de infiltración en la zona no saturada de la cuenca. La infiltración superficial puede dar información sobre recarga del sistema y ayudar en la caracterización espacial para un modelo conceptual (Nimmo et al., 2009).

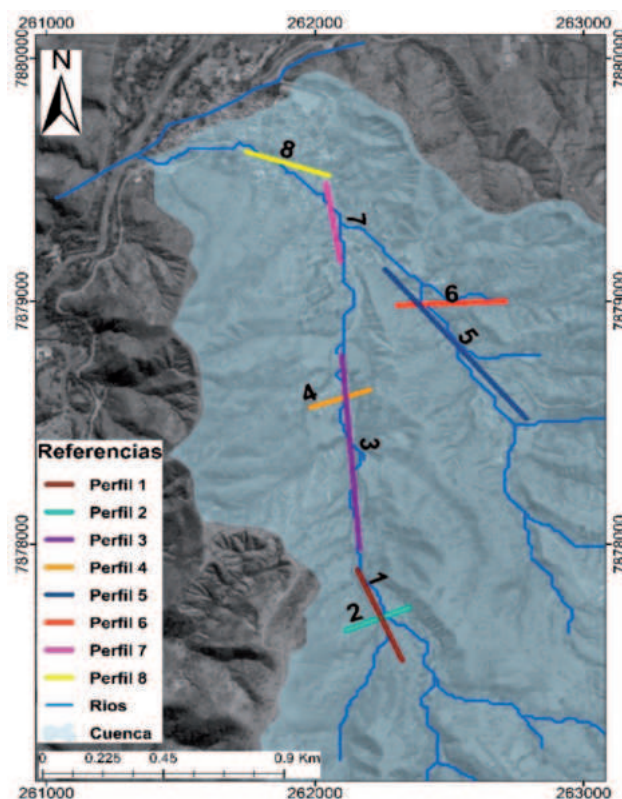


Figura 4. Ubicación de las tomografías en la zona de estudio

Para la delimitación de acuíferos y mejor entendimiento de la dinámica de la recarga en la zona de estudio, se realizaron 8 tomografías de resistividad eléctrica en líneas estratégicas de la cuenca (Figura 4), mediante una prospección geofísica con sondeos eléctricos verticales con el equipo de prospección ABEM Terrameter, con las cuales se pudo identificar las diferentes unidades hidrogeológicas existentes en la zona de estudio.

Redes de flujo

Los niveles de agua obtenidos en la red de monitoreo, permitieron la obtención de la carga hidráulica y posterior estimación de la red de flujo en el acuífero superficial. Las líneas de flujo son dibujadas cortando líneas equipotenciales, es decir de misma carga hidráulica, asumiendo que estas cortan perpendicularmente en acuíferos de materia uniforme (Fetter, 2001).

La carga hidráulica es obtenida a partir de los niveles estáticos, está gobernada dos componentes, por la elevación de la boca de pozo (Punto de medida) y el nivel de agua existente en el pozo en el momento de la medición (Freeze y Cherry, 1979). Se puede expresar la carga hidráulica con la siguiente ecuación:

$$h = z + \Psi \quad (1)$$

Dónde: h = carga hidráulica (m), z = carga de elevación (m.s.n.m), Ψ = carga de presión (m).

Los niveles mensuales fueron utilizados para la obtención de la carga hidráulica (Figura 5), estos permitieron la obtención de una red de interpolación para la construcción de una superficie potenciométrica de agua subterránea.

Estimación de recarga por el método de fluctuación de niveles

Para la determinación de la recarga del sistema acuífero en la cuenca La Palca se implementó el método de fluctuación de niveles de agua subterránea, basado en la premisa de que el incremento de los niveles en acuíferos no confinados es debido a la llegada de agua de recarga al nivel freático, se caracteriza por ser sencillo, de bajo costo, ampliamente usado en todo tipo de condiciones climáticas alrededor del mundo (Healy y Cook, 2002; Scanlon et al., 2002; Healy y Scanlon, 2010; Rasmussen and Andreasen, 1959; Gerhart, 1986; Hall and Risser, 1993; Crosbie et al., 2005; Lee et al., 2005; Coes et al., 2007; and Delin et al., 2007).

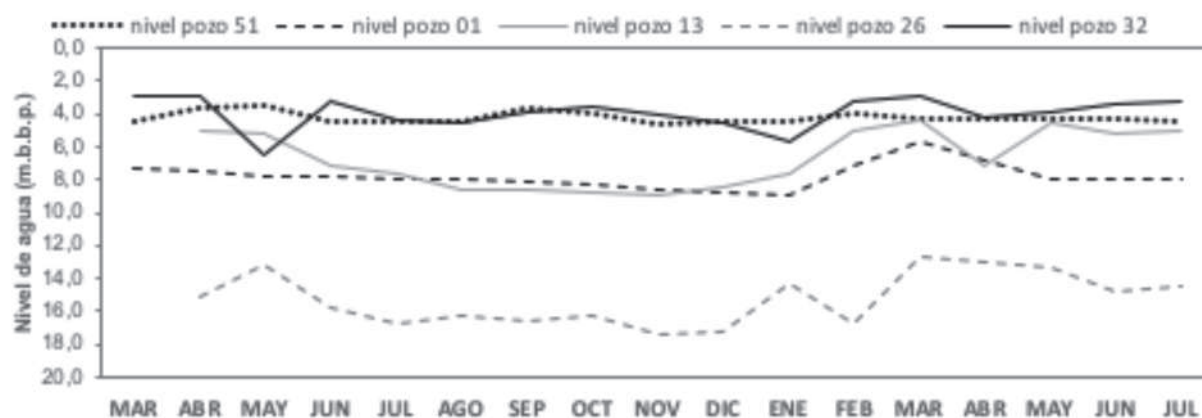


Figura 5. Niveles de agua mensuales en algunos de los pozos de monitoreo

Sin embargo, el método también presenta algunas desventajas como la incertidumbre respecto a la razón de las fluctuaciones ya que no todas indican recarga (Lee et al., 2005) y las dificultades en la estimación de rendimiento específico (Healy y Scanlon, 2010; Liskop y Allen, 2005; Healy y Cook, 2002; Delin et al., 2006; Scalón et al., 2002). El cálculo de la recarga según este método está definido por la siguiente ecuación:

$$R = S_y \times \frac{\Delta h}{\Delta t} \quad (2)$$

Dónde: S_y = Rendimiento específico, Δh = Altura de agua desde el pico del hidrograma hasta el punto más bajo extrapolado de la curva de recesión (m), Δt = Periodo de tiempo (día), R = Recarga total (m/día).

La aplicación del método requiere la identificación de las subidas de nivel de agua atribuibles a la precipitación y otras fuentes, la estimación del coeficiente específico, mediciones temporales de nivel de agua subterránea y datos meteorológicos de la zona de estudio.

Rendimiento específico

El valor del rendimiento específico S_y , representa la fuente más significativa de incertidumbre en el cálculo de la recarga y la determinación experimental requiere de mucho trabajo y tiempo (Liskop y Allen, 2005; Healy y Cook, 2002; Delin et al., 2006; Scanlon et al., 2002).

Para la zona de estudio se utilizó el valor obtenido de recomendaciones de valores en tablas de investigaciones previas respaldadas en función del material que componen el sistema acuífero de la cuenca La Palca.

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Los resultados obtenidos de la prospección geofísica (Figura 6), permitieron identificar los límites de dos tipos de acuíferos predominantes en el área de estudio, los perfiles obtenidos muestran que el acuífero profundo se encuentra aproximadamente a 20 m de profundidad, los cuales son descritos a continuación:

Perfil 1-1'

Longitud de 400 m. (SE-NO), muestra dos estratos litológicos bien marcados: uno en material cuaternario compuesto por arenas gruesas y finas, material limoso y otro conformado por lutitas y pizarras con un espesor de más de 50 metros.

Perfil 2-2'

Longitud de 250 m. (NO-NE), presenta tres estratos litológicos: el primero un material cuaternario compuesto por arenas gruesas y finas, material limoso de unos 20 metros de espesor en el lado NO; el segundo estrato un espesor considerable de lutitas y pizarras y un tercero muy pequeño de arenas.

Perfil 3-3'

Longitud de 800 m. (SO-NE) conformada por tres estratos: el primero es un material cuaternario compuesto por arenas medias y finas con material limoso, el segundo conformado por arcillas y el tercero conformado por lutitas en una cantidad mínima y a uno 80 metros de profundidad.

Perfil 4-4'

Longitud de 250 m. (NO-NE) presenta dos estratos: el primero superficial conformado por cantos rodados en una matriz limo-arenosa, el segundo es material cuaternario compuesto por arenas medias y finas y material limoso.

Perfil 5-5'

Longitud de 800 m. (SE-NO), ubicado en el ramal derecho de la cuenca, presenta cuatro estratos: el primero superficial compuesto por cantos rodados y una matriz limo-arenosa, el segundo conformado por material cuaternario (arenas medias a finas y material limoso), el tercer estrato arcilla en su totalidad y el cuarto un compuesto de arcilla y arena media.

Perfil 6-6'

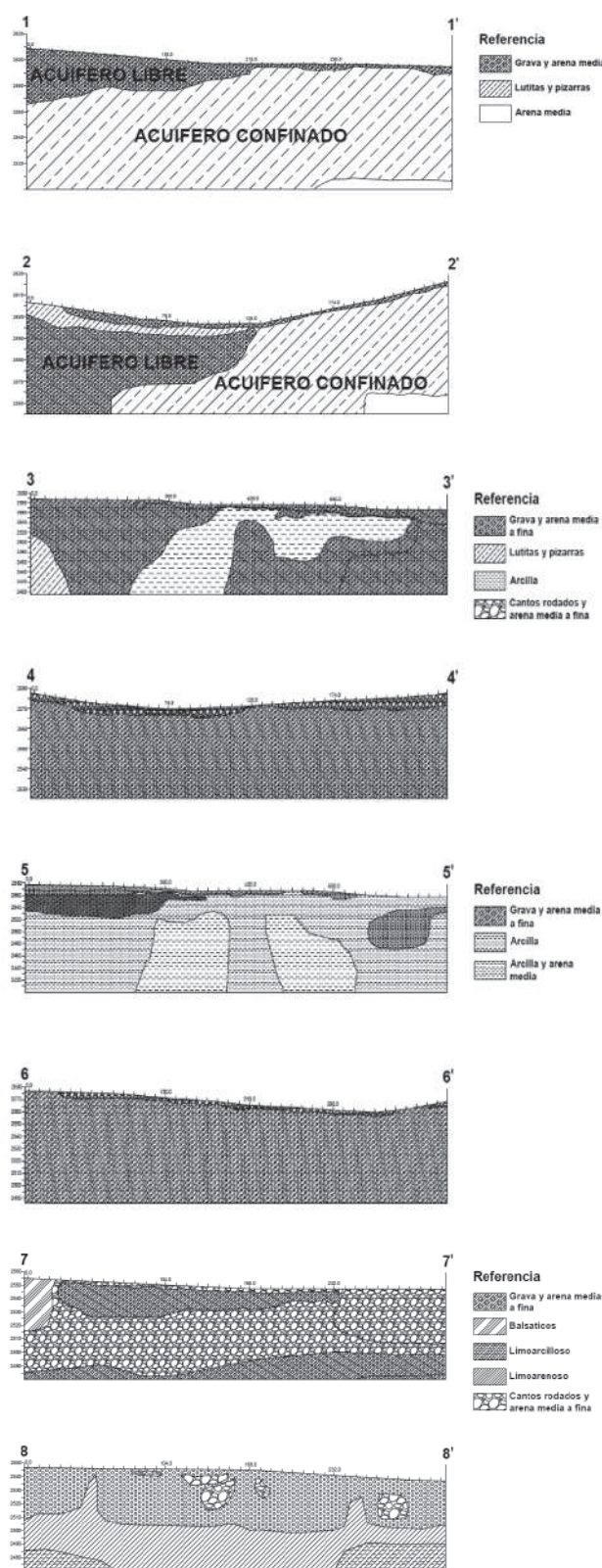


Figura 6. Cortes litológicos obtenidos en geofísica

Longitud de 250 m. con dirección (NO-NE) conformado por dos estratos: el primero superficial compuesto por cantos rodados y una matriz limo-arenosa, y el segundo conformado por arenas medias a finas y un material limoso.

Perfil 7-7'

Longitud de 320 m. (SE-NO) ubicado sobre el lecho del río Wasamayu, presenta tres estratos: el primero superficial compuesto por material aluvial, bolones, cantos rodados y arenas medias; el segundo conformado por material cuaternario de arenas medias a finas y material limoso y por último el tercer estrato conformado por arenas medias y rocas basálticas (Figura 6).

Perfil 8-8'

Longitud de 320 m. (SE-NO) presenta cuatro estratos: el primero de material cuaternario conformado por arenas medias a finas y limo, el segundo conformado por gravas y arenas medias; el tercer estrato compuesto por una matriz limo-arenosa y por último un estrato limo-arcilloso.

Acuíferos identificados en la cuenca de estudio

Fueron identificados 2 acuíferos en la zona: uno confinado con agua que fluye a través de los planos de fractura de roca consolidada compuesta por lutitas y pizarras; y otro acuífero libre (no confinado) que fluye a través de gravas y arenas en matriz limosa hasta profundidades de 10 a 20 metros. El flujo subterráneo tiende a seguir la topografía, en específico el flujo en el acuífero libre que empieza en la parte alta de la cuenca desembocando, y con dirección hacia el río Quirpinchaca.

Acuífero libre

El acuífero libre está compuesto por material cuaternario aluvial conformado por gravas y arenas en matriz limosa con material limo arcilloso, este se extiende desde la comunidad de La Palca hasta descargar al río Quirpinchaca en todo el largo del cauce principal.

Acuífero confinado

El acuífero confinado está compuesto por material ordovícico conformado por roca fracturada de lutitas y pizarra, ubicado en la parte media derecha de la cuenca en la zona del pozo perforado de la comunidad de Jatun Era. El espesor de este acuífero oscila entre los 50 a 70 metros de profundidad.

Obtención de redes de flujo y superficie potenciométrica

La superficie potenciométrica, fue construida con los niveles mensuales medidos en la red de monitoreo (Carga Hidráulica). Se contorneó en intervalos de 5 m para época lluviosa y época seca y una serie de líneas de flujo fueron trazadas perpendiculares a los contornos (Figura 7). El sistema muestra que el flujo tiene dirección SE hacia NO y que la zona de descarga es en gran parte hacia el río Quirpinchaca debido posiblemente a la topografía.

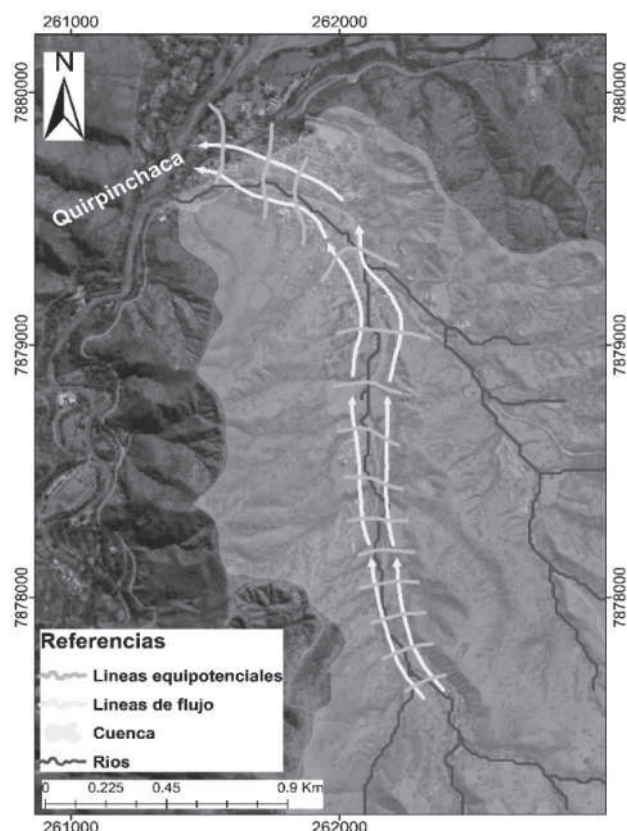


Figura 7. Red de flujo estimado en el acuífero libre en base a la superficie potenciométrica

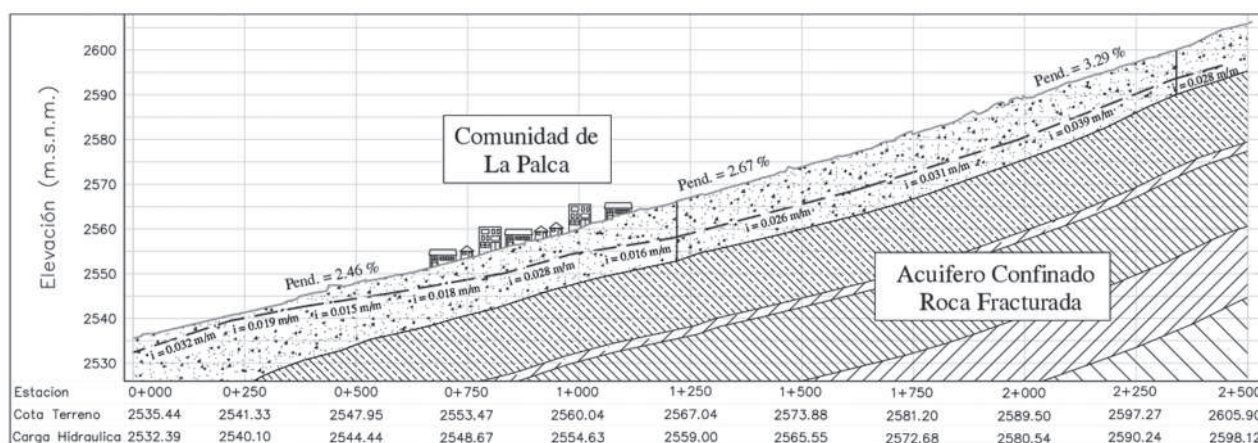


Figura 8. Nivel de agua en perfil y gradiente hidráulico en el curso principal de la cuenca

La red de flujo corresponde al acuífero libre en su totalidad, construido en base a la superficie potenciométrica obtenida a lo largo de 1 año de recopilación de datos, el gradiente hidráulico estimado varía de 0.015 a 0.039 m/m, y el nivel estático se encuentra en un rango de profundidad de 6 a 20 m, como se puede apreciar en la Figura 8.

Variabilidad de zonas de recarga y parámetros del acuífero libre

De acuerdo con los valores obtenidos mostrados en la Tabla 1, la media geométrica de la conductividad hidráulica en la zona no saturada corresponde con un valor de 75.1 m/día, consistente con los datos reportados Young (1991) quien obtuvo valores de 0.4 mm/h en suelos de textura fina (limos y arcillas), 0.4 a 40 mm/h, para suelos con buena estructura y > 40 mm/h para suelos de textura gruesa (arenas y gravas).

El valor máximo obtenido de conductividad hidráulica en la zona no saturada corresponde con un valor de 3.4 E-01 m/s adquirido de la prueba P5 ubicada en el lecho del Río Wasamayu, el valor obtenido de conductividad concuerda con el material identificado en el lecho del río correspondiente con un suelo conformado por gravas en matriz arenosa, en cuanto al valor mínimo el mismo corresponde con un valor de 6.0 E-03 m/s el mismo fue adquirido de la prueba P14 ubicado en la parte central de la cuenca, correspondiente con un tipo de suelo limo arcilloso (Figura 9 y Tabla 1).

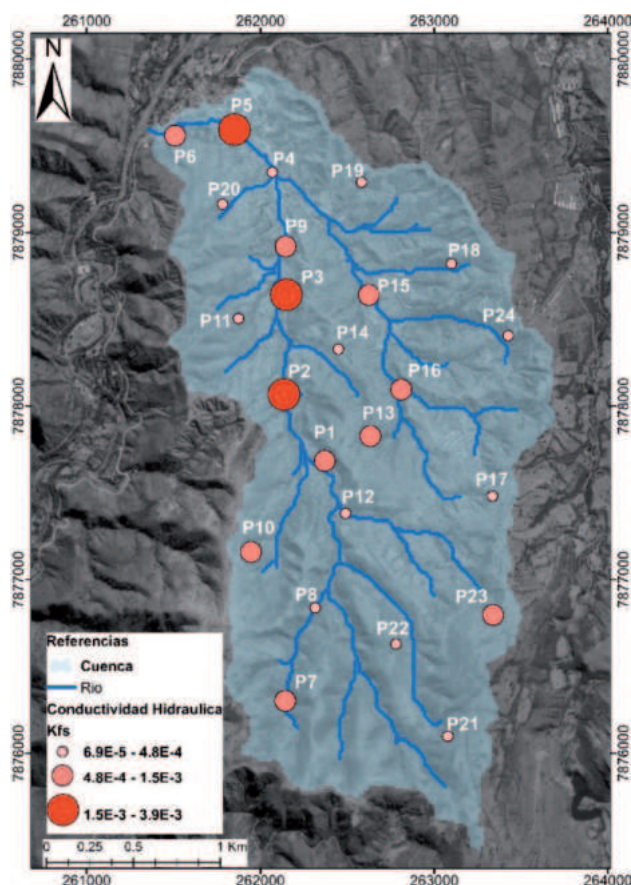


Figura 9. Conductividades hidráulicas para el acuífero libre.

Como resultados finales y de acuerdo a la zonificación y área de recarga puede ser verificado que el río Wasamayu es la principal área de recarga con una tasa de infiltración de 15.5 m/día, provenientes de precipitación; se deberá realizar estudios posteriores para determinar las tasas de recarga laterales provenientes de sistemas acuíferos contiguos.

Tabla 1. Conductividades hidráulicas en la zona no saturada.

ID	Kfs (m/día)	Kfs (m/s)	ID	Kfs (m/día)	Kfs (m/s)
P1	0.074	8.56E-07	P13	0.13	1.50E-06
P2	0.195	2.26E-06	P14	0.006	6.94E-08
P3	0.268	3.10E-06	P15	0.08	9.26E-07
P4	0.017	1.97E-07	P16	0.088	1.02E-06
P5	0.336	3.89E-06	P17	0.009	1.04E-07
P6	0.101	1.17E-06	P18	0.042	4.86E-07
P7	0.066	7.64E-07	P19	0.007	8.10E-08
P8	0.009	1.04E-07	P20	0.023	2.66E-07
P9	0.115	1.33E-06	P21	0.042	4.86E-07
P10	0.058	6.71E-07	P22	0.031	3.59E-07
P11	0.022	2.55E-07	P23	0.055	6.37E-07
P12	0.01	1.16E-07	P24	0.019	2.20E-07

Parámetros hidrogeológicos del acuífero profundo en roca fracturada

Las propiedades del acuífero confinado (roca fracturada) fueron obtenidos empleando el software AQTESOLV a partir del análisis de pruebas de recuperación en función a los niveles diarios (Figura 10) en el pozo perforado (P-03) para un bombeo de 4 a 6 horas continuas, mediante criterios de doble porosidad en roca fracturada (Moench, 1984; Barker, 1988).

El pozo se encuentra ubicado en la parte media de la cuenca con aproximadamente 90 metros de profundidad, 32 metros de largo total de rejillas (espesor asumido para Transmisividad) y con una tasa de bombeo constante de 1.418 l/s medido el 25 de septiembre de 2017 mediante el método volumétrico en un recipiente de 200 litros.

La Tabla 2 muestra los valores de conductividad hidráulica y almacenamiento específico, promediados para la roca fracturada, obtenidos para época seca y lluviosa mediante la metodología de Moench y Barker.

Tabla 2. Parámetros estimados para el acuífero de roca fracturada

PARÁMETRO	K [M/S]	SS [1/M]
Época seca	5.8 E-07	1.9 E-06
Época lluviosa	4.8 E-07	4.3 E-06
Promedio	5.3 E-07	3.1 E-06

Recarga por fluctuación de niveles

Los niveles estáticos diarios del pozo P-03 ubicado en la parte media de la cuenca en el ramal derecho fueron monitoreados desde octubre del 2017 hasta Julio del 2018. La Figura 11 muestra la relación entre los niveles estáticos registrados y la precipitación; en la cual se puede observar un incremento abrupto en el nivel estático a mediados del mes de febrero a consecuencia de la respuesta tardía a las lluvias, este es el evento más importante de recarga.

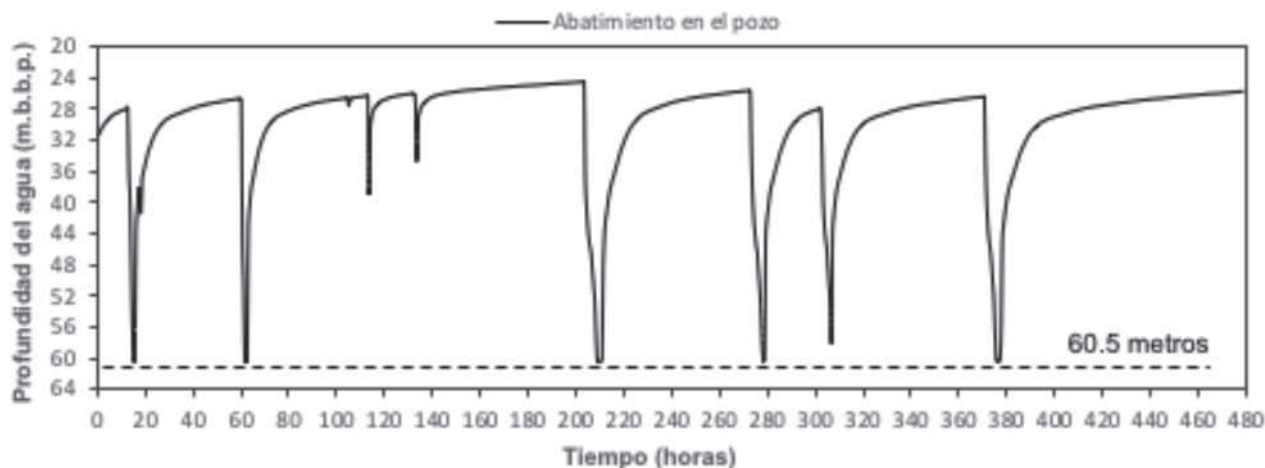


Figura 10. Niveles de agua diario en el pozo perforado (P03) en roca fracturada en Jatun Era

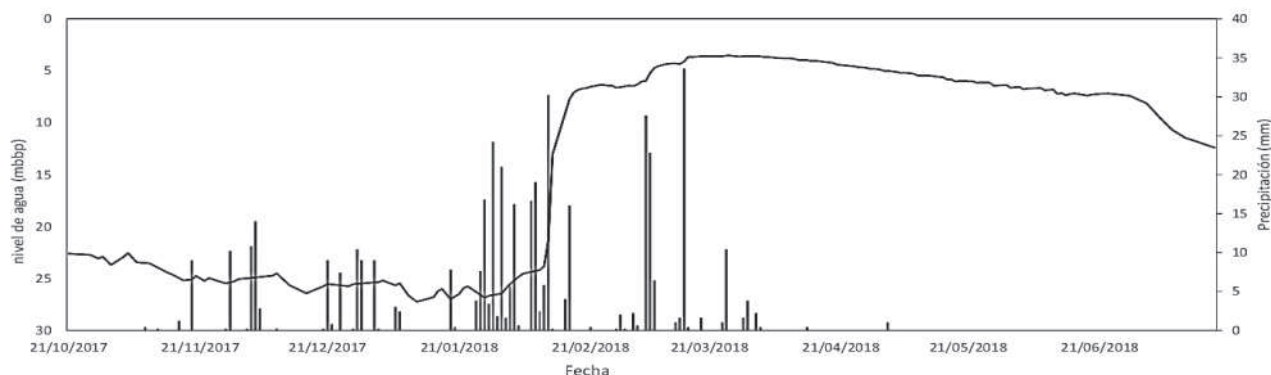


Figura 11. Variación de niveles diarios del pozo perforado P03 en el acuífero fracturado (Jatun Era)

La recarga por fluctuación de niveles en el acuífero fracturado en el pozo de monitoreo P-03 es de 260 mm/año correspondiente al 41% de precipitación en el área de estudio.

La Figura 12 muestra un crecimiento gradual en la época de lluvia de los niveles estáticos diarios del pozo de monitoreo P-30 ubicado en la parte media de la cuenca en el ramal izquierdo. Se pueden apreciar dos pequeños eventos de recarga en los meses de febrero y marzo respectivamente.

La recarga total en el acuífero libre (cuaternario, no consolidado) para esta zona de la cuenca según la fluctuación de niveles del pozo de monitoreo P-30 es de 11 mm/año correspondiente al 2 % de precipitación.

CONCLUSIONES

Fueron identificadas dos unidades hidrogeológicas: un acuífero libre de material cuaternario aluvial conformado por gravas y arenas en matriz limosa con material limo arcilloso, de la cual se extrae agua a partir de pozos excavados manualmente por los actores locales y un acuífero confinado de material ordovícico conformado por roca fracturada de lutitas y pizarra del cual también se extrae agua a través de pozos perforados, esta unidad es la menos explotada pero la de mayor potencial en cuestión de flujo subterráneo.

La realización e interpretación de la prueba de recuperación y datos de nivel en el pozo de Jatun Era (Figura 10) brindó información esencial sobre la transmisividad, almacenamiento y conductividad hidráulica para el acuífero en roca fracturada, utilizando los modelos de Moench y Barker en el software AQTESOLV fueron obtenidos parámetros para épocas seca y lluviosa.

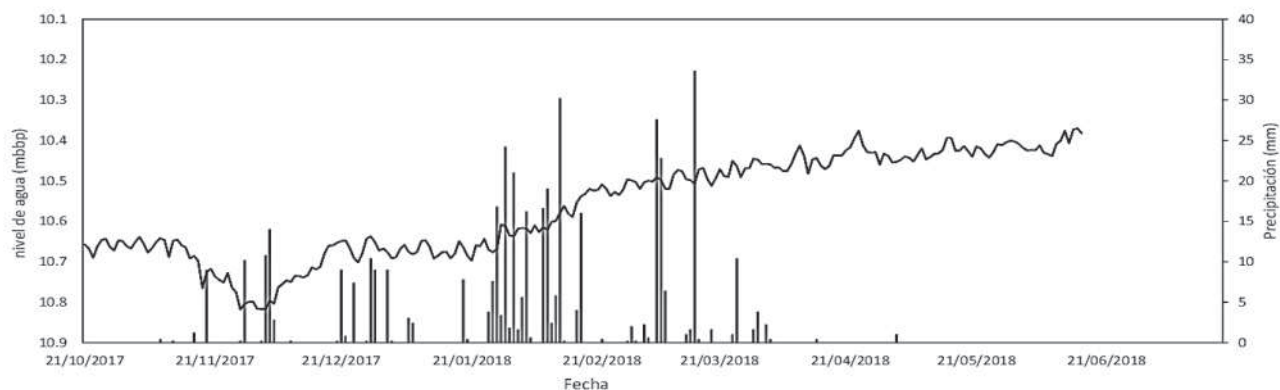


Figura 12. Variación de niveles diarios del pozo excavado P30 en el acuífero cuaternario (Jatun Era).

Los resultados obtenidos en las pruebas de infiltración en la zona no saturada y en el río Wasamayu, posicionan a las zonas potenciales de recarga para el sistema acuífero libre de la cuenca La Palca, primeramente, al río Wasamayu como principal agente de recarga debido a la infiltración elevada de la escorrentía en época lluviosa y la infiltración de precipitación en menor proporción en las otras zonas del área de estudio.

El sistema de flujo de agua subterránea, empieza en cuenca alta a través de infiltración por precipitación en el acuífero superficial, un porcentaje sigue su trayecto a profundidades mayores para recargar el acuífero profundo de roca fracturada. En el acuífero libre mayormente compuesto de material aluvial, el agua fluye siguiendo la topografía y teniendo flujo preferente en el lecho del río Wasamayu hasta desembocar al río Quirpinchaca.

La tasa de recarga es notablemente mayor a las tasas de extracción de agua subterránea en la zona (datos obtenidos en la red de monitoreo), por lo cual es una alternativa para mejorar la dotación de agua potable en las comunidades que abarcan la zona de estudio. La propuesta de un nuevo pozo de extracción puede ser viable bajo los resultados obtenidos en cuanto a recarga de agua, niveles de agua, y diferenciación de los diferentes tipos de acuíferos en la zona de estudio.

La situación actual en la zona de estudio demuestra que aún existe un problema ante la escasez de agua, aunque la fuente subterránea es explotada para amortiguar algunas falencias, no obtiene la atención técnica que debería, conforme al uso, cuidado, o funcionamiento de los pozos perforados que existen. Un estudio hidrogeológico es competente ante la baja comprensión actual por parte de los pobladores y personas encargadas de la explotación del recurso, el manejo sostenible del agua subterránea podría efectuarse obteniendo la información necesaria acerca del flujo y recarga de agua subterránea, así como la extracción gestionada por parte de la población.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Barker, J. A. (1988). A generalized radial flow model for hydraulic tests in fractured rock. *Water Resources Research*, 24(10), 1796-1804.
- Clarke, R., Lawrence, A. and Foster, S (1996) *Groundwater: A threatened resource*. Nairobi, Kenya: United Nations Environment Programme Environment Library No. 15.
- "Crisis de agua potable desata preocupación en Sucre y Chuquisaca". (2017), EL DEBER, available at: <https://www.eldeber.com.bo/bolivia/Crisis-de-agua-potable-desata-preocupacion-en-Sucre-y-Chuquisaca-20171126-0018.html> (accessed 29 September 2018).
- Crosbie, R. S., Binning, P., & Kalma, J. D. (2005). A time series approach to inferring groundwater recharge using the water table fluctuation method. *Water Resources Research*, 41(1).
- De Vries, J., Simmers, I. (2002) Groundwater recharge: an overview of processes and challenges. *Hydrogeology Journal*, Vol. 10, pp. 5-17.
- Delin, G.N., Healy, R.W., Lorenz, D.L., Nimmo, J.R. (2007) Comparison of local- to regional-scale estimates of ground-water recharge in Minnesota, USA. *Hydrogeology Journal*, Vol. 334, pp.231-249.
- Fetter, C.W. (2001), *Applied Hydrogeology*, Cuarta ed., Prentice Hall.
- Freeze, R. A., y Cherry, J. A. (1979). *Groundwater* (Englewood Cliffs). Princeton-Hall.
- Gerhart, J. M. (1986). Ground-water recharge and its effects on nitrate concentration beneath a manured field site in Pennsylvania. *Groundwater*, 24(4), 483-489.
- Healy, R.W., Cook P.G. (2002) Using groundwater levels to estimate recharge. *Hydrogeology Journal*, Vol. 10, pp. 91-109.
- Healy, W.R. y Scanlon B.R. (2010) *Estimating Groundwater Recharge*. (1st ed.). New York: United States of America by Cambridge University Press.

Lee, J. Y., Yi, M. J., & Hwang, D. (2005). Dependency of hydrologic responses and recharge estimates on water-level monitoring locations within a small catchment. *Geosciences Journal*, 9(3), 277-286.

Liskop, T., & Allen, D. (2005). Observation Well Testing and Recharge Characterization of the Okanagan Basin, BC. Report prepared for BC Ministry of Water, Land and Air Protection.

Misstear, B. (2012), "Some key issues in the design of water wells in unconsolidated and fractured rock aquifers", *Acque Sotterranee - Italian Journal of Groundwater*, Vol. 1 No. 2.

Moench, A.F. (1984), "Double-Porosity Models for a Fissured Groundwater Reservoir With Fractured Skin", *Water Resources Research*, Vol. 20 No. 7, pp. 831-846.

Nielsen, D. (2006) Environmental site characterization and groundwater monitoring. Segunda edición. Taylor & Francis Group, Boca Raton, FL, USA.

Nimmo, J. R., Schmidt, K. M., Perkins, K. S., y Stock, J. D. (2009). Rapid measurement offield-saturated hydraulic conductivity for areal characterization. *Vadose Zone Journal*,

8(1), 142-149.

Plan de Desarrollo Municipal. (2013), Gobierno Autónomo Municipal de Yotala, Chuquisaca.

Rasmussen, W. C., & Andreasen, G. E. (1959). Hydrologic budget of the Beaverdam Creek basin, Maryland (No. 1472). USGPO.

Reynolds, W.D., Elrick, D.E. and Topp. G.C., 1983. A reexamination of the constant head well

permeameter method for measuring saturated hydraulic conductivity above the water table.

Soil Sci., 136:250-268.

Reynolds, W. D., & Elrick, D. E. (1985). In situ measurement of field-saturated hydraulic conductivity, sorptivity, and the α -parameter using the Guelph permeameter. *Soil science*, 140(4), 292-302.

Scanlon, B.R., Healy, R.W., Cook P.G. (2002) Choosing appropriate techniques for quantifying groundwater recharge. *Hydrogeology Journal*, Vol. 10, pp. 18-39.

Sterret, R.J. (2007), *Groundwater and Wells*, Tercera ed., Johnson Screens, New Brighton.

Stimson, J. (2001) Isotopic and geochemical evolution of groundwaters in Cochabamba Valley, Bolivia. Tesis de Maestría. Universidad de Waterloo, Waterloo, Canadá.

Telmer, K. and Best, M. (2004), "Underground dams: a practical solution for water needs of small communities in semi-arid regions", *Scientific Communications*, Vol. 1 No. 1, pp. 63-65.

Ting C.S., Kerh T., Liao C.J. (1998) Estimation of groundwater recharge using the chloride mass-balance method, Pingtung Plain, Taiwan. *Hydrogeology Journal*, Vol. 6, pp. 282-292.

UNHCR. (2015) Tools and Guidance for Refugee Settings - Borehole Design for Fractured Rock. [WWW document] at: <https://wash.unhcr.org/wash-technical-designs/>

Vrba, J., & van der Gun, J. (2004). The world's groundwater resources. *World Water Development Report 2*, Contribution to Chapter 4, Report IP 2004-1, System, 2, 1-10.







MODELACIÓN FÍSICA DEL ALIVIADERO LATERAL TIPO CANAL DE LA PRESA DE ENROCADO PAMPAS PADILLA

Aragón, V.^a, Zapata, R.^b, Hernández, C.^c

^a Universitario de la Facultad de Ingeniería Civil (USFX), Destacamento 317, Ex Campus REFISUR, 573, Sucre, Bolivia. E-mail: victorandresaragon@gmail.com

^b Investigador Principal del Instituto de Aguas, Coordinador y Docente de Posgrado de la Facultad de Ingeniería Civil (USFX), Destacamento 317, Ex Campus REFISUR, 573, Sucre, Bolivia. E-mail: zapatabo@yahoo.es.

^c Docente investigador del Instituto de Aguas de la Facultad de Ingeniería Civil (USFX), Destacamento 317, Ex Campus REFISUR, 573, Sucre, Bolivia. cori_h5@yahoo.es.

RESUMEN

El aliviadero lateral tipo canal es uno de los tipos más comunes de aliviadero provisto en presas de materiales sueltos para evacuar los caudales excedentes correspondientes a avenidas máximas. El flujo en este tipo de aliviaderos es muy complejo debido a que la descarga lateral cambia a lo largo de su longitud. En este estudio, se analizó de forma numérica y experimental el comportamiento hidráulico del aliviadero lateral tipo canal de la Presa Pampas Padilla aplicando el modelo bidimensional IBER y la implementación de un modelo físico a escala 1:35. Los perfiles de la superficie del agua obtenidos mediante el análisis hidráulico bidimensional se validaron con los obtenidos experimentalmente a través del modelo reducido, los resultados obtenidos muestran una buena correlación entre la simulación numérica y la información experimental obtenida del modelo físico. La simulación numérica demostró ser útil para analizar flujos complejos como es el caso de los aliviaderos laterales tipo canal, estableciendo criterios de diseño.

Palabras clave: aliviaderos tipo canal, modelación hidráulica bidimensional física/numérica.

ABSTRACT

Side Channel spillway is one of the most common types of spillway provided in earthen dams to evacuate excess flows corresponding to maximum floods. The flow in this type of spillway is very complex because the lateral discharge changes along its length. In this study, the hydraulic behavior of the side channel spillway of the Pampas Padilla Dam was numerically and experimentally analyzed by applying the two-dimensional IBER model and the implementation of a physical model at 1:35 scale. The water surface profiles obtained through the two-dimensional hydraulic analysis were validated with those obtained experimentally through the physical model, the results obtained show a good correlation between the numerical simulation and the experimental information obtained from the physical model. Numerical simulation proved useful to analyze complex flows such as side channel spillways, establishing design criteria.

Key words: channel type spillways, two-dimensional physical / numerical hydraulic modeling

INTRODUCCIÓN

Los aliviaderos laterales tipo canal, son estructuras hidráulicas que se proyectan usualmente en presas de materiales sueltos, con el fin de evacuar el exceso de agua en el embalse, evitando el desbordamiento y posible daño de la presa (Ahmed y Aziz, 2018). Por esta razón, es de suma importancia estudiar las características hidráulicas de este tipo de aliviaderos, dado que se presenta un flujo gradualmente variado con incremento de caudal a lo largo del vertedero lateral (Subramanya, 2009).

En el pasado, el estudio de la hidráulica sobre aliviaderos laterales fue basado principalmente en modelos físicos (Mao et al, 2006); sin embargo, con el desarrollo de los ordenadores el uso de la dinámica de fluidos computacional (DFC) en el análisis de flujo sobre aliviaderos ha avanzado notablemente.

La mayoría de los investigadores, Savage y Johnson (2001), Chen et al. (2002), Dargahi (2006), Cheng et al. (2006) y Mao et al. (2006), trabajaron en el modelo numérico para diferentes tipos de desbordamiento en aliviaderos. Chanel y Doering (2007) discutieron varias configuraciones de aliviaderos utilizando el programa FLOW-3D. Sobre la base de la experimentación con modelos físicos, Bremen y Hager (1990) estudiaron el desarrollo del flujo espacial y las características de arrastre de aire del flujo de canal lateral, incluida una descripción del denominado vórtice de tornado. Guercio y Magini (1994) también publicaron un estudio similar. Unami et al. (1999) apuntó a una descripción del flujo de canal lateral empleando un enfoque computacional. Sin embargo, muy pocos han combinado el uso de modelos físicos y numéricos para describir el comportamiento y perfil hidráulico en aliviaderos, particularmente de los laterales tipo canal.

Este estudio, aborda la modelización híbrida del aliviadero tipo canal de la presa de enrocado Pampas Padilla, que consiste en un enfoque combinado a través de la construcción del modelo físico y numérico, para estudiar sus características hidráulicas con miras a verificar y optimizar su diseño.

PRESA DE ESCOLLERA PAMPAS PADILLA

La presa de Pampas Padilla, se encuentra ubicada en el municipio de Padilla, provincia Tomina, forma parte del Proyecto de Riego Pampas Padilla, Chuquisaca, y está destinada al almacenamiento de los recursos hídricos necesarios para la puesta en riego de una superficie se alrededor de 78.84 km² dentro de las comunidades de Campo Redondo, Lampazos, La Ciénega y Recalde.

La presa de Pampas Padilla deberá servir también para el control de avenidas, abastecimiento de agua para uso urbano y mantenimiento de los caudales ecológicos. La cortina es de enrocamiento con núcleo de arcilla, la obra de excedencias de la presa, se basa principalmente en un vertedor lateral tipo canal.

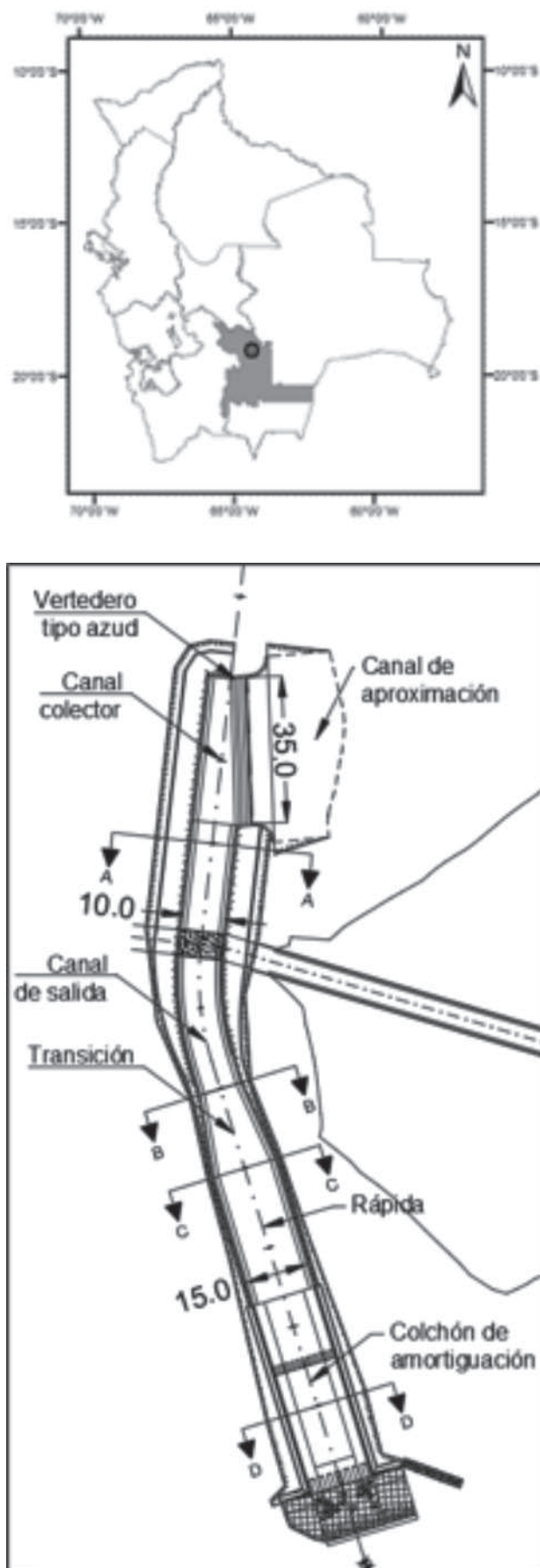


Figura 1 Ubicación del área de estudio

MATERIALES Y MÉTODOS

Características de la presa

Presa de enrocado con núcleo de arcilla de 32 metros de altura, capacidad de embalse útil de 4,802,497 m³, con un volumen muerto de 2,348,127 m³. La capacidad total del almacenamiento del embalse, incluyendo embalse muerto y embalse útil es de 7,150,624 m³.

Tipo de vertedor

El aliviadero es de tipo canal a superficie libre, a la entrada se encuentra un perfil Creager seguido de una rápida y finalizando con unos disipadores de energía tipo dados, su sistema hidráulico está gobernado por la ecuación: $Q = 2.1 \times B \times H^{3/2}$, donde el coeficiente de descarga de 2.1 corresponde a condiciones de caudal libre. El aliviadero de la Presa Padilla es complejo debido a la gran capacidad de descarga requerida.

Tabla 1 Datos para el Diseño del Vertedero

VERTEDERO	DATOS
Caudal Q (*)	205.44
Longitud L	35
Carga Ho	2
Caudal q	5.87
Acel. Grav. g	9.81
Manning Coef.	0.018

Elaboración: GANDARILLAS SRL

Análisis de escala del modelo

Un modelo físico debe ser construido de tal manera que cumpla tanto con la ley de similitud escogida, así como con la facilidad operacional en donde se implante, medición, observación, accesibilidad, etc. y que no esté dentro de rangos de costos no excesivos para no perjudicar al presupuesto del proyecto.

Aspectos para seleccionar la escala adecuada:

- El espacio físico o área disponible donde se va a construir el modelo.
- La capacidad del sistema de alimentación de caudal al modelo.
- La similitud que gobierna en el fenómeno.
- Instrumentación disponible para realizar mediciones como: calados, presión, velocidad, etc.
- Materiales con los cuales se va a representar el modelo, para el presente trabajo, el modelo debe ser hidráulicamente más liso que el prototipo.
- Factor económico.
- Colaboración de profesionales especialistas en el área.

De acuerdo con los criterios de similitud, para que exista semejanza entre prototipo y modelo en el caso de flujos a superficie libre, con flujo turbulento, donde la fuerza de gravedad es dominante (canales y ríos), el modelo debe diseñarse según la ley de Semejanza o Criterio de Similitud de Froude: Ecuación 1 Numero de Froude.

Selección de escala

En la tabla 2 se hace la comparación de posibles escalas de entre las cuales se escogerá la más conveniente para la construcción del modelo físico.

Tabla 2 Consideraciones de escalas.

LE	QM	ANCHO MÍN.	TIRANTE MÁX.	TIRANTE MÍN.
Esc.	(m ³ /seg)	(m)	(m)	(m)
5	41.0880	2.00	1.12	0.07
10	0.6497	1.00	0.56	0.03
15	0.2358	0.67	0.37	0.02
20	0.1148	0.50	0.28	0.02
25	0.0657	0.40	0.22	0.01
30	0.0417	0.33	0.19	0.01
35	0.0283	0.29	0.16	0.01
40	0.0203	0.25	0.14	0.01
45	0.0151	0.22	0.12	0.01
50	0.0116	0.20	0.11	0.01

Después de analizar los datos de la tabla 3.3, se descarta las escalas mayores a 1:35 debido al factor constructivo y económico.

Se escoge la escala 1:35 para el modelo físico que representará el prototipo debido a que es la escala más factible constructiva y económicamente hablando. Además, la escala seleccionada se encuentra dentro del rango de escalas recomendadas por (Vergara Sánchez, 1993), pag 27 para modelos de vertedores ($20 < Le < 70$).

Con la escala de longitud $Le = 1:35$ se tienen las siguientes relaciones de escalas para el modelo:

Tabla 3 Relaciones del modelo.

CARACTERÍSTICA	ESCALA DE SEMEJANZA	ESCALA
Longitud	L_e	35,00
Área	$A_e = L_e^2$	1225,00
Velocidad	$V_e = L_e^{1/2}$	5,92
Gasto	$Q_e = L_e^{5/2}$	7247,20
Rugosidad	$n = L_e^{1/6}$	1,81

De acuerdo con estas relaciones de escalas, para las condiciones de gasto máximo $Q_p = 205.44 \text{ m}^3/\text{s}$ y $Q_m = 0.0283 \text{ m}^3/\text{s}$, resulta lo siguiente:

Tabla 4 Relaciones- prototipo vs. Modelo.

	PROTOTIPO	MODELO
Ancho mínimo del vertedor (m)	10.00	0.29
Carga máxima sobre el vertedor (m)	5.59	0.16
Carga mínima sobre el vertedor (m)	0.34	0.01
Gasto (m3/seg)	205.44	0.0283
Rugosidad	0.018	0.010

Modelación numérica del prototipo

La modelación hidráulica bidimensional, permite tener un mayor acercamiento, y ajuste a la realidad, para proseguir con la construcción del modelo físico.

Previo al diseño de las obras complementarias del proyecto se vio por conveniente realizar simulaciones en 2D del modelo, para tener una idea de cómo funcionara el modelo hidráulico en la realidad, así teniendo en cuenta las obras adicionales que se deberán construir como las previsiones que se deberán de tomar en la etapa de diseño y construcción. Teniendo como objetivo solucionar el problema que se presentó al modelar parte del embalse, estos problemas son:

- La dinámica, laminación y la entrada del flujo al aliviadero se vieron afectadas al momento de modelar solo una parte del embalse.
- La turbulencia a la entrada del caudal, debido el sistema de recirculación, utilizando bombas de agua.

Datos importantes extraídos de la modelación numérica

- *Cota de agua*

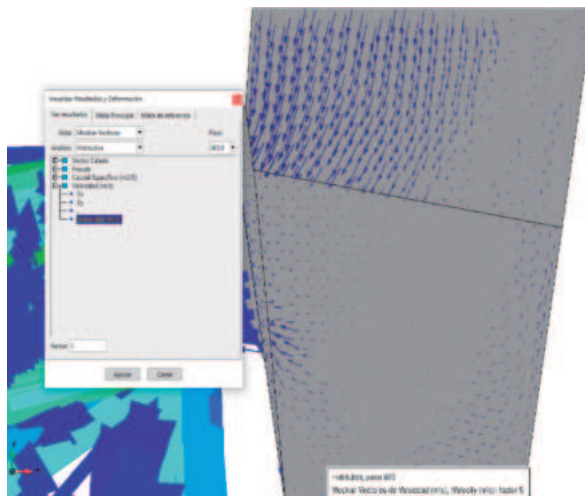
En la figura 2 podemos observar los niveles máximos (0.88m) y mínimos (0.02m), siendo estos parámetros muy importantes a la hora de dar altura a los muros del aliviadero y del tanque de alimentación.


Figura 2 Cotas de agua

-Velocidad del flujo

Gracias a los vectores de velocidad se puede observar la cinemática del fluido a la entrada del aliviadero, ver figura 3.

Siendo este el respaldo utilizado para garantizar similitud cinemática entre prototipo y modelo.


Figura 3 Vectores velocidad

CONSTRUCCIÓN DEL MODELO FÍSICO

Se realizó la configuración del modelo físico de la presa Pampas Padilla en un espacio aproximado de 100 m², con un sistema de recirculación que tiene la capacidad de 40 litros por segundo.

Las principales partes que componen el modelo son:

- Cimientos de empedrado (espesor=20cm) y carpeta de hormigón (espesor=10cm).
- El tanque de alimentación del flujo, fabricado con muros de ladrillo gambote de 18 huecos, revestida al interior con hormigo e impermeabilizante Sika y pintura impermeable para piscinas.
- Disipador de energía, conformada por dos filas de ladrillo de 6 huecos y la cortina de ladrillo gambote de 18 huecos.
- Vertedero lateral tipo canal con un aliviadero Creager, con muros de ladrillo gambote de 18 huecos y relleno de hormigón ciclópeo, ambos revestidos con una capa impermeable de hormigo con impermeabilizante Sika con un acabado de masilla y pintura para automóviles.
- Tanque de retroalimentación de ladrillo gambote 18H y recubrimiento de hormigón con impermeabilizante Sika.
- Sistema de bombeo, conformado por dos bombas centrifugas ICH 300/6ª de 3HP de la marca CYTI PUMPS un sistema de succión e impulsión de tuberías de PVC de 3" y 2" esquema 40 con accesorios de PVC E40 y cobre

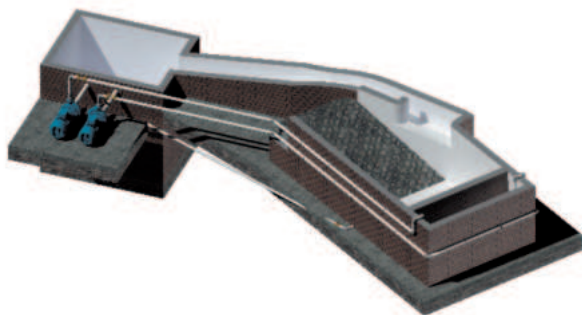


Figura 4 Diseño del modelo 3D



Figura 5 Modelo físico

RESULTADOS EXPERIMENTALES

Medición de gastos

La medición del sistema de recirculación consistió en la obtención del gasto para cada sistema de bombeo, el ajuste de los datos medidos experimentalmente y los datos simulados, con el fin de determinar el caudal que transita por el vertedor de la presa. En la figura 6, se muestran las mediciones realizadas del caudal con el medidor de flujo ultrasónico. Los aforos se realizaron con dos medidores de flujo ultrasónico TUF-2000P TM-1v de la marca VETUS figura 7. El lugar seleccionado para las mediciones del flujo, cumplía con las condiciones en las que las tuberías queden libres y no estén cercanas a los accesorios como indica el manual para mediciones del equipo utilizado.



Figura 6 Medición de gastos



Figura 6 Medidores ultrasónico TUF-2000P TM-1v

Caudal del sistema de bombeo

$$Q_T = Q_1 + Q_2$$

$$Q_T = 7,50 + 8,28$$

$$Q_T = 15,75 \text{ lps}$$

El caudal de operación de bombeo para el proceso de calibración y validación del aliviadero fue obtenido de la sumatoria de ambos sistemas de impulsión y corresponde con un valor de 15.75 l/s, vale mencionar que este valor fue utilizado para la comparación de datos en el modelo numérico y en el modelo físico.

Calibración del aliviadero

Para la calibración del aliviadero se calculó porcentaje de error que existe entre datos medidos del modelo físico y modelo numérico. Los parámetros utilizados para la calibración fueron: longitudes, tirantes de agua y velocidades de flujo.

La calibración se realizó para corroborar que el modelo físico y el modelo numérico son geométrica y cinemáticamente similares, para poder concluir que existe similitud entre el modelo físico y el prototipo.

Calibración del vertedor Creager

- *Velocidades a la entrada del vertedor Creager*

Se realizó un mallado sobre el embalse para medir velocidades en diferentes puntos a la entrada del vertedor Creager, con el fin de conocer el patrón de las velocidades, las mediciones se tomaron 5cm aguas arriba de la cresta del vertedor por temas operacionales. Las velocidades en el canal de llamada se midieron con un micro molinete portátil.

El error que existe entre el modelo físico y el modelo numérico es de 7.6 %, debido que el error es mínimo no se utilizó un factor de corrección, por consiguiente ambos modelos son considerados similares.

En las figuras 8 y 9 se observan los vectores de las velocidades a la entrada del vertedor, en las mismas se puede apreciar que la dirección y magnitud de la velocidad del flujo son similares, por ende, se cumple la cinemática del flujo tanto en el modelo físico como en el modelo numérico, corroborando la cinemática entre modelo físico y prototipo.

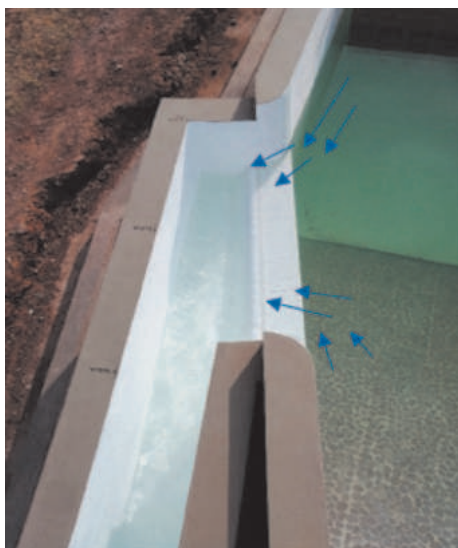


Figura 7 Vectores de flujo en el modelo físico

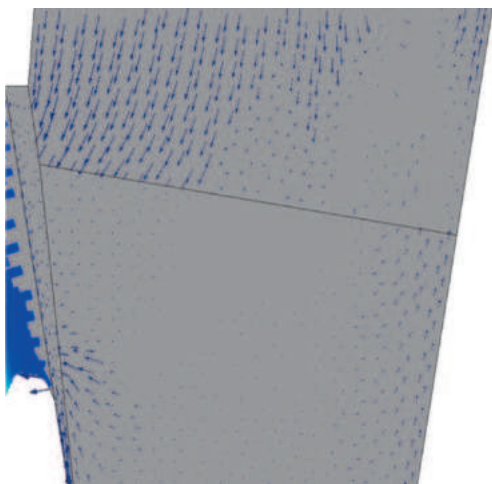


Figura 8 Vectores de flujo en el modelo numérico Iber

- *Tirantes de agua por sección*

Los patrones que reflejan los perfiles sobre la cresta del vertedero Creager en el modelo físico y en el modelo numérico presentan un coeficientes de correlación cercanos a la unidad y desviaciones por debajo de los 15 mm, esto permite afirmar que el comportamiento del flujo tanto en el modelo numérico como en el modelo físico es similar. Las variaciones que podrían atribuirse a la precisión de los decimales utilizados por el software IBER y/o debido a errores propios de cada equipo de medición.

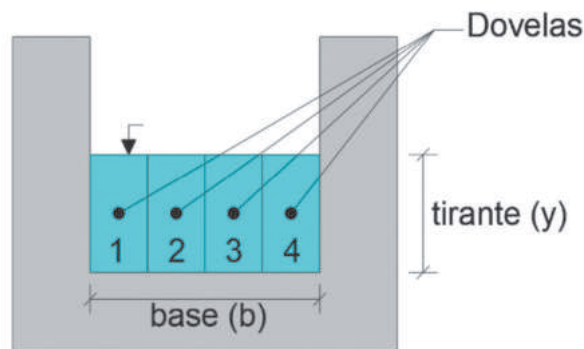


Figura 9 Secciones, detalle de dovelas

En estas secciones se realizó una medición y análisis a detalle del comportamiento de los tirantes en las distintas secciones, dividiendo cada una de ellas en 4 dovelas (figura 9).

Calibración del vertedor tipo canal

Se procedió a calibrar el vertedor tipo canal con el gasto máximo de operación en el sistema de recirculación QT=15,75 lps.

- *Tirantes de agua en el vertedor tipo canal*

La desviación máxima obtenida entre los valores de los tirantes del modelo físico y numérico fue de 10.875 y la desviación mínima fue de 4.675 (en valor absoluto), el error máximo obtenido en la sección de la progresiva 0+00,00 y 0+85,70 fue de 113.2 % como valor máximo, este error se debe a que en el modelo físico se realizaron las mediaciones con los disipadores de energía en cambio el modelo numérico no consideró estos componentes.

Entre las progresivas 2+28,57 y 5+71,43, el error máximo y mínimo obtenido fue de 36,4% y 4,0% respectivamente.

El coeficiente de correlación entre los tirantes medidos en el modelo físico y el modelo numérico fue de 0.98, lo que permite corroborar que el modelo físico y el modelo numérico tienen el mismo comportamiento de flujo.

- *Tirantes de agua por sección*

En las progresivas 0+00,00 y 0+87,70 se observa que existe una diferencia significativa de un modelo al otro, debido que en el modelo matemático no modelaron los dados disipadores por las limitaciones del software IBER.

En las progresivas 2+28,57; 2+58,71; 3+42,86; 4+00,00; 4+57,14; 5+14,29; 5+71,73 se observa que el comportamiento de flujo en ambas secciones es similar.

En general se puede observar que los valores obtenidos del modelo físico son más precisos con respecto al modelo numérico debido a que esta última cuenta únicamente con dos decimales de precisión en la obtención de los datos, concluyendo que la precisión y sensibilidad en modelos físicos es una ventaja al momento de interpretar datos o proyectarlos al prototipo.

La precisión al momento de extraer datos está en función de la precisión del equipo destinado a este propósito.

Calibración geométrica

Se realizaron mediciones longitudinales en todas las secciones del aliviadero con reglas metálicas de precisión, con el fin de comparar la geometría del modelo numérico y modelo matemático.

La desviación máxima obtenida entre los valores de variación de la base del modelo físico respecto al modelo numérico fue de 0.34 mm y la desviación mínima fue de 0.04 mm, el error máximo obtenido fue de 0.95% y el mínimo de 0.09%, siendo estos valores mínimos en cuanto a desviación y error, por lo tanto, se cumple la similitud geométrica entre modelo físico y el modelo numérico.

Cabe mencionar que el valor obtenido de la geometría del modelo matemático refleja la escala exacta de 1 a 35 con relación a la geometría del prototipo, por lo cual estos valores son tomados como la base para el cálculo del error entre modelo matemático y modelo físico.

CONCLUSIONES

De la modelación del aliviadero de la presa Pampas Padilla, se puede concluir lo siguiente:

- El criterio de similitud utilizado para el modelo físico es el de similitud de Froude ya que se trata de un flujo a superficie libre donde la fuerza que predomina es la gravitatoria, en consecuencia, el efecto de las demás fuerzas es mínimo y pueden ser despreciadas.
- De la verificación geométrica entre el modelo numérico y el modelo físico, el error obtenido fue menor al 1%, esto permite concluir que el modelo físico fue escalado con una exactitud significativa en sus dimensiones y por ende cumple con la condición de similitud geométrica respecto al prototipo.
- Los patrones de flujo obtenidos de la modelación numérica y de las mediciones experimentales presentan correlaciones cercanas a la unidad, por ende, el prototipo y el modelo numérico del mismo son cinemáticamente similares.
- El modelo físico cumple con la similitud restringida de Froude, ya que se comprobó que el modelo físico

y el prototipo son geométrica y cinemáticamente similares.

- Las observaciones referentes a datos que se obtengan del comportamiento hidráulico del modelo físico son representativas para el prototipo, por ende, cualquier ajuste previo a la construcción del prototipo podría ser realizado en el modelo físico, generando un ahorro considerable en el factor de tiempo y económico.
- Las cargas sobre la estructura de descarga obtenidas fueron superiores a los 2 cm, por ende, se descarta la tensión superficial.
- La rugosidad obtenida en el modelo físico empleando la técnica de pastinado con masa corrida y pintura para autos, tiene un valor cercano al de la rugosidad proyectada $n=0.010$, por lo que se puede concluir que la técnica aplicada en la construcción del modelo físico podría ser replicada y validada para otras investigaciones.

RECOMENDACIONES

Para la modelación, que presenta las etapas de diseño, construcción y calibración, se plantean las siguientes recomendaciones:

Para la construcción de un modelo físico se deben tomar en cuenta las restricciones que tienen los modelos físicos en cuanto a: espacio disponible, equipo necesario ya sea mecánico o técnico y financiamiento principalmente.

El personal técnico debe tener el conocimiento de modelación y de hidráulica pertinente, para generar mejores aportes técnicos y eficiencia en el proceso de modelado de cualquier prototipo que se requiera.

Para la correcta obtención de datos se deben tomar en cuenta las relaciones de igualdad que debe mantener el modelo con el prototipo, esto se consigue con una selección correcta de la escala y similitud restringida adecuada, basándose en los parámetros necesarios y en las fuerzas predominantes en el modelo.

Realizar la comprobación geométrica de todas las estructuras del modelo para que tengan relación con las estructuras del prototipo y mantener las mismas geometrías y ubicaciones, para esto se debe realizar una comprobación de la exacta ubicación con un equipo de precisión.

En cuanto a los parámetros que restringen la modelación hidráulica, se debe tomar en cuenta la rugosidad, debido que este es uno de los parámetros predominantes al momento de elegir una escala.

Se deben cumplir con el calado mínimo de 2cm en las estructuras para vencer la tensión superficial.

Los equipos para la realización de pruebas deben estar calibrados y en perfecto funcionamiento, para esto deben considerarse los periodos de mantenimiento de los mismos.

La impermeabilización del modelo es un factor muy importante, para que este pueda preservarse en el tiempo.

Se debe tener cuidado con el registro de datos tomando en cuenta las oscilaciones de los cuerpos de agua.

El costo del sistema de bombeo representa un porcentaje importante en el presupuesto total, por lo cual, la selección de la escala del modelo va ligada directamente al costo del sistema de bombeo.

Con el fin de contribuir a la seguridad y optimización en el diseño del aliviadero de la presa Pampas Padilla, se recomienda lo siguiente:

Considerar que los dados disipadores generan un salto de flujo aproximado de 10,5m de altura, el cual podría llegar a ser perjudicial para obras cercanas.

Los tirantes estimados en el diseño del prototipo a lo largo de todo el aliviadero son de: $h_{\text{máx}} = 5.35\text{m}$ y $h_{\text{mín}} = 0.72\text{m}$. A diferencia del modelo físico que presenta valores proyectados de $h_{\text{máx}} = 9.00\text{m}$ y $h_{\text{mín}} = 1.2\text{m}$. Pudiendo estos llegar a afectar en la seguridad de la presa, por lo que se recomienda realizar más pruebas en el modelo y verificaciones en los cálculos de prototipo.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Ahmed S.S. and Aziz Y.W. (2018) Numerical Modeling of Flow in Side Channel Spillway Using ANSYS-CFX. Y / ZJPAS: 30(s1): s83-s93
- Bladé E., Cea, Corestein, Escolano, Puertas, Vazquez Cedón, . . . Dolz. (2014). Iber: herramienta de simulación numérica del flujo en ríos.
- Cengel, Y. A., & Cimbala, J. M. (2010). Mecánica de fluidos Fundamentos y aplicaciones. Mexico: McGraw-Hill.
- Vergara Sánchez, M. A. (1993). Técnicas de Modelación en hidráulica. México: Alfaomega.
- Ayala N., J. (2014, diciembre 1). Modelamiento Hidráulico Bidimensional.
- Balairón Pérez, L., López, D., Morán, R., Ramos, T., & Toledo, M. Á. (2014). Advances in the design of dam engineering in applied research through physical and numerical modeling. Ingeniería del agua, 18(1), 53. <https://doi.org/10.4995/ia.2014.3143>.
- Bremen, R., and Hager, W. H. (1989). "Experiments in side-channel spillways." J. Hydraul. Eng., 10.1061/(ASCE)0733-9429(1989)115:5(617), 617–635.
- Carrion, J., & Flores, J. (2017). Análisis de la operación de la bocatoma Facalá mediante el modelamiento numérico bidimensional.
- Chanel PG, Doering JC. (2007). An evaluation of computational fluid dynamics for spillway modeling. 16th Australian Fluid Mechanics Congress; 2007 December 2–7; 1201–1206.
- Chen Q, Dai G, Liu H. (2002). Volume of fluid model for turbulence numerical simulation of stepped spillway overflow. J Hydraul Eng. 128:683–688.
- Cheng X, Yongcan C, Lin L. (2006). Numerical simulation of airwater two-phase flow over stepped spillway. Sci China Ser E Technol Sci. 49:674–684.
- Dargahi B. (2006). Experimental study and 3D numerical simulations for a free-overflow spillway. J Hydraul Eng ASCE. 132:899–907.
- Guercio, R., and Magini, R. (1994). "Effect of the lateral discharge in sidechannels: Experimental and numerical modelling." Giornale del Genio Civile, 132(1–3), 47–67 (in Italian).
- Hager, W. H. (2010). Wastewater hydraulics: Theory and practice, 2nd Ed., Springer, Berlin.
- Mao Y, Chao W, Yunliang C, Qin Z. (2006). Case study of an S-shaped spillway using physical and numerical models. J Hydraul Eng. 132:892–898.
- Mateos, C. (2000). La modelación física en las obras hidráulicas. Ingeniería del agua, 7(1), 55. <https://doi.org/10.4995/ia.2000.2837>
- Novak, P., Guinot, V., Jeffrey, A. and Reeve, D.E. (2010). Hydraulic Modelling – an Introduction: Principles, methods and applications. Spon Press - Taylor and Francis, London.
- Modelación Hidráulica. (s.f.). Modelación Hidráulica.
- Ojeda, J. A. V., & Eng, M. (2003). Modelación numérica en hidráulica.
- Savage BM, Johnson MC. (2001). Flow over ogee spillway: physical and numerical model case study. J Hydraul Eng. 127:640–649.
- Subramanya, K. (2009) Flow In Open Channels. 3rd Edition, Tata Mc Grow-Hill, New Delhi, 344-351.
- Unami, K., Kawachi, T., Munir Babar, M., and Itagaki, H. (1999). "Two dimensional numerical model of spillway flow." J. Hydraul. Eng., 125(4), 369–375.
- Vegas M., S. (2002, diciembre 12). Estudio en modelo hidráulico de desvío de la central hidroeléctrica San Gaiban
- Vergara M.A. (1993). Técnicas de modelación en hidráulica. Editorial Alfaomega, México D.F.
- Xinya Ying & Sam S.Y. Wang (2010) Evaluation of 2D shallow-water model for spillway flow with a complex geometry, Journal of Hydraulic Research, 48:2, 265-268.