



**UNIVERSIDAD
DE LA FRONTERA**

Facultad
de Ingeniería
& Ciencias





Estimados Lectores:

La Facultad de Ingeniería, Ciencias y Administración de la Universidad de La Frontera es reconocida por su compromiso con el desarrollo de la región y del país. Es así, como en materia de investigación básica y aplicada, se sitúa, hoy día, en un sitio destacado tanto a nivel nacional como internacional.

Ante este próspero escenario, es de suma importancia generar nuevas instancias de retroalimentación y de colaboración, redes que permitan ampliar nuestro campo de acción en áreas estratégicas como las que aborda esta Revista de Ingeniería de Obras Civiles (RIOC), que impulsa el Departamento de Ingeniería de Obras Civiles de la Universidad de La Frontera.

En su segunda edición, esta publicación de carácter electrónico da cuenta de importantes avances en investigación relacionada con estudios de suelos, uso de nuevos materiales e innovación en la construcción de viviendas, temas desarrollados recientemente por destacados investigadores de nuestro país y del extranjero.

El acceso a estos trabajos, permite no sólo vislumbrar nuevas y atractivas áreas de desarrollo en el ámbito de la construcción, sino que también fortalecer nuestro quehacer en torno a la formación de capital humano avanzado.

Dra. Graciela Palma Cifuentes

Directora de Investigación y Postgrado
Facultad de Ingeniería, Ciencias y Administración
Universidad de La Frontera



UNIVERSIDAD
DE LA FRONTERA
Departamento de
Ingeniería de Obras Civiles
Facultad de Ingeniería
& Ciencias



RIOC es una revista de carácter científico- tecnológico que proporciona un foro nacional e internacional para la difusión de la investigación y desarrollo en todos los ámbitos relacionados con la construcción, entendiéndose áreas como materiales de construcción, ciencias de la ingeniería aplicada, arquitectura, edificación, obras civiles, gestión de proyectos, entre otras.

En un momento en que existe una gran necesidad por estar continuamente actualizados en todos los profesionales del área de la construcción para optimizar el uso de recursos, utilizar nuevas tecnologías que sean sustentables y eficientes, y a su vez, emplear nuevos métodos de construcción y materiales, RIOC proporciona un espacio para compartir y divulgar conocimientos, de manera tal, de abrir la discusión en estas temáticas planteadas, entregando información esencial que ayudará a mejorar la eficiencia, la productividad y la competitividad en los profesionales del área de la construcción. Por lo tanto, es una lectura esencial para proporcionar a los profesionales del área, académicos y alumnos que trabajan e investigan en este campo, un material de discusión que renueve y actualice sus conocimientos.

En este contexto, RIOC hace extensiva la invitación a todos los interesados a publicar sus artículos con la finalidad de divulgar la producción científica- tecnológica de académicos, investigadores, profesionales y estudiantes en temas relacionados con el desarrollo del área de la construcción.

Comité Editorial Asociado
Revista Ingeniería de Obras Civiles
Universidad de La Frontera



UNIVERSIDAD
DE LA FRONTERA
Departamento de
Ingeniería de Obras Civiles
Facultad de Ingeniería
& Ciencias



Director

Gonzalo Valdez

Editora Responsable

Viviana Letelier

Editores Asociados

Daphne Bormann

Javier Olhoagaray

Alejandra Calabi

Bernardo Valdebenito

Revista Ingeniería de Obras Civiles

Avda. Francisco Salazar 01145

Temuco

Región de la Araucanía

Chile

Departamento de
Ingeniería de Obras Civiles
Universidad de la Frontera

Fono:

+ 56 (45) 2325680

Fax

+56 (45) 2325688

Correo Electrónico:

rioc@ufrontera.cl

ISSN 0719- 0514

Comité Editorial

Ph.D. Tatiana Amaral

Universidade Federal de Goiás, Brasil.

Ph.D. Adriana Martínez

Departamento de Infraestructura del Transporte y del Territorio,
Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, España.

MSc. Carlos Aguirre

Escuela de Construcción Civil, Universidad Católica de Chile,
Santiago, Chile.

Ph.D. Cesar San Martín,

Departamento de Ingeniería Eléctrica, Universidad de La Frontera,
Temuco, Chile.

MSc. Edmundo Muñoz,

Académico, Universidad de La Frontera, Temuco, Chile.

Ph.D. Galo Valdebenito,

Instituto de Obras Civiles, Universidad Austral, Valdivia, Chile.

Ph.D. Gonzalo Valdés,

Departamento de Ingeniería de Obras Civiles, Universidad de La Frontera,
Temuco, Chile.

Ph.D. Mario Salazar,

Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Michoacana,
Morelia, México.

Ph.D. Oscar Reyes,

Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Militar Nueva Granada,
Bogotá, Colombia.

MSc. Ramón Botella,

Departamento de Infraestructura del Transporte y del Territorio,
Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, España.

Ph.D. Renato Hunter,

Departamento de Ingeniería Mecánica, Universidad de La Frontera,
Temuco, Chile.

Ph.D. Virginia Vásquez,

Departamento de Arquitectura, Universidad Austral, Valdivia, Chile.

Ph.D. Viviana Letelier,

Departamento de Ingeniería de Obras Civiles, Universidad de La Frontera,
Temuco, Chile.

Ph.D. Alejandra Calabi,

Departamento de Ingeniería de Obras Civiles, Universidad de La Frontera,
Temuco, Chile.



Sumario

09. Uso de datos ITS para calibrar modelos de simulación microscópica para condiciones incidentes

Use of ITS data to calibrate microscopic simulation models for incident conditions.

Álvarez P. y Hadi M.

19. Orujo de uva post proceso de vinificación, una alternativa para mejorar la durabilidad de los pavimentos asfálticos.

Calabi A., Thenoux G., Sandoval G. y Valdés G

28. Evaluación del Comportamiento de la Fatiga de una Mezcla de Concreto MR-45 MPa con Adición de Polipropileno.

Evaluation of Fatigue Behavior of Concrete MixMR-45 MPa with Adicion to Polipropilenio.

Ana Luisa Elizondo Salas, Sukti Monge Morales, Luis Guillermo Loría, Alejandro Navas Carro

53. Factibilidad del reemplazo del agregado fino por arena de relave en el hormigón.

Feasibility of using sand tailings instead of fine aggregate in concrete making process.

Lira Cifuentes G., Osses Peña R.

62. Hacia la Gestión de la Calidad en los Procesos Constructivos

Towards Quality Management in the Construction Processes

M. Mellado.

70. La hipótesis de la interacción frágil-dúctil de la litosfera: Aplicación en el área de Colombia

The brittle-ductile interaction hypothesis:

The Colombian case study.

E. Tarela, L.G. Pujades.

Envío de artículos

Los artículos enviados a la revista RIOCI deberán ser trabajos originales que no han sido publicados previamente ni estar presentados a otra revista. Los artículos pueden ser escritos en inglés o español y deberán ser enviados en versión electrónica en formato .doc o .docx. Los artículos deberán ser subidos a través de la página web www.rioc.cl para lo cual debe registrarse y generar un envío. El artículo será enviado a evaluadores externos especialistas en los temas específicos para su revisión. El Editor podrá solicitar revisiones y correcciones antes de tomar una decisión final de aceptación o rechazo del artículo.

Formato de los artículos

El artículo deberá cumplir el formato adjunto en la WEB, en hoja tamaño carta, dos columnas de igual ancho y espaciado de 1 cm, con un margen en el lado izquierdo y derecho de 1 cm, superior de 3 cm e inferior de 2 cm. La letra del texto debe ser Calibri 10 espaciado sencillo. Los trabajos que no cumplan con el formato indicado, serán devueltos sin ser enviados al Comité Revisor.

Primera Página

Los artículos deberán tener una página de título con el nombre completo del o de los autores, su filiación y correo y número de contacto del autor principal. El título debe estar en castellano e inglés.

Resumen, abstract y palabras claves

Se deberá indicar el resumen, este no debe exceder los 1800 caracteres (con espacios) y debe resumir los aspectos claves del artículo y una síntesis de las aplicaciones y conclusiones más importantes que el artículo entrega. El abstract debe ser una traducción correcta del resumen al inglés. Se deben incluir cuatro palabras claves tanto en español como en inglés.

Contenido del artículo

El artículo debe estar bien redactado y estructurado. La estructura del artículo debe incluir como mínimo las siguientes secciones: introducción, discusión y desarrollo, y conclusiones. La introducción debe establecer claramente el propósito del trabajo. La discusión y desarrollo deberá incluir los principales resultados y observaciones del trabajo, la metodología utilizada, etc. Las conclusiones deben ser relevantes para los lectores. El formato del contenido debe cumplir la configuración de página señalada en Formato de artículo

Referencias

Las referencias deberán reducirse a las indispensables que tengan relación directa con el trabajo enviado. En cada cita se consignarán los datos en el formato APA.

Tablas y formulas

Las tablas y fórmulas (ecuaciones) deberán ser numeradas secuencialmente en el mismo orden en que aparecen en el texto y haciendo referencia a ellas como: tabla 1, tabla 2..., fórmula 1, fórmula 2.... etc., según corresponda. Estas deben ser introducidas dentro del texto en el mismo orden en que son referenciadas. En el caso de las tablas, el título debe presentarse sobre la tabla con una fuente Calibri 8, con un espaciado anterior de 6 puntos. Interlineado sencillo. Dejar un espacio tras la tabla.

Figuras

Las figuras pueden incluir gráficos, esquemas, diagramas y fotografías. Deben numerarse en forma secuencial, en el mismo orden en que son referenciadas en el texto como: figura 1, figura 2, etc., y El título debe presentarse bajo la figura con una Fuente Calibri 8, con un espaciado anterior de 6 puntos. Interlineado sencillo. Las figuras deben ajustarse al ancho de columna. En caso necesario, es posible utilizar el ancho de impresión cambiando la sección. Dejar un espacio antes de la figura.

El equipo editorial, conformado por dos profesionales del área de la Ingeniería en Construcción y el Editor, tienen la responsabilidad de recibir los artículos y emitir un primer juicio sobre los aspectos formales, además de rechazar un artículo cuando este no cumpla con las instrucciones básicas para su publicación y esté fuera de la temática de la Revista o bien no cuente con suficiente mérito científico y académico.

El Editor enviará el artículo a un evaluador externo a la entidad o institución editora de la revista especialista en el área del tema, el cual deberá realizar su evaluación de acuerdo a una pauta previamente confeccionada. Este evaluador externo deberá rechazar, aceptar o bien aceptar con distinción un artículo. En caso de rechazo se deberá fundamentar esta situación, luego el artículo será devuelto al autor con las observaciones pertinentes.

Los evaluadores deberán verificar que se cumplan todos los aspectos formales, además de comprobar que las conclusiones estén acordes con los diseños metodológicos expuestos y los objetivos planteados. Los evaluadores conocerán la identidad de los autores, pero estos desconocerán a sus evaluadores.

De existir observaciones, sean menores o medianas, y si el artículo está aceptado, el Editor se contactará con el autor para que este realice las modificaciones indicadas en un plazo prudente, una vez realizadas estas modificaciones el artículo estará en condiciones de ser publicado.

Si el artículo no es aceptado será enviado a otro árbitro; si el rechazo es confirmado, el artículo lo será definitivamente y se comunicará al autor esta decisión y se enviarán las evaluaciones correspondientes.

Si el artículo es rechazado por un evaluador y aceptado por un segundo, se enviará el artículo a su autor con las evaluaciones correspondientes, una vez que se hayan realizado las modificaciones el Comité Editorial lo incluirá nuevamente en la lista de artículo para evaluar.





Uso de datos ITS para calibrar modelos de simulación microscópica para condiciones incidentes

Use of ITS data to calibrate microscopic simulation models for incident conditions

Álvarez P.1 y Hadi M.2

¹Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad del Bío-Bío, Chile.

²Department of Civil and Environmental Engineering, College of Engineering and Computing, Florida International University, United States.

palvarez@ubiobio.cl, Phone: 56-41-3111645, 56-41-3111646

INFORMACIÓN DEL ARTICULO

Historial del
artículo:

Recibido
11-07-2013
Aceptado
22-11-2013
Publicado
18-12-2013

Palabras Claves:
Simulación de
tráfico
Calibración
Incidentes
Datos de
Sistemas
Inteligentes
de Transporte

Article history:

Received
11-07-2013
Accepted
22-11-2013
Available
18-12-2013

Keywords:
Traffic Simulation
Calibration
Incidents
Intelligent
Transportation

Resumen

Varios estudios han investigado la calibración de modelos de simulación de tráfico para condiciones de congestión recurrentes. Sin embargo, existen limitadas referencias respecto de la validación y calibración de modelos de simulación para condiciones no recurrentes de tráfico (incidentes). Dado que la información generada por dispositivos de monitoreo en Sistemas Inteligentes de Transporte (ITS) es cada vez más accesible, la utilización de dichos datos para el desarrollo y calibración de modelos de simulación de tráfico, tanto en presencia de incidentes y en condiciones normales de operación, en una opción natural. Este estudio investiga la utilización de archivos de datos ITS para apoyar el desarrollo y calibración de modelos de simulación de tráfico en condiciones no recurrentes de operación.

Los resultados de este estudio indican que los parámetros del modelo de simulación deben ser ajustados para reproducir los descensos esperados en la capacidad y consecuentemente reproducir además los impactos de los incidentes de tránsito en el desempeño del sistema. Los datos ITS proporcionan información valiosa para apoyar este proceso, incluidos entre otros, las características de los incidentes, el manejo o gestión de los incidentes, medidas de desempeño del sistema y otros insumos necesarios para el proceso de modelación. La simple especificación de bloqueos en las pistas del sistema simulado sin la calibración adecuada de los parámetros del modelo de simulación no es suficiente para reproducir los efectos esperados de los incidentes en la simulación.

Abstract

A large number of studies have investigated the calibration of traffic simulation models for recurrent congestion conditions. However, very limited research has been done to support the validation and calibration of simulation models for incident conditions. As the data archives of Intelligent Transportation Systems (ITS) become more widely available, the utilization of such archives for the development and calibration of simulation models, for both incident and no-incident conditions, will become a logical option. This study investigates the utilization of ITS data archives to support the use of simulation to model incident conditions. The results from this study indicate that simulation model parameters should be fine-tuned to produce the expected or measured drops in capacity and incident impacts on system performance.

ITS data can provide valuable information to support this process including incident attributes, associated incident management activities, traffic performance measures, and other inputs required to the modeling process. Simply specifying lane blockages in the simulation without the proper fine-tuning of simulation model parameters is not sufficient to reproduce the expected impacts of incidents in the simulation.

1. Introduction

Traffic incidents have significant impacts on the performance of transportation systems. These incidents can reduce roadway capacity and result in excessive queues and delays. Advanced Transportation Management Systems (ATMS) have been applied successfully to minimize the negative impacts of incidents on traffic operations. However, to improve the effectiveness of ATMS, there is a need to assess how different types of incidents affect traffic operations and the impacts of various incident management strategies and technologies on system performance. Many of the existing studies used for such assessments have utilized analytical methods such as queuing and shock wave analyses. Hadi et al. [1] have also utilized the freeway facility analysis procedures in the Highway Capacity Manual (HCM) [2] for this purpose.

This procedure uses shock wave analysis combined with other HCM procedures to assess the impacts of queuing, such as for cases in which the capacity drops due to incidents.

Microscopic traffic simulation modeling has been proposed as a more detailed, flexible, and potentially more accurate, approach for assessing the impacts of incidents and management strategies. A microscopic simulation tool can model individual vehicles on a roadway network, typically on a second-by-second, or a fraction of a second, basis. Microscopic simulation models have the benefit of being able to model complex roadway geometries, traffic control devices, integrated multi-facility operations, variations in vehicle characteristics, and variations in driver behaviors. These simulation model's capabilities are beyond those of the existing analytical methods. However, modeling microscopic driver behaviors is difficult under normal traffic conditions and even more difficult under incident conditions. Limited research has been done to understand how incidents impact microscopic driver behaviors, such as lane changing and vehicle following, which are critical to the accuracy of microscopic traffic simulation modeling. These microscopic behaviors directly impact the macroscopic traffic performance measures, such as throughput, density, speed, and queue length, as assessed by the simulation models.

A large number of studies have investigated methods to calibrate simulation models for recurrent conditions. For example, Volume 3 of the Traffic Analysis Toolbox series produced by the Federal Highway Administration (FHWA) [3] includes guidelines for calibrating traffic micro-simulation modeling tools. Volume 4 of that series [4] presents guidelines that are specific to the calibration of the CORSIM microscopic simulation tools. However, very limited research has been done to identify those methods with which to validate and calibrate simulation models for incident conditions.

Intelligent Transportation Systems (ITS) agencies have used traffic detectors to collect measurements of traffic flow parameters

for operational purposes. In recent years, these agencies have started archiving the data collected by these devices [5]. As ITS data archives become more widely available, the utilization of such archives for the development and calibration of simulation models for both incident and no-incident conditions will become a logical option. This utilization allows a significantly lower cost and a more effective development and calibration as compared to the utilization of data collected using traditional methods. The additional details provided by the ITS data will allow for better representations of real-world environments in simulation applications. This study investigates the utilization of ITS data archives to support the use of simulation to model incident conditions. The ITS data archives utilized include detailed incident management and point traffic detector data.

2. Previous studies on incident impacts

Traffic incidents can introduce two types of changes that can impact traffic operations; changes in the roadway environment and changes in driver behaviors. Examples of changes in the roadway environment include capacity reductions due to lane and/or shoulder closures and changes to traffic control strategies such as ramp metering, incident site control, and dynamic message sign activations. On the other hand, changes in driver behaviors include changes in the microscopic (tactical and operational) driving behaviors, such as lane changing, car following, speed, gap acceptance, and accelerating behaviors. In addition, incidents can modify strategic driving behaviors such as changes to trip route, mode, and time choices.

There are a limited number of studies that have investigated the impacts of traffic incidents. These studies mostly focused on the impacts on macroscopic traffic measures such as the reduction in capacity, rather than on microscopic traffic parameters such as lane changing and car following parameters. The reason is that the impacts on macroscopic measures can be more easily assessed by utilizing current data collection technologies. This section includes a review of the studies available on the subject.

2.1 Incident impacts on roadway environment

The studies of incident impacts on the roadway environment have mostly focused on the reductions in capacity due to incidents. These capacity reductions were studied by Goolsby [6] in 1970. He concluded that an incident, blocking one lane out of three lanes, reduces capacity by about 50%. He also concluded that an incident, blocking two lanes out of three lanes, reduces the capacity by about 79%. HCM 2000 [2] provides estimates of the remaining capacity during incident conditions as a function of the number of the blocked lanes (or shoulder) and the number of lanes of the

highway section under consideration. The HCM estimates have been widely used in studies that investigated the effects of incident management strategies on system performance.

A study by Qi and Smith [7] found, based on data collected in the Hampton Roads in Virginia, that the capacity reduction with one lane blocked out of three lanes can be modeled as a Beta distribution with an average of 63% and a standard deviation of 14%. The study also found that the capacity reduction due to two blocked lanes out of three lanes can be modeled as a Beta distribution with an average of 77% and a standard deviation of 12%.

Knopp et al. [8] found that in the case of a blocked driving lane, the queue discharge rate for each available lane is reduced by 50%. They also found that the queue discharge rate is reduced by 30% when the driving lanes are open but there is an incident on the shoulder or on the opposite direction of travel.

Hadi et al. [9] adjusted the parameters of three widely used microscopic simulation tools to determine their abilities to replicate the reported reductions in capacities due to traffic incidents. They concluded that it was possible to fine tune the parameters of the three simulation tools to simulate the drops in capacities due to incident lane blockages.

2.2 Incident impacts on microscopic driver behavior

One existing study investigated the impacts of incidents on the microscopic behaviors of drivers. The study collected empirical trajectory data using a digital camera mounted under a helicopter (10). The analysis showed considerably different behaviors between driving under normal conditions and driving at the incident sites. It was found that at incident sites, drivers choose a longer headway, have higher reaction time, and reduce speed. These behavioral changes lead to queue discharge rates during incident conditions that are between 60% to 75% of the normal queue discharge rate per lane, according to the study.

2.3 Incident impacts on strategic driver behavior

The study of incident impacts on driver behaviors have focused on changes at the strategic behavior level, particularly changes in the route choice behavior. Several researchers have used the stated preference approach to determine the percentage of travelers changing trip decisions in response to information disseminated by advanced Traffic Information Systems (ATIS). The studies concluded that, based on these types of surveys, the disseminated information can result in up to 60% to 70% of the freeway traffic exiting the freeway ahead of an incident location [11-14]. However, limited information is available about the actual diversion due to traveler information as reflected by revealed preference or field measurements. Several European field studies have found that dynamic message signs (DMS) compliance rates range between 27%

to 44% [15]. Knopp et al. [16] found that for major incidents, up to 50% of travelers take another route.

Luk and Yang [17] developed a simulation modeling framework to assess the performance of ATIS under different conditions. They assumed the average diversion rate to be 15% and the highest diversion rate to be 30%. Cragg and Demetsky [18] used the CORSIM microscopic simulation tool to analyze route diversion strategies from freeways to arterial roads. The study concluded that there was often an optimal diversion percentage beyond which the system delays increased. This diversion percentage is expected to be different for different systems depending on traffic and incident conditions on the original and alternative routes.

3. Utilized its data

As stated earlier, the objective of this paper is to investigate the use of archived ITS data to support the simulation of incidents and incident management activities. The Florida Department of Transportation (FDOT) districts have installed traffic detectors to collect traffic parameters for operational purposes. The detector data have been stored in what can be referred to as operational databases that include volume, speed, and occupancy measurements by lane at short time intervals (20 to 30 seconds). The FDOT has also investigated storing the data in a data warehouses for long-term use. As part of this investigation, the Statewide Transportation Engineering Warehouse for Archived Regional Data (STEW-ARD) has been developed as a proof of concept prototype for the collection and use of ITS data in Florida [19]. The current effort has concentrated on archiving point traffic detector data and travel time estimates. The STEWARD data warehouse includes data checking, filtering, cleaning, and imputation processes to ensure the quality of the traffic detector stored data. The data can be aggregated at the 5, 15, and 60-minute aggregation levels.

In addition, the traffic management centers in Florida maintain detailed incident management archives. The incident archives include incident timestamps (detection, notification, responses, arrivals, and departures), incident ID, responding agencies, event details, chronicle of the event, and environmental information for all incidents in the region. This study uses the data stored in the STEWARD data warehouse and incident management archives in Florida. Although this study uses Florida ITS data archives in the analyses, the results are applicable to the use of ITS data archives in other regions.

4. Methodology

The availability of detailed incident and traffic detector data from ITS data archives allows the identification of important parameters required to model incidents in simulation models. These parameters include traffic demands during incident conditions, diversion rates, capacity reductions due to incidents, and the resulting im-

pacts on various performance measures. This section describes the estimation and use of these parameters for simulating incident conditions. The CORSIM microscopic simulation tool is used to illustrate this use. However, similar procedures can be used for other simulation tools.

Simulating incident impacts on traffic requires the following steps:

- Estimation of traffic demands during no-incident and incident days;
- Estimation of capacity during incident and no-incident conditions;
- Fine-tuning of simulation model parameters with the objective of producing, in the simulation, the capacities estimated for incident and no-incident conditions; and
- Fine-tuning of simulation model parameters to produce observed performance measures based on traffic detector data.

These steps are discussed in the next section.

4.1 Estimation of traffic demand

The first challenge in setting a simulation model for incident conditions is to estimate the traffic demands during these conditions. In a previous study [20], the authors of this paper developed procedures to estimate the demands in a system based on archived ITS detector data. However, during incident conditions, the measured volumes by the ITS system are severely constrained by the remaining capacity at the incident location and in many cases the queues extend well beyond the simulated system boundary, preventing the direct estimation of the true demands for each interval based on detector measurements. Thus, a procedure was developed in this study to estimate the traffic demands based on other day volume measurements combined with the incident day volume measurements.

First, the k-means clustering algorithm, discussed in a previous study by the authors [20], was used to identify "typical" days that are expected to have similar traffic demand patterns to the incident day when there is no incident in the system. The algorithm utilizes the time-variant detector measurements at each detection station to classify the days into groups with similar traffic patterns. By examining these patterns, the analyst can clearly identify the typical day pattern.

The average demands for the typical days were then calculated and used as initial estimates of the demands during the incident day. These average demands were then adjusted to account for the expected difference between the average demands of the typical days and the demands during the incident day. The demands during the incident day are expected to be different from the average demands due to two reasons: the stochastic variations

in demands between days and traffic diversions due to incident conditions. As stated above, because of the constrained traffic conditions, the true demands during incident conditions are difficult to estimate for short time intervals based on traffic detector measurements. However, it is possible to calculate the differences in the cumulative traffic volumes between the average day and the incident day. These differences in volumes can be used to estimate the differences in demands between the average and the incident day, as long as the compared accumulations of volumes include all the demands before the queue formation, during the queue, and after the queue discharge, as shown in Figure 1. The accumulated difference in demand can be distributed uniformly among the time intervals impacted by the incident.

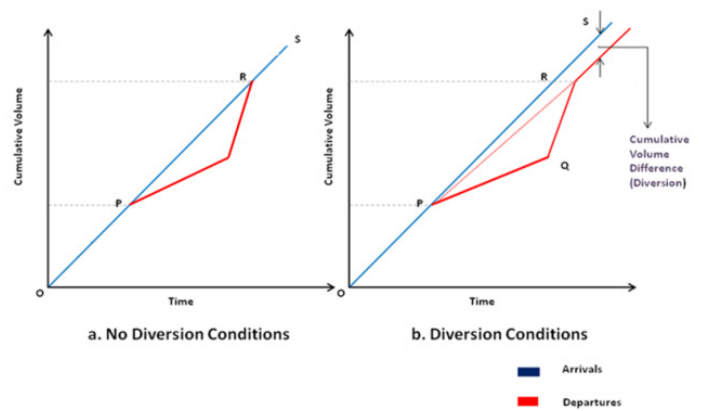


Figure 1 Estimation of the difference between the demands during average and incident day

The above analysis should be repeated at all detector locations since the diversion rates at each location are expected to be different depending on the locations of the diversion points for the particular incident under consideration. This will allow the determination of the mainline, on-ramp and off-ramp demands for the incident day at different corridor locations based on the calculated differences from the average demands of the typical days.

4.2 Estimation of capacity

The next step is to estimate the capacity during incident and no-incident conditions for each highway segment. For no-incident conditions, this could be achieved at bottleneck locations by plotting the fundamental diagrams at various detector stations based on ITS data and determining the maximum traffic flow from the diagrams. However, if the simulated segments do not exhibit recurrent congestion, the measurements on the congested side of the fundamental diagram will be insufficient to allow for the plotting of the full diagram. In these cases, the capacity for no-incident conditions can be estimated using the HCM procedures [2].

The drop in capacity due to the incident can be estimated using values reported in the Highway Capacity Manual [2] or in the literature [6-8]. As stated earlier, the HCM estimates the remaining capacity during incident conditions as a function of the number of blocked lanes (or shoulder) and the number of lanes of the highway segment under consideration. However, if detector measurements are available, the remaining capacity during incident conditions can also be estimated based on volume measurements at a detection station downstream of the incident location. This will be discussed in more detail later in this paper.

4.3 Adjusting simulation parameters for capacity assessment

The next step is to fine-tune a number of calibration parameters in the selected simulation tool to achieve the measured or expected capacities during incident and no-incident conditions. Based on past experiences with simulation studies, Volume 4 of the FHWA Traffic Analysis Toolbox [5] identified a few CORSIM input parameters for adjustment when calibrating freeway capacity for no-incident conditions. These parameters include the car following sensitivity factor and multiplier, lag acceleration and deceleration time, and Pitt car following constant.

CORSIM has a set of incident-specific parameters that can be used for modeling incidents. However, unlike the capacity for no-incident conditions, there is limited work to guide the analyst when selecting appropriate values for these parameters. The incident-specific parameters in CORSIM include lane blockage details (number, location, and duration), rubberneck factor, incident length, and incident warning sign location. To model the capacity drops during incidents, CORSIM allows the analyst to specify what lane(s) are blocked in addition to a rubberneck factor for each adjacent lane. Incidents in CORSIM can be specified at any longitudinal position on a freeway link, can extend over a user-specified length of the roadway, and have a start and end times.

CORSIM uses the rubberneck factor (in a percentage) to increase the time headway between vehicles, reflecting driver distraction while observing the incident. This in turn will result in a reduction in the capacity of the lanes that are adjacent to the blocked lanes or shoulder. The default value for the rubberneck factor is zero. CORSIM also allows the specification of the incident length, which is the length of the roadway affected by the incident. The CORSIM User Manual recommends estimating the incident length as the number of vehicles involved in the incident plus one vehicle length. For example, in a two-vehicle collision with an assumed vehicle length of 20 feet, the manual recommends coding a 60-foot incident length [21]. As discussed below, it was found that coding this length is not adequate to produce the expected drops in capacity due to incidents.

The impacts of varying the rubberneck factor and incident length parameters on the drop in capacity due to incidents was investigated by modeling a simple hypothetical system consisting of a single lane link. The incident length was varied from 60 ft to 2,500 ft and the rubberneck factor was varied between 35% and 90%. Figure 2 shows that the effect of the rubberneck factor depends on the coded length of the incident. For short lengths, the effect of the rubberneck factor on reducing capacity is very small.

In fact, for the 60-ft incident length recommended by the CORSIM user manual as discussed above, the resulting drop in capacity is zero for all rubberneck factors investigated. As stated earlier, CORSIM uses the specified rubberneck factor to increase the time headways between vehicles. If the specified incident length in the simulation is too short, this change cannot be fully achieved and thus the capacity will not drop to the expected levels. As can be seen in Figure 2, the full impact of the rubberneck factor on capacity drop is achieved at an incident length of 1,000 ft. The recommendation of the user manual that leads short incident length to be specified in the inputs should be revised based on the above results.

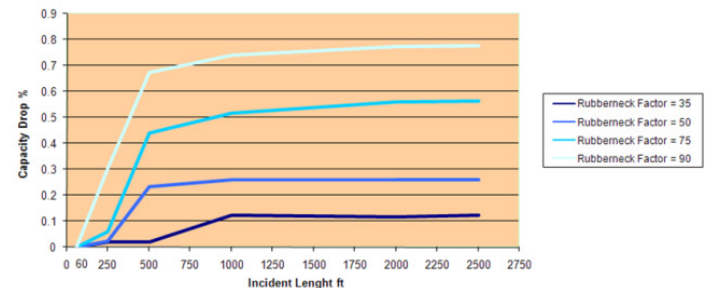


Figure 2 Effects of incident length and Rubberneck Factor on capacity drop.

Another incident parameter in CORSIM is the warning sign upstream of the incident. This warning sign represents a location at which vehicles start changing lanes in response to the specified lane blockage. The default value for the warning sign location is 1,500 ft ahead of the incident. In the investigation undertaken by this study, varying the warning sign location did not have a significant effect on the capacity drop. However, as discussed in the next section, the sign location was found to have significant effects on the other performance measures assessed when simulating incidents.

4.4 Parameter adjustment based on other measures

In addition to the drops in capacity calibrated as described above, simulation models should be able to replicate the changes in performance measures such as throughputs, speed, occupancies, and queue measures at different locations of the system due to incidents. These measures can be estimated based on data collected by detection stations. Based on a detailed investigation conducted in this study of a variety of input parameters to CORSIM, it was found that the parameters that affect the performance measures during inci-

dent conditions are the deceleration for non-emergency conditions parameter and the location of the incident warning sign parameter.

5. Case study

A case study is presented in this section to explore the use of the processes discussed in the previous section to support the simulation of incident conditions based on ITS data. The case study includes the simulation of three incidents located on the eastbound section of the SR 826 limited access highway in Miami, FL. The simulated corridor includes six interchanges and begins west of the NW 67th Avenue interchange and ends east of the NW 12th Avenue interchange with a total length of 6.5 miles. The simulation was conducted using the CORSIM microscopic simulation tool for weekday traffic conditions between 4:00 AM and 11:00 AM. Each scenario was run ten times using ten different random seed numbers and the reported results in this study are based on the averages from these runs.

First, the corridor was simulated for an average no-incident weekday. Then, the simulation was conducted for three different incident days. All selected incidents were one-lane blockage incidents located on the SR 826 eastbound (EB) at locations that are in close proximity to each other. The three incidents occurred in the morning peak period and were detected by the traffic management center (TMC) between 7:39 AM and 7:50 AM. Figure 3 depicts the incident locations and nearby microwave detection stations in SR826.

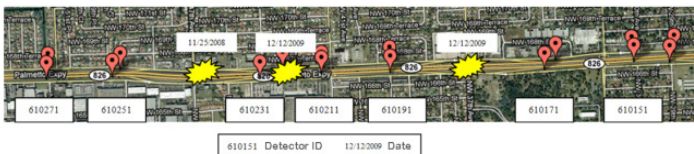


Figure 3 Locations of the selected incidents and detector stations.

5.1 Estimation of traffic demand

As described in the Methodology section, the demands for the incident days were estimated based on the difference between the cumulative volumes during the incident days and the average demands of the no-incident days. It was found that the differences between the incident days and the average no-incident days at the incident locations were 4%, 22%, and 4% for Incidents 1, 2, and 3, respectively. The lane blockage duration of Incident 2 was very long compared to Incidents 1 and 3. Thus, the estimated demands for the incident days show the expected trend of higher diversion rates with longer incident durations. The difference between incident and typical day demands was obtained for each detection station to allow the calculation of the mainline and ramp demands.

5.2 Estimation of no-incident capacity

During no-incident conditions, SR 826 EB does not have mainline bottlenecks that result in recurrent congested operations. Thus, it was not possible to estimate the segment capacity based on detector measurements. This study estimated the no-incident highway capacities of the corridor segments using the HCM procedures [2]. The capacity for the three-lane segment on which the three incidents occurred was estimated to be about 2,200 vphpl (vehicle per hour per lane).

5.3 Estimation of capacity drop

Figure 4 shows the time series for throughput and speed measurements at the three incident locations based on data extracted from the STEWARD data warehouse. Region I in these figures is the region of lane blockage while region II is the congested period after lane clearance (the queue discharge period).

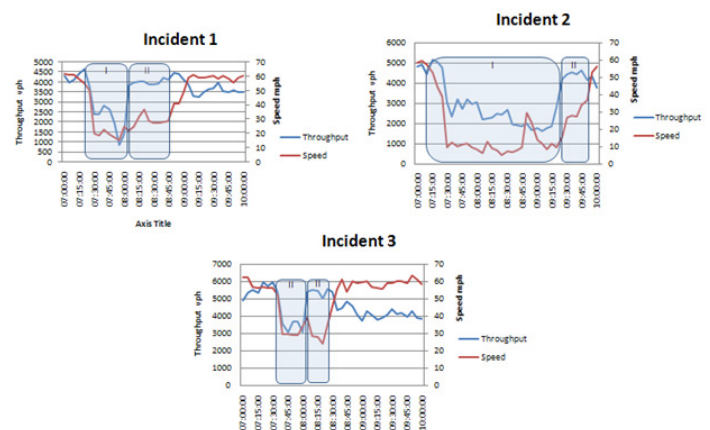


Figure 4. Throughput and Speed measurements for the three investigated incidents.

It is interesting to note the following for the three investigated incidents based on Figure 4:

Just after the incidents occurred, the capacity dropped to between 2,600 and 3,000 vph, depending on the incident considered. This constituted a 54% to 60% drop in capacity, assuming a 6,600 vph no-incident capacity. The drop in capacity due to one-lane blockage incidents on three-lane segments is 51% according to HCM [2]. Qi and Smith [7] estimated the average drop in capacity to be 63%, as described earlier.

During the lane blockage period for incidents 1 and 2, additional significant drops in capacity occurred (down to 1,000 vph in the case of incident 1 and 1,800 vph for incident 2). Further examination of the incident management database indicated that these additional drops are due to the arrivals of fire trucks that blocked additional lanes during incident management activities.

The magnitudes of the drops are expected to be functions of incident attributes and the intensity of incident management activities at the incident sites. This dynamic nature of lane blockages during the incident management process may need to be modeled when simulating incident conditions.

After lane clearance, the queue starts dissipating. However, the queue does not dissipate at 6,600 vph, which is the estimated capacity of the section but at lower rates. The queue discharge rates were 4,000, 4,500, and 5,400 vph, for Incidents 1, 2, and 3, respectively. These rates correspond to 39%, 32%, and 19% reductions in segment capacity. There are two reasons for not achieving the estimated capacity of the section during queue discharge. First, when the incident is moved to the shoulder, the presence of the involved vehicles and emergency vehicles on the shoulders still result in drops in capacity due to rubberneck effects. The HCM [2] estimated that crashes with emergency vehicles on the shoulder drop capacity by 17% on three lane freeways. Knopp et al. [8] found that the queue discharge rate is reduced by 30% due to shoulder incidents. Another factor that affects the maximum throughput during the queue discharge period is that the rate at which a queue is discharged is expected to be lower than the capacity as defined by the HCM. The results of this study show that the queue discharge rate vary between 4,000 and 5,400 vph, indicating that this rate is a function of the intensity of emergency vehicle operations and the nature of the incident scene on the shoulder.

5.4 Adjusting simulation parameters for assessment of capacity

The next step is to adjust the simulation model parameters to ensure that the simulation model is able to produce the capacity during incident and no-incident conditions. For no-incident conditions, the lane capacity was reproduced in the simulation by adjusting the values of two parameters: the car following sensitivity factors and the lag acceleration and deceleration times. As stated earlier, these parameters have been used in previous studies to adjust the assessed capacity in CORSIM applications [4].

The next step was to fine-tune other parameters in the simulation model to allow the simulation to replicate the drops in capacity due to incident lane blockages, as observed in the real-world. To achieve these drops in the CORSIM simulation model, a search was performed to find the values of the rubberneck factor, incident length, and lane blockage that produce the capacity drop levels during the incident period.

Figure 5 shows the drop in throughputs in the real-world and the simulation model with the fine-tuned incident calibration parameters for the three incidents. It was found that CORSIM was able to reproduce the capacity reduction fairly accurately with a moderate level of effort. As stated earlier, there were three different throughput levels during Incidents 1 and 2, and two different

throughput levels during Incident 3. It was possible to replicate these levels in the simulation as shown in Figure 5 by coding time varying rubberneck factors and an incident length of 1,000 ft. The values of the rubberneck factor that produced the observed drops in capacity due to one-lane blockage (54% to 60% drop in capacity, as discussed in the previous section) ranged from 70% to 80% for the lanes that are adjacent to the blocked lanes. For the queue discharge phase, the required rubberneck factors were 70%, 65%, and 50% to produce the observed drops in capacity for Incidents 1, 2, and 3, respectively.

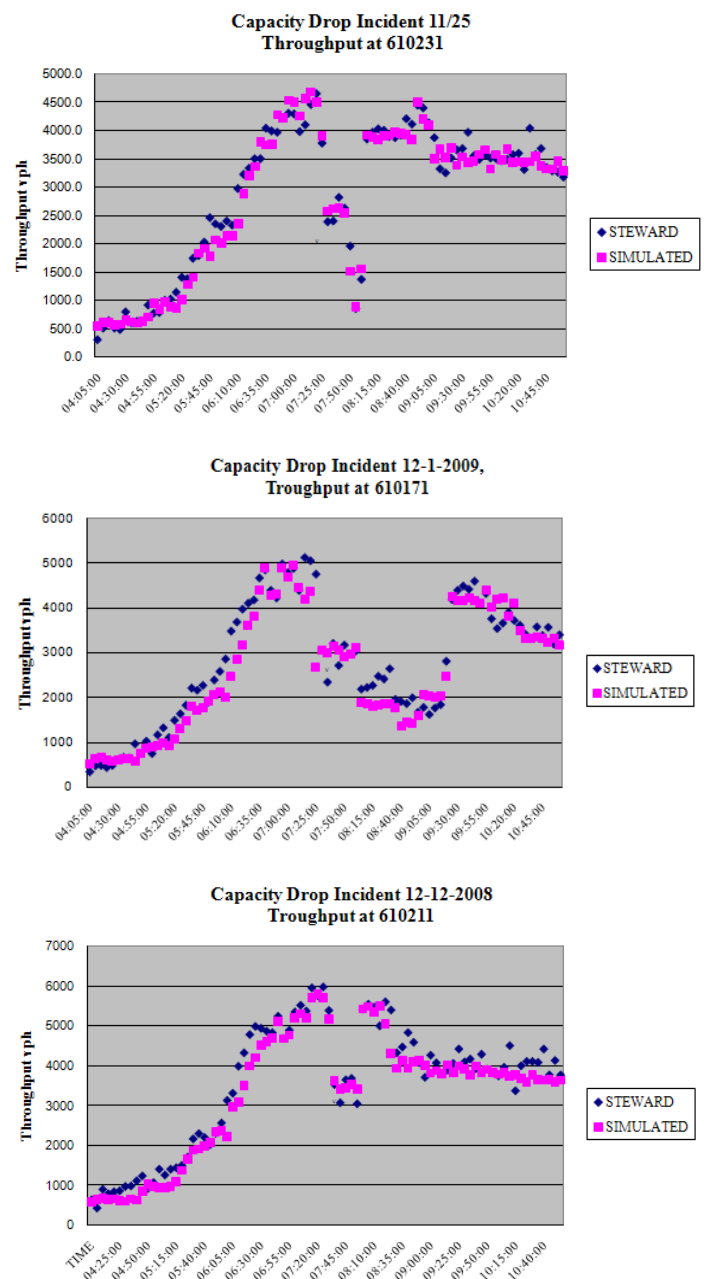


Figure 5 Comparison of capacity drop based on detector measurements and simulation.

5.5 Parameter adjustment based on other measures

In addition to the drops in capacity calibrated as described above, it is important that the simulation models are able to replicate the changes in performance measures, such as throughputs, speeds, and occupancies. In order to compare the simulation results with traffic detector field measurements, the traffic detector readings in the simulation model were extracted at 20-second intervals and aggregated at 5-minute and 15-minute intervals for comparison purposes.

As stated in the methodology section of this paper, two parameters were found to impact the performance measures when fixing the assessed segment capacity in CORSIM: the deceleration for non-emergency conditions parameter and the location of incident warning sign parameter. These parameters were varied to obtain the best goodness of fit between the observed and simulated measurements. Three measures were used to evaluate the goodness of fit of the throughput and speed measurements under incident and normal conditions. These measures were the absolute mean percent error (AMPE), the normalized root mean square error (RMSN), and the root mean square percent error (RMSPE). Table 1 shows the aggregated values of these measures for all detection stations during the period of analysis. Table 1 indicates that, for all simulated conditions (i.e., the no-incident and three incident conditions), the deviations of the simulated throughputs from the measured throughputs as measured by the RMSN and RMSPE were between 12% and 15%. The AMPE for the throughput ranged from 1% to 10%. It thus appears that the goodness of fit of throughput measurement for incident conditions was as good as those for no-incident conditions. However, Table 1 shows that the RMSN, RMSPE, and AMPE for speed measurements were higher for incident conditions (7% to 14%) compared to normal conditions (1% to 5%). This is to be expected, since unlike incident conditions, the normal conditions are free-flow conditions that are easier to simulate

Goodness of Fitness Measure	Non-incident conditions	Incident 1	Incident 2	Incident 3
Throughput Goodness of Fit				
RMSN	0.12	0.13	0.15	0.12
RMSPE	0.13	0.13	0.15	0.13
AMPE	0.06	0.01	0.06	0.10
Speed Goodness of Fit				
RMSN	0.05	0.14	0.13	0.10
RMSPE	0.05	0.11	0.08	0.11
AMPE	0.01	0.11	0.13	0.07

Table 1 Goodness of fit of throughput and speed.

Figure 6 shows the simulated throughput and speed measurements as compared to real-world detector measurements (from the STEWARD data warehouse) for selected detector locations during Incident 1. As shown in this figure, the calibrated CORSIM model was able to reproduce reasonably well the spatial and temporal variations of the observed volume and speed measurements.

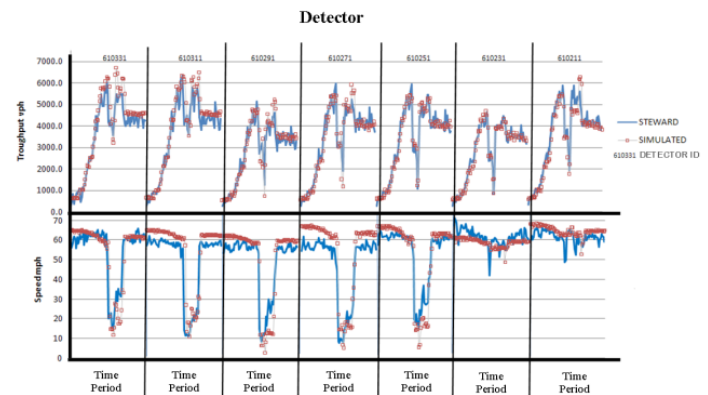


Figure 6 Simulation and Real-World Speed and throughput measurements for Incident 1.

5.6 Investigation of the significance of the modeling efforts

This section includes a discussion of the simulation model performance when different approaches were used to simulate the incident. These approaches varied in the level of effort required to collect and use ITS data, and to fine-tune the model parameters. The comparison was made based on the simulation of incident 1, as introduced earlier in this paper. The following approaches were investigated and are sorted below based on the increasing level of effort required:

Case IC1: In this case, a one-lane blockage was coded with no rubberneck factor. This is the least effort required to code a one-lane blockage incident. This case used only the lane blockage duration in the incident database.

Case IC2: This case involves the use of the rubberneck factor (RF) in addition to lane blockage specifications to produce the capacity reductions as suggested by the HCM [2]. This case does not require ITS data but requires the fine-tuning of the incident simulation parameters to achieve the predetermined capacity drops due to incidents.

Case IC3: This case is similar to case IC2 but is based on the capacity reductions during lane and shoulder blockage incidents reported by Knopp et al. (8) rather than those suggested by the HCM [2].

Case IC4: In this case, the rubberneck factors were adjusted to produce the observed capacity reductions based on ITS detector data. As discussed earlier, there were three different capacity levels during the period impacted by incident 1. In Case IC4, all three levels of capacity drops were replicated.

Case IC5: This case is the same as Case IC4 but with the adjustment of the incident sign location in an attempt to reproduce the observed detector measurements.

Case IC6: This case is the same as Case IC5 but with the adjustment of the non-emergency deceleration in an attempt to reproduce the observed detector measurements.

The results for Input Case 1 (IC1) in Table 2 show that the capacity drop due to specifying one-lane blockage in the simulation was not sufficient to create a queue. In Input Case 2 (IC2), the input parameters were fine-tuned to produce the capacity drops in the HCM [2]. The results indicate that a queue was generated in the simulation, but that it was significantly shorter than what is estimated from the real-world data. Increasing the drops in capacity during lane and shoulder blockages to the values suggested by Knopp et al. [8], as in input Case 3, resulted in longer

Change to Input Parameters	Time to dissipate the Queue (min)	Average Time in Queue (min)	Average Queue Length (miles)	Maximum Queue Length (miles)
Observed Values	125.0	89.5	3.6	4.9
IC1 ² : Code one-lane blockage only	0.0	0.0	0.0	0.0
IC2 ² : Adjust RF ¹ to produce capacity reductions based on HCM	50.0	41.8	0.7	0.8
IC3 ² : Adjust RF ¹ as recommended by Knopp et al. (8)	95.0	74.3	1.7	2.0
IC4 ² : Adjust RF ¹ to produce observed capacity reductions	105.0	79.8	2.3	2.7
IC5 ² : Adjust RF ¹ and Sign Location	110.0	81.2	2.2	2.7
IC6 ² : Adjust RF ¹ , Sign Location, and non-emergency deceleration	120.0	94.3	2.9	4.1

Table 2. Queue measures based on simulation outputs and Real-World measurements.

6. Conclusion

It can be concluded from the results presented in this study that, when simulating incident conditions, the analyst should fine-tune simulation model parameters to produce the expected or measured drops in capacity during incidents and the expected impacts of incidents on various performance measures. Simply specifying lane blockages is not sufficient to produce the expected impacts of incidents in the simulation.

ITS data can provide valuable information to support the simulation of incidents. Data from existing ITS deployments allow the validation and calibration of simulation models based on macroscopic measures. However, IntelliDrive technologies will provide a significantly richer data source that will allow the validation and calibration of simulation models based on microscopic traffic parameters.

Traffic detector data combined with incident management data provide information that is critical to the successful use of simulation for the modeling of incidents. The analysis of ITS data indicates that there are different levels of capacities during the periods impacted by lane-blockage incidents. The first level is associated with the drop in capacity due to the initial blockage of lanes by the incident and the associated rubbernecking effects. The second drop in capacity can occur due to emergency vehicle operations that may block additional lanes. This drop in capacity is expected to be a function of the intensity of emergency vehicle operations and the nature of the scene of the incident. The lanes originally blocked may be opened gradually during the incident period. For example, a two-lane blockage incident may become a one-lane blockage incident, if one of the two blocked lanes is opened. Emergency vehicle operations on the shoulder after opening the blocked lanes may also impact the segment capacity due to the rubbernecking effects. Again, this is expected to be a function of the intensity of emergency vehicle operations and the nature of the scene of the incident. Thus, in this study, modeling the dynamic nature of capacity during the incident is found to produce better simulation results.

7. References

- [1] Hadi M., Xiao Y., Zhan C., Gan A. 2010. Use of the HCM Freeway Facility Procedures Combined with ITS Data Archives to Assess the Benefits of Incident Management Systems. *Transportation Research Record*, to be published. p 115 – 122.
- [2] Transportation Research Board. 2000. *Highway Capacity Manual 2000*, Washington D.C., United States.
- [3] Dowling R., Skabardonis A., Alexiadis V. 2004. *Traffic Analysis Toolbox Volume III: Guidelines for Applying Traffic Micro-simulation Modeling Software*. Washington D.C., United States: Federal Highway Administration. Contract report EL-93-2.
- [4] Holme P., Tomich D., Slodoben J., Lowrance C. 2007. *Traffic Analysis Toolbox Volume IV: Guidelines for Applying CORSIM Micro-simulation Modeling Software*. Washington D.C., United States: Federal Highway Administration. Contract report EL-93-2.
- [5] Author. 2005. *Archived Data Management Systems - A Cross-Cutting Study*. Washington D.C., United States: Federal Highway Administration. Contract report EL-93-2.
- [6] Goolsby M. E. 1971. Influence of Incidents on Freeway Quality of Service. In: 1971 Proc. 50th TRB Annual Meeting; (Día, Mes); Washington, D.C. United States: Transportation Research Board.
- [7] Qi L., Smith B. 2001. *Characterization of Accident Capacity Reduction*. Charlottesville (VA), United States: Center for Transportation Studies, University of Virginia. Contract report EL-93-2.
- [8] Knoop V.L., Hoogendoorn S.P., Adams K. 2009. Capacity Reductions at Incidents Sites on Motorways. *European Journal of Transport and Infrastructure Research* 363-379.
- [9] Hadi M., Sinha P., Wang A. 2007. Modeling Reductions in Freeway Capacity due to Incidents in Microscopic Simulation Models. *Transportation Research Record* 62-68.
- [10] Knoop V. L., van Zuylen H. J., Hoogendoorn S. P. Year. *Microscopic Traffic Behaviour near Accidents*. In: Proc. 18th International Symposium of Transportation and Traffic Theory; (día, Mes); New York (NY).
- [11] Barfield W., Conquest L., Spyridakis J., Haselkorn M. 1989. Information Requirements for Real-Time Motorist Information Systems. In: Proc. of the Vehicle Navigation and Information Systems Conference (VNIS); New York (NY), United States: p 101-112.
- [12] Benson B. G. 1996. *Motorist Attitudes about Content of Variable-Message Signs*. Washington D.C., United States: Transportation Research Record. Contract report EL-93-2.
- [13] Madanat S., Yang C. Y., Yen Y. M. 1995. Analysis of Stated Route Diversion Intentions under Advanced Traveler Information Systems Using Latent Variable Modeling. *Transportation Research Record*. p 10-17.
- [14] Chatterjee K., Hounsell N. B., Firmin P. E., Bonsall P. 2002. Driver Response to Variable Message Sign Information in London. *Transportation Research Part C*. p 149-169.
- [15] Tarry S., Graham A. 1995. The Role of Evaluation in ATT Systems. *Traffic Engineering and Control*. London. p 688- 693.
- [16] Knoop V. L., Hoogendoorn S. P., van Zuylen H. J. 2009. Route Choice Under Exceptional Traffic Conditions. In: Proc. International Conference on Evacuation Management; (día, Mes); The Hague (South Holland). Netherlands: The Hague.
- [17] Luk J., Yang C. 2003. Comparing Driver Information Systems in a Dynamic Modeling Framework. *Journal of Transportation Engineering*. p 42-50.
- [18] Cragg C., Demetsky M. 1995. *Simulation Analysis of Route Diversion Strategies for Freeway Incident Management*. Charlottesville (VA), United States: Virginia Transportation Research Council.
- [19] Courage K. G., Lee S. 2008. *Development of a Central Data Warehouse for Statewide ITS and Transportation Data in Florida: Phase II Proof of Concept*. Tallahassee (FL). United States: Florida Department of Transportation. Contract #BD545, RPWO #37, UF Project 051449.
- [20] Alvarez P., Hadi M., Zhan C. 2010. Using Intelligent Transportation Systems Data Archives for Traffic Simulation Applications. *Transportation Research Record*. to be published.
- [21] Federal Highway Administration. 2006. *CORSIM User's Guide*. Department of Transportation. United States.



Orujo de uva post proceso de vinificación, una alternativa para mejorar la durabilidad de los pavimentos asfálticos.

Use of ITS data to calibrate microscopic simulation models for incident conditions

Calabi A.1, Thenoux G.2, Sandoval G.2 y Valdés G.1

¹Departamento de Ingeniería en Obras Civiles, Universidad de La Frontera, Chile.

²Departamento de Ingeniería y Gestión de la Construcción, Pontificia Universidad Católica de Chile
alejandra.calabi@ufrontera.cl, Phone: + 56 452592816

INFORMACIÓN DEL ARTICULO

Historial del
artículo:

Recibido
11-07-2013
Aceptado
22-11-2013
Publicado
18-12-2013

Palabras Claves:
Simulación de
tráfico
Calibración
Incidentes
Datos de Sistemas
Inteligentes
de Transporte

Article history:

Received
11-07-2013
Accepted
22-11-2013
Available
18-12-2013

Keywords:
Traffic Simulation
Calibration
Incidents
Intelligent
Transportation
System Data

Resumen

A nivel mundial, un 95% de los pavimentos contienen ligante asfáltico. Principalmente debido al proceso oxidativo, el ligante asfáltico incrementa su rigidez tornándose un material frágil, por lo tanto propenso a agrietarse. Por otra parte, la industria vitivinícola genera anualmente alrededor de 10 millones de toneladas de residuo (orujo). Este bioproducto es rico en antioxidantes (ORAC 650µmol TE/g).

En consecuencia, el objetivo de este estudio fue determinar el potencial del orujo proveniente de cepa Cabernet Sauvignon como antioxidante para ligante asfáltico para reducir el daño oxidativo del material. Para evaluar los efectos de la adición del antioxidante, las muestras fueron sometidas a tratamientos de envejecimiento de corto y largo plazo de acuerdo a los estándares SUPERPAVE (RTFOT y PAV). Los resultados indican que las muestras con 10% de adición de antioxidante redujeron el factor de fatiga en un 14% y mejoraron el comportamiento frente al agrietamiento a baja temperatura (incremento valor-m 23%) post envejecimiento de largo plazo. Estos resultados sugieren que el orujo de uva podría constituir una alternativa factible para la reducción del daño oxidativo en ligantes asfálticos contribuyendo a mejorar la durabilidad de los pavimentos.

Abstract

Worldwide, around of 95% of pavements containing asphalt binder . Mainly due to the oxidation process , the asphalt binder increases its stiffness becoming a fragile material , therefore, increasing its cracking potencial . Moreover, the wine industry generates annually about 11 million tons of waste (pomace) . This byproduct is rich in antioxidants (ORAC 650µmol TE / g) .

Accordingly, the aim of this study was to determine the potential of pomace from Cabernet Sauvignon as anti-oxidant for asphalt binder, to reduce the oxidative damage to the material. To evaluate the effects of adding the antioxidant, the samples were subjected to short and long term aging treatments according SUPERPAVE (RTFOT and PAV) standards . The results indicate that the samples with 10% of antioxidant, reducing fatigue factor by 14% and it presents improving of performance respect to cracking at low temperature (m-value increasing 23%) after long-term aging . These results suggest that grape pomace could be a feasible alternative for the reduction of oxidative damage in asphalt binders helping to improve the durability of pavements.

1. Introducción

A nivel mundial, se producen alrededor de 100.000.000 de toneladas de asfalto, de las cuales un 95% es destinado a la construcción de pavimentos, principalmente con la técnica de mezcla asfáltica en caliente(1). El ligante asfáltico es un compuesto orgánico, hoy en día casi en su totalidad proveniente de la destilación del petróleo cuando su uso tiene como destino la industria de pavimentos(2, 3). En consecuencia, es un producto residual por lo cual las características propias de cada ligante asfáltico dependerán de las características del crudo de petróleo del cual proviene

Sin embargo, en términos generales puede describirse como una compleja mezcla de moléculas polares y apolares, donde predominan los hidrocarburos, que contiene además una pequeña cantidad de grupos funcionales que a su vez contienen átomos de azufre, nitrógeno y oxígeno. En el Liganteasfáltico se observan además trazas de metales como vanadio, níquel, hierro, magnesio y calcio en forma de sales inorgánicas y óxidos (1, 3-4 entre otros) o bien en forma de porfirinas(3, 5 entre otros). Su comportamiento reológico es complejo. Es altamente dependiente de la temperatura, la velocidad y magnitud de carga, evidenciando un comportamiento: sólido-frágil a bajas temperaturas, viscoelástico a temperaturas intermedias y viscoso a temperaturas elevadas (6). Esta misma transición de comportamiento sólido frágil-viscoelástico-viscoso se observa cuando el material se somete a cargas a velocidades: alta, media y baja respectivamente. Adicionalmente, su composición química y por tanto sus propiedades reológicas, varían a través del tiempo como consecuencia del proceso natural de envejecimiento que experimenta el material. La principal consecuencia de este proceso, corresponde a la rigidización del material, caracterizado por un incremento en la viscosidad(3, 7-11 entre otros), tornándolo un material cuyas propiedades mecánicas comienzan a parecerse más a las de un sólido(8). Este fenómeno es conocido como “endurecimiento por envejecimiento”.

Existen alrededor de 15 factores que contribuyen al endurecimiento por envejecimiento (3), sin embargo, algunos de estos factores pueden ser reversibles, como aquellos que contribuyen al envejecimiento físico, o también denominado envejecimiento tixotrópico, asociado a la rigidización del ligante asfáltico producto de la organización molecular que experimenta el material en el tiempo. Esta organización molecular consiste en la orientación u ordenamiento de las moléculas hacia un sistema más empaquetado para alcanzar un estado termodinámico óptimo. Este empaquetamiento sin embargo puede romperse por calentamiento o agitación del material, perdiendo la rigidez ganada, por lo cual se considera que los efectos del envejecimiento físico son reversibles (10, 12-13).

Por otro lado, se tiene el envejecimiento químico, el cual es un proceso irreversible, y corresponde a una consecuencia de la suma de reacciones de oxidación y polimerización, existiendo un consenso en la comunidad científica en que los efectos de la oxidación del li-

gante asfáltico en las propiedades físicas y reológicas son el mayor responsable del endurecimiento por envejecimiento del material y en consecuencia del deterioro en las propiedades deseables de éste(3-4, 11, 14 entre otros).

Petersen(13), señala que la interacción del ligante asfáltico con el oxígeno es la mayor causa del endurecimiento del material y que este fenómeno es principalmente el resultado de la formación de grupos funcionales polares que contienen oxígeno, los cuales incrementan la consistencia del asfalto a través de fuerzas de interacción molecular. Podemos inferir entonces que el proceso de envejecimiento del ligante asfáltico y su consecuente endurecimiento aumentan el potencial de agrietamiento del pavimento asfáltico, afectando negativamente la durabilidad de éste. Por otra parte, si el daño oxidativo es el fenómeno más influyente en el proceso de envejecimiento, reducir este fenómeno, contribuiría a aumentar la durabilidad del pavimento.

Lo anterior se puede ver reflejado en las técnicas tradicionales para aumentar la durabilidad de los pavimentos asfálticos. Éstas se basan en la reducción del daño oxidativo directa o indirectamente a través de diferentes mecanismos, como por ejemplo: maximizar el espesor del film asfáltico a través del aumento del contenido asfáltico, la adecuada graduación granulométrica y selección de agregados, reducción del contenido de vacíos hasta un máximo de 8% (15), la adición de filler, lo que provoca un aumento en la viscosidad del ligante asfáltico aumentando el espesor del film que recubre los agregados y en consecuencia reduciendo la tasa de envejecimiento (16), y por último y de forma más directa, mediante el uso de antioxidantes.

Publicaciones en esta materia datan de 1960. Algunos autores mencionan entre los aditivos antioxidantes el carbón, compuestos de plomo, y sales de calcio (18), Aminas, compuestos de órgano-zinc, órgano-plomo, y fenoles (3). Oliver (19), reporta los beneficios del uso de LDADC (Lead diamyldithion-carbanate), sin embargo el éxito en la aplicación de estas técnicas ha sido limitado (9).

En los últimos años ha surgido un creciente interés por desarrollar y reestudiar el área, logrando un mayor entendimiento de los mecanismos antioxidantes y generando nuevos o mejorados compuestos antioxidantes. Un estudio realizado por Apeagyeig(20), demuestra que el envejecimiento reduce significativamente la resistencia al agrietamiento de los pavimentos asfálticos y que el uso de antioxidantes reduce el potencial de agrietamiento en éstas. En los últimos años se han observado estudios respecto del uso de lignina, un polifenol con capacidad antioxidante, proveniente de la madera (12) o extraído a partir de bioproductos de la industria del biocombustible etanol, demostrando este último beneficios respecto de la reducción de la tasa de envejecimiento e incluso provocando mejoras en las propiedades reológicas del ligante asfáltico tendiendo a ampliar el grado de desempeño en la temperatura superior (21).

Por otra parte, Moure et al. (22) han calificado al orujo de uva, bioproducto de la industria enológica compuesto de la piel, pepas y tallos de uva post proceso de vinificación, como el bioproducto más promisorio en términos de fuente de antioxidantes.

La producción mundial de uvas para el año 2010 ascendió a aproximadamente 68 mil toneladas (23), alrededor del 80% de esta producción es utilizada por la industria del vino (24), de las cuales alrededor de un 20% se transforma en orujo (24-25), por lo que anualmente existe una disponibilidad a nivel mundial de aproximadamente 10 millones de toneladas de este bioproducto. Actualmente y aun cuando se han estudiado un sin número de aplicaciones, una reducida cantidad de este bioproducto es reciclado (26) constituyendo mayormente un elemento contaminante (27). Por esta razón, el objetivo de este estudio es determinar el poten-

cial del orujo de uva como antioxidante para ligante asfáltico, para el control del endurecimiento por envejecimiento, evaluando los cambios, físicos, químicos y reológicos que experimente el material a diferentes estados de envejecimiento.

2. Materiales & Métodos

2.1 ligante Asfáltico

Se utilizó un ligante asfáltico control CA24, PG 70-22 provisto por Shell Bitumen, cuya caracterización puede observarse en la Tabla 1.

Provisión Ligante asfáltico	Shell Bitumen		
Visc./Grado de Penetración/PG	CA 24	60/80	PG 70-22
	Resultados	Especificación	Norma
<i>Penetración 25°C, 100gr, 5s., (0.1mm)</i>	61	<i>Mín.60 - Máx.80</i>	<i>NCh 2340-99</i>
<i>Punto de Ablandamiento (A&B), (°C)</i>	50	<i>Informar</i>	<i>NCh 2337-98</i>
<i>Ductilidad 25°C (cm)</i>	>150	<i>Min. 100</i>	<i>NCh 2342-99</i>
<i>Punto de inflamación en copa abierta</i>	298	<i>Min. 232</i>	<i>NCh 2338-98</i>
<i>Solubilidad en tricloroetileno (%)</i>	>99	<i>Min. 99</i>	<i>NCh 2341-99</i>
<i>Índice de Penetración (IP)</i>	-0,7	<i>-1,0 a +1,0</i>	<i>A&B/Pen</i>
<i>Viscosidad Absoluta 60°C (P)</i>	3.073	<i>informar</i>	<i>NCh 2336-98</i>
<i>Viscosidad Cinemática 135°C (P)</i>	4,8	<i>informar</i>	<i>NCh 2335-98</i>
Residuo después de RTFOT (RollingThin Film Oven)			
<i>Pérdida por calentamiento (%)</i>	0,2	<i>Max. 0.8</i>	<i>NCh 2346-99</i>
<i>Penetración 25°C, 100gr, 5s., (0.1mm)</i>	36	<i>Min. 54</i>	<i>NCh 2340-99</i>
<i>Ductilidad 25°C (cm)</i>	>150	<i>Min. 100</i>	<i>NCh 2342-99</i>
<i>Índice de Durabilidad (ID)</i>	2,3	<i>Max. 3.5</i>	<i>Residuo/Original</i>
<i>Viscosidad Absoluta 60°C (P)</i>	7.200	<i>informar</i>	<i>NCh 2336-98</i>
<i>Viscosidad Rotacional 120 °C, S21, 30 rpm, 68,1 %Torque, (cP)</i>	1.135	<i>informar</i>	<i>ASTM D4402-06</i>
<i>Viscosidad Rotacional 135 °C, S21, 90 rpm, 88,1 %Torque, (cP)</i>	489	<i>informar</i>	<i>ASTM D4402-06</i>
<i>Viscosidad Rotacional 150 °C, S21, 100 rpm, 48,0 %Torque, (cP)</i>	240	<i>informar</i>	<i>ASTM D4402-06</i>

Tabla 1 Caracterización Ligante Asfáltico

2.2 Recolección & preparación de las muestras

La principal cepa cultivada en Chile corresponde a la variedad tinta Cabernet Sauvignon, representado un 57% de la plantación total de uva tinta de Chile (28), por lo cual fue seleccionada para realizar este estudio. El orujo de Cabernet Sauvignon fue provisto por la Viña Aquitania, ubicada en la zona central de Chile. El material fue recolectado directamente desde la prensa post proceso de vinificación y almacenado en porciones a 24°C hasta que fuese requerido.

Cada vez que fue realizada una modificación de ligante asfáltico incorporándole orujo, una porción de este material era secada en horno a 40°C durante aproximadamente 9 días hasta alcanzar contenidos de humedad bajo 5%. El orujo seco era molido y tamizado recuperando la fracción pasante malla ASTM N°100. Este polvo fino constituyó el preparado antioxidante, en adelante P-Aox, el cual era adicionado al ligante asfáltico como modificador antioxidante. Cada vez que se realizó una modificación de ligante asfáltico, se controló la capacidad antioxidante del P-Aox, de acuerdo a su Oxygen Radical Absorbance Capacity (ORAC $\mu\text{mol TE/g}$) siguiendo el protocolo descrito por Wu et al(29).

2.3 Modificación del ligante asfáltico con el P-Aox

El ligante asfáltico era calentado alrededor de 95°C para alcanzar viscosidades del orden de 7.000- 8.000 P que permitieran realizar una mezcla homogénea. Posteriormente se adicionaba el P-Aox en forma de polvo y se mezclaba durante 5 a 10 minutos hasta obtener una mezcla homogénea. Este mismo proceso se realizó para la muestra control sin adicionar P-Aox para homogenizar la historia térmica de las muestras. Se prepararon muestras con 5%, 10% y 20% de P-Aox en peso. (En adelante Cs5%, Cs10% y Cs20% respectivamente). La muestra control corresponde a ligante asfáltico puro, denominado en adelante Cs0%. Todas las muestras fueron realizadas en triplicado, los resultados presentados corresponden al promedio de las muestras.

2.4 Proceso de envejecimiento de las muestras

Las muestras fueron controladas en tres estados de envejecimiento: Sin envejecer (Original), post envejecimiento de corto plazo según procedimiento envejecimiento de película delgada en horno rotatorio (RTFOT), de acuerdo a estándar AASHTO T-240(30), y post envejecimiento a largo plazo según ensayo PressureAgingVessel (PAV), de acuerdo a estándar AASHTO R-28 (31).

2.5 Control de efectos en las propiedades reológicas del material

Se realizó la caracterización por grado de desempeño de acuerdo a la metodología SHRP (32-34). Adicionalmente se llevó a cabo un barrido de frecuencia utilizando un reómetro de corte dinámico, a los niveles de deformación seleccionados para asegurar un comportamiento lineal de las muestras. Esto permitió obtener los valores de G^* y δ para las temperaturas de -10°C, 0°C, 10°C, 20°C, 40°C y 50°C y observar los cambios en el módulo complejo (G^*) y los parámetros de ahuellamiento ($G^*/\sin\delta$) y fatiga ($G^*\sin\delta$) bajo diferentes condiciones de envejecimiento, (Original, Envejecido RTFO y Envejecido PAV).

3. Análisis de resultados

3.1 Caracterización P-AOX

Los resultados muestran que el P-Aox posee una elevada capacidad antioxidante, lo que coincide con lo reportado por Moure et al. (22). Cuando se analizó la capacidad antioxidante del P-Aox, se observó un promedio de capacidad de absorbancia de radical oxígeno (ORAC) entre muestras de un mismo lote de $664,08 \pm 30,82 \mu\text{mol TE/g}$, con un coeficiente de variación (COV) de 4,64%(Figura 1). Para muestras de diferentes lotes, la capacidad de absorbancia de radical oxígeno promedio ascendió a $650 \pm 118,92 \mu\text{mol TE/g}$, con un COV de 18,27% (Figura 1). Este aumento del COV se debe a la diferencia entre la proporción de pepas y piel de cada lote.1.

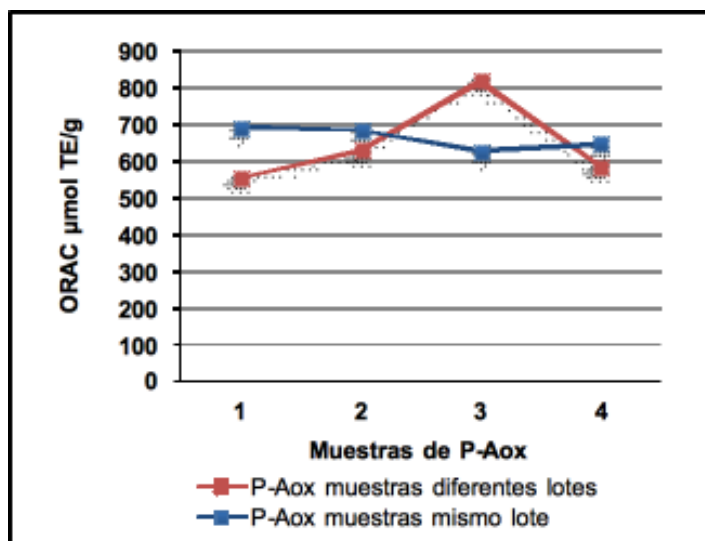


Figura 1 Capacidad antioxidante de muestras de P-Aox.

Para comprobar lo anterior, se analizó por separado la el aporte de capacidad antioxidante de la piel y las pepas, observando que el contenido de pepas de la muestra total representa el 52,95% en peso de materia seca (Tabla 2). Éstos resultados concuerdan con los reportados por Maier et al. (24), quienes observan que las pepas de orujos de uva de diferentes cultivares representan entre

el 38% y 52% del total de la muestra. Por otra parte, se observó que la capacidad antioxidante de las pepas es 2,3 veces mayor que la capacidad antioxidante de la piel, por lo que una pequeña variación en la proporción de pepas en la muestra puede variar en forma importante la capacidad antioxidante del P-Aox.

	ORAC $\mu\text{molTE/g}$	% en peso de materia seca	Contribución ORAC
Piel	440,7	47,05%	207,35
Pepas	1.016,59	52,95%	538,28
Orujo			745,63

TABLA 2 Proporción en peso y capacidad antioxidante de pepas y piel en muestras de P-Aox.

Respecto del tiempo de secado en horno a 40°C, para obtener humedades bajo el 5% se observó que se requiere entre 9 a 11 días (Porcentaje de humedad promedio 3,2% + 0,648; COV=20,32%), sin embargo pudo observarse que aumentar el tiempo de secado no influye significativamente en la capacidad antioxidante del modificador. El promedio observado de la capacidad antioxidante de las muestras fue de ORAC 625,58 $\pm$ 99,52, con un COV of 15,91%, (Figura 2).

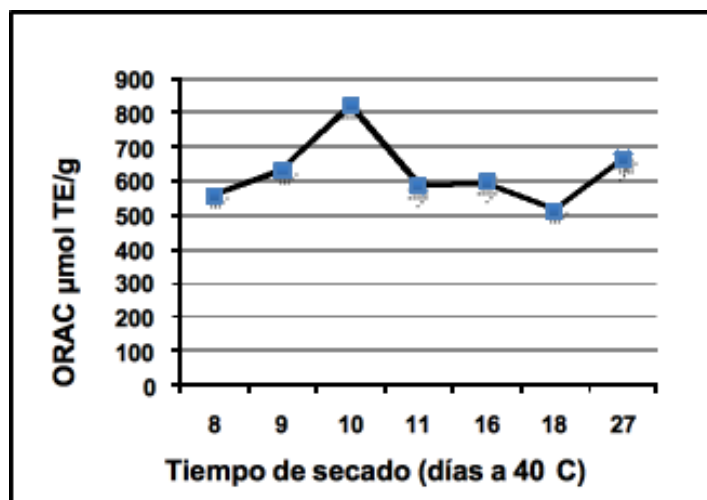


FIGURA 2 Capacidad antioxidante de P-Aox versus tiempo de secado de muestras de orujo.

3.4 Resultados propiedades reológicas

Con respecto a la rigidez (G^*) de las muestras post tratamiento de envejecimiento de corto plazo, se puede observar que para todas las temperaturas estudiadas, la muestra control presentó valores de módulo complejo siempre mayores que los evidenciados por las muestras tratadas con P-Aox (Figura 3). Estos resultados sugieren que la adición de P-Aox reduce los efectos del envejecimiento de corto plazo, dando como resultado ligantes asfálticos menos rígidos (12%-47%) post condición de envejecimiento. Esta disminución en la rigidez post tratamiento de en-

vejecimiento de corto plazo es más significativa a temperaturas comprendidas en el rango 20°C, -10°C (Figure 5b, c, d, e). Estos resultados son interesantes debido a que en este rango de temperaturas el ligante asfáltico es más propenso a agrietarse. La muestra Cs20% presenta una disminución en el módulo complejo para las temperaturas de 0 y -10°C (Figura 5d y 5e) post envejecimiento de corto plazo. Esto sugiere que un 20% de adición de P-Aox, puede ser un exceso.

Estudios posteriores relacionados con mezcla asfáltica son convenientes para verificar como afecta esta relajación del material a baja temperatura en el desempeño del pavimento.

Al analizar los resultados obtenidos post tratamiento de envejecimiento de largo plazo se puede observar que las muestras con adición de 10 y 20% de P-Aox mostraron valores de G^* menores que la muestra control. Para la muestra con 5% de adición de P-Aox, los valores de G^* observados fueron similares a los de la muestra control en las temperaturas de borde de este estudio (Figure 5 a, d, e). Esto sugiere que un 5% de adición de P-Aox puede ser insuficiente, aun cuando se observa una reducción en el rango de temperaturas medias (10 y 20°C). Por otro lado, la muestra con adición de un 10% de P-Aox, mostró mejoras respecto de la resistencia al envejecimiento para todas las temperaturas estudiadas post tratamientos de envejecimiento tanto de corto como largo plazo, sin evidenciar el efecto de relajación a baja temperatura presentado en la muestra con 20% de adición (Figure 5d, e), lo que sugiere que un 10% sería una mejor proporción de adición de P-Aox.

Los resultados obtenidos al evaluar el Parámetro de Fatiga ($G^* \sin \delta$) post tratamiento de envejecimiento de corto plazo, son similares a los observados con el modulo Complejo (Figura 4), es decir, las muestras con adición de P-Aox mostraron una rigidez menor que la muestra control, lo que sugiere que la adición de P-Aox mejora la resistencia a la fatiga post envejecimiento de corto plazo. Estos resultados concuerdan con los reportados por Apeagyei(20). Por otra parte, el efecto de relajación a baja temperatura de la muestra Cs20% fue confirmado (Figura 4c, d).

En el caso del envejecimiento de largo plazo, los resultados muestran que las muestras con 10% y 20% de adición de P-Aox evidenciaron rigideces menores que la muestra control en todas las temperaturas estudiadas (ej. 20% y 24% at 20°C respectivamente) (Figura 4). Sin embargo, a baja temperatura (0°C, -10°C), un 5% de adición de P-Aox no mostró mejoras respecto de la resistencia al envejecimiento (Figura 4c, d). En consecuencia, para un 5% de concentración de P-Aox, los resultados observados en el parámetro de fatiga fueron similares a los observados en la muestra control, confirmando los resultados observados para el módulo complejo (Figura 3d, e). Nuevamente, los resultados sugieren que un 10% de concentración de P-Aox, sería una alternativa factible para mejorar la resistencia al envejecimiento del ligante asfáltico debido a que reduce el parámetro de fatiga post tratamientos de envejecimiento para todas las temperaturas estudiadas

Por otra parte, al analizar la resistencia al ahuellamiento, se observó que las muestras con adición de P-Aox siguieron una tendencia similar a los resultados reportados por Apeagyei(20). En este caso, el parámetro de ahuellamiento ($G^* / \sin \delta$) fue menor para muestras con adición de P-Aox que el observado en la muestra control (Figura 5).

Pudo observarse además que esta diferencia se incrementa a medida que la temperatura de ensayo decrece (Figura 5b, c). En este punto, cabe recordar que el ahuellamiento es un deterioro que se produce en el pavimento cuando este se encuentra sometido a alta temperatura o a cargas lentas, es decir cuando su comportamiento es mayormente viscoso. En este entendido, si se observa el parámetro de ahuellamiento a 50°C, puede comprobarse que muestras con 5% y 10% de adición de P-Aox presentan valores del parámetro de ahuellamiento similares a la muestra control (Figure 5a), lo que sugiere que muestras con un 5% y 10% de adición de P-Aox no tendrían un efecto negativo respecto de la resistencia al ahuellamiento.

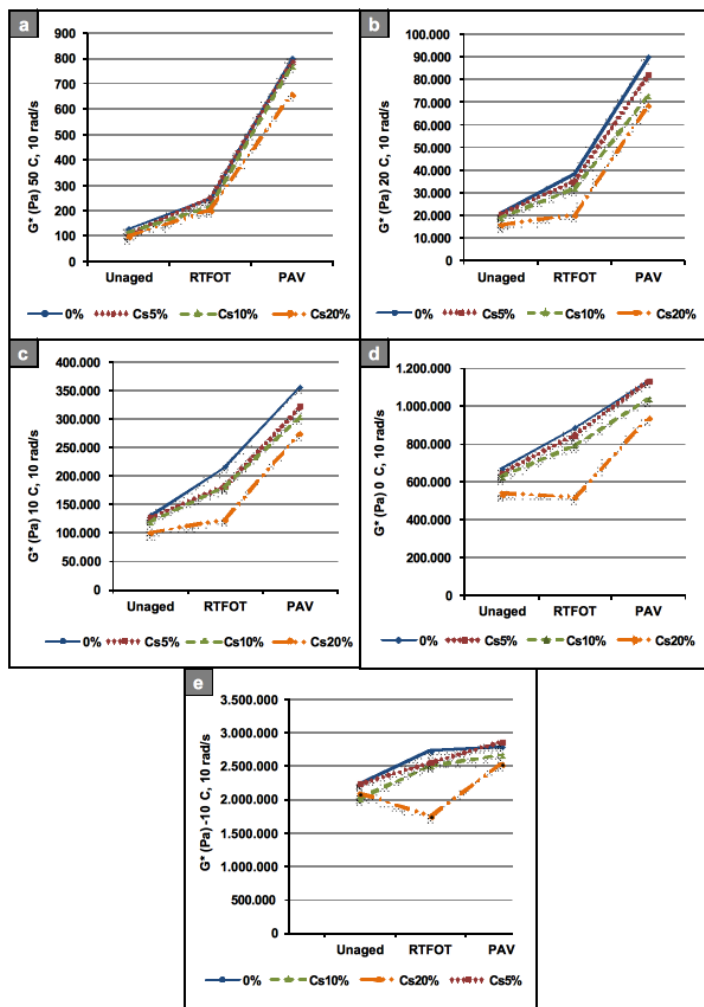


Figura 3 Cambios en G^* (10 rad/s) post tratamientos de envejecimiento a diferentes temperaturas: a) 50°C; b) 20°C; c) 10°C; d) 0°C and e) -10°C.

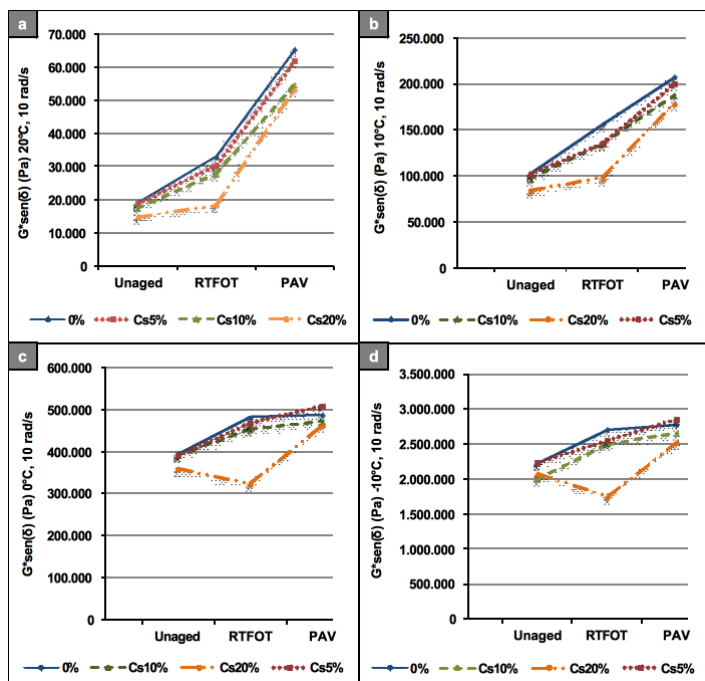


Figura 4 Cambios en $G^*sen\delta$ (10 rad/s) post tratamientos de envejecimiento a diferentes temperaturas: a) 20°C; b) 10°C; c) 0°C and d) -10°C

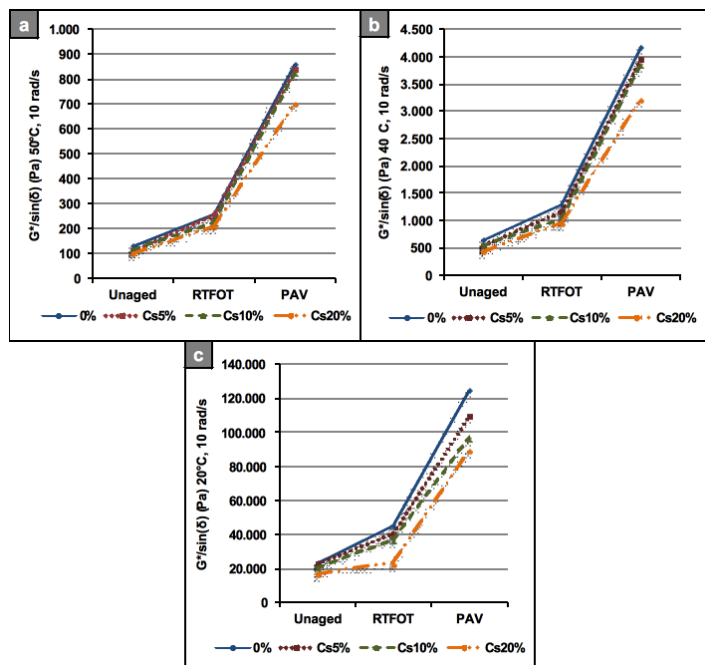


Figura 5 Cambios en $G^*/sin\delta$ (10 rad/s) post tratamientos de envejecimiento a diferentes temperaturas: a) 50°C; b) 40°C; and c) 20°C.

Finalmente, respecto de la caracterización por grado de desempeño, los resultados indican que los cambios reológicos inducidos por la adición de P-Aox al ligante asfáltico, no modifican su caracterización de acuerdo a los estándares SHRP. Tanto la muestra control, como las muestras con adición de P-Aox corresponden a un PG 70-22. Sin embargo, los efectos observados en los parámetros estudiados sugieren que las muestras modificadas con P-Aox podrían presentar un mejor desempeño frente a la resistencia al agrietamiento respecto de la muestra control. Las muestras tratadas con P-Aox presentan entre un 25 y 40% de reducción en el parámetro de fatiga (Figura 6a) y alrededor de un 22% de incremento del valor m post tratamiento de envejecimiento de largo plazo (Figura 6b). Este último parámetro sugiere mejoras respecto de la capacidad del material de relajar tensiones a baja temperatura. Por otra parte, como ya fuera mencionado anteriormente, se confirma una pequeña reducción en el parámetro de ahuellamiento que alcanza valores entre 5% y 12% para muestras con 5% y 10% de adición de P-Aox respectivamente, lo cual como ya se explicara, no causaría un efecto negativo.

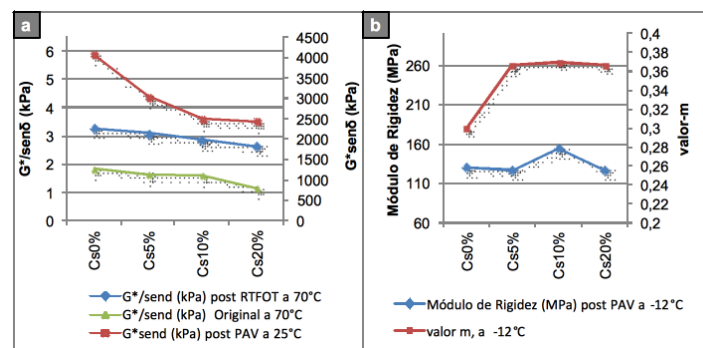


Figura 6 Parámetros de caracterización por Grado de Desempeño (PG). a) Comparación entre parámetros de ahuellamiento y fatiga; b) Resultados del test de viga reométrica de flexión (BBR) a -12 °C y 60 s de carga en creep y pendiente de la curva del logaritmo del la rigidez en creep versus el logaritmo del tiempo (m -value) post envejecimiento de largo plazo (PAV).

Conclusiones & Recomendaciones

El orujo de uva proveniente de cepa Cabernet Sauvignon, utilizado como antioxidante para ligante asfáltico en este estudio, reduce el endurecimiento por envejecimiento tanto de corto como largo plazo. En el presente estudio se observó que la adición del preparado antioxidante no modifica la clasificación por grado de desempeño de acuerdo a los estándares SHRP, sin embargo, cambios significativos en el módulo complejo, el parámetro de fatiga y el valor m , constituyen mejoras con respecto a la resistencia al agrietamiento del ligante asfáltico. Por otra parte, los resultados para las distintas pruebas realizadas sugieren que un 5% de adición del preparado antioxidante no es suficiente para obtener mejoras en la resistencia al envejecimiento del ligante asfáltico post envejecimiento de largo plazo para las temperaturas de borde estudiadas (-10°C, 0°C y 50°C). Se observa además que aun cuando un 20% de adición de preparado antioxidante provocó las mejoras más significativas respecto de la reducción del endurecimiento por envejecimiento, este porcentaje de adición también presentó un efecto de relajación a baja temperatura post envejecimiento de corto plazo. Finalmente, las muestras con adición de 10% de preparado antioxidante mostraron un comportamiento óptimo, toda vez que presentaron mejoras respecto de la resistencia al endurecimiento por envejecimiento en todas las temperaturas estudiadas tanto para envejecimiento de corto como largo plazo. En consecuencia, los resultados obtenidos en este estudio sugieren que un 10% de adición de preparado antioxidante proveniente de orujo de cepa Cabernet Sauvignon, es una alternativa económicamente factible y amigable con el medio ambiente para reducir el endurecimiento por envejecimiento del ligante asfáltico. Mayor investigación es necesaria para validar estos resultados incluyendo otros ligantes y pruebas en mezcla asfáltica, que permitan además entender el mecanismo de relajación del material observado a baja temperatura y sus implicancias en el desempeño del pavimento.

Agradecimientos

Los autores desean agradecer a Johan Wolterboer de Altravie quien presentó la idea de esta investigación y Profesor Dr. Federico Leighton quien asistió con la interpretación de ensayos químicos. Nuestros agradecimientos se extienden también a la Pontificia Universidad Católica, RESTMAT, LNV, Viña Aquitania y Shell Bitumen, a CONICYT a través del financiamiento otorgado por el proyecto FONDECYT 1131016. A. Calabi-Floody agradece los aportes en becas de apoyo para los estudiantes de doctorado otorgados por CONICYT Chile y a la Universidad de la Frontera.

Referencias

1. Lesueur D. The colloidal structure of bitumen: consequences on the rheology and on the mechanisms of bitumen modification. *Advances in Colloid and Interface Science*; 145: 42-82, 2009.
2. Krichma, L. C., and Gagle, D. W., 1974, A U.S.A. History of asphalt refined from crude oil and its distribution, *Asphalt Paving Technologist*, 43A, 25-28, 1974.
3. Read, J., & Whiteoak, D. The shell bitumen handbook (5th Edition ed.). London: Thomas Telford Publishing. (2003).
4. Petersen, J. C. A dual, sequential mechanism for the oxidation of petroleum asphalt. *Petroleum Science and Technology*, 16(9&10), 1023-1059. (1998).
5. van Gooswilligen, G., de Bats, F., Berger, H. Oxidation of bitumen in various tests. 3th Eurobitume Symposium. Volume I, 96-101. La-Haye. (1985).
6. Thenoux G, Bell C A, Wilson J E. Evaluation of Physical and Fractional Properties of Asphalt and their Interrelationship. *Transportation Research Record* N° 1171, 1171; 82-97. (1988).
7. Airey, G. State of the art report on ageing test methods for bituminous pavement materials. *The international Journal of pavement engineering*, 4, 165-176. (2003).
8. Lu X, Isacson U. Effect of ageing on bitumen chemistry. *Construction and Building Materials*; 16:15-22. (2002).
9. Apeagyei, A. Antioxidant treatments for asphalt binders and mixtures. Doctorate Thesis. University of Illinois Urbana-Champaign; (2006)
10. Ouyang, C., Wang, S., Zhang, Y., y Zhang, Y. Improving the aging resistance of asphalt by addition of Zinc dialkyldithiophosphate. *Fuel*, 85, 1060-1066. (2006).
11. Bell, C. Aging of asphalt-aggregate systems, Summary report, Project A-305. Strategic Highway Research Program (1989).
12. Bishara S, Robertson R, Mahoney D. Lignin as an antioxidant: a limited study on asphalt frequently used on Kansas roads. *Transportation Research Board*, 85th Annual Meeting; CD - 06-0254. (2006)
13. Petersen J.C., Chapter 14 Chemical Composition of Asphalt as Related to Asphalt Durability, In: Teh Fu Yen and George V. Chilingarian, Editor(s), *Developments in Petroleum Science*, 40B, 363-399. (2000)



14. Mill T, Tse D, Loo B. Yao D, Canavesi E. Oxidation pathways of asphalt. Prepr. ACS Div. Fuel Chemistry; 37:1367-1375. (1995)
15. Asphalt Institute. The asphalt handbook MS-4 (Séptimaedición.).USA. (2007).
16. Bianchetto, H., Miró, R., Pérez-Jiménez, F. y Martínez, A. H..Effect of calcareous fillers on bituminous mix aging. Transportation Research Record 1998, 140-148. (2007)
17. Apeageig A, Buttlar W, Dempsey B. Investigation of cracking behavior of antioxidant-modified asphalt mixtures.Association of Asphalt Paving Technologists, 83rd Annual Meeting, T-015 Philadelphia, Pennsylvania. (2008)
18. Roque, R., Birgisson, B., Drakos, C. Y Sholar, G. Final Report: Guidelines for use of modified binders.Department of Transportation, Florida: UF Proyect N° 4910-4504-964-12. (2005).
19. Oliver, J. W. Results of road trials of two asphalt antioxidants. Transportation Research Record (1488), 96-102. (1995).
20. Apeageyi A. Laboratory evaluation of antioxidants for asphalt binders. Construction and Building Materials; 25: 47-53. (2011)
21. Williams C, McCready N. The utilization of agriculturally derived lignin as an antioxidant in asphalt binder.Center for Transportation research and Education Iowa State University, CTRE Project 06-260.(2008)
22. MoureA , Cruz JM, Franco D, Dominguez JM, Sineiro J, Dominguez H, Nuñez MJ, Parajo JC. NatualAntioxdants from residual sources. Food Chemistry;72:145-171. (2001)
23. FAOSTAT, Food and Agriculture Organization of the United Nations. FAOSTAT.FAO Statistical database.[Online] 8 4, 2012. [Cited: 8 4, 2012.] <http://www.fao.org/>.
24. Maier T, Schieber A, Kammerer D, Carle R. Residues of grape (vitisvinifera L.) seed oil production as a valuable source of phenolic antioxidants. Food Chemistry;112: 551-559.(2009)
25. Goñi I, Martín N, Saura-Calixto F. In vitro digestibility and intestinal fermentation for grape seed and peel. Food Chemistry; 90: 281-286. (2005)
26. Ruberto, G., Renda, A., Daquino, C., Amico, V., Spatafora, C., Tringali, C., et al. Poliphenol constituents and antioxidant activity of grape pomace extracts from five Sicilian red grape cultivars. Food Chemistry , 100, 203-210. (2007).
27. Lafka, T.-I., Sinanoglou, V., &Lazos, E. S. On the extraction and antioxidant activity of phenolic compounds from winery wastes. Food Chemistry , 104, 1206-1214. (2007).
28. Wines of Chile. [Online] [Cited: 12 4, 2012.] <http://www.winesofchile.org/espanol/>.
29. Wu X, Gu L, Holden J, Haytowitz DB, Gebhardt SE, Beecher G, Prior RL. Development of a database for total antioxidant capacity in foods: a preliminary study. Journal of Food Composition and Analysis; 17: 407-422. (2004)
30. AASHTO T-240.Standard Method of Test for Effect of Heat and Air on a Moving Film of Asphalt Binder (Rolling Thin-Film Oven Test).American Association of State Highway and Transportation Officials. (2009).
31. AASHTO R-28 .Standard Practice for Accelerated Aging of Asphalt Binder Using a Pressurized Aging Vessel (PAV).American Association of State Highway and Transportation Officials. (2009).
32. AASHTO MP1. Standard Specification for Performance Graded Asphalt Binder. American Association of State Highway and Transportation Officials. (1998)
33. AASHTO T-315. Standard Method of Test for Determining the Rheological Properties of Asphalt Binder Using a Dynamic Shear Rheometer (DSR).American Association of State Highway and Transportation Officials. (2009)
34. AASHTO T- 313 .Standard Method of Test for Determining the Flexural Creep Stiffness of Asphalt Binder Using the Bending Beam Rheometer (BBR).American Association of State Highway and Transportation Officials. (2009)



Evaluación del Comportamiento de la Fatiga de una Mezcla de Concreto MR-45 MPa con Adición de Polipropileno. Evaluation of Fatigue Behavior of Concrete MixMR-45MPa with Adicion to Polipropileno.

Ing. Ana Luisa Elizondo Salas.

**Unidad de Desarrollo y Actualización de Especificaciones Técnicas
PITRA-LanammeUCR, Universidad de Costa Rica.**

**Sukti Monge Morales.
Ingeniera Civil.**

**Ing. Luis Guillermo Loría.Ph.
Cordinador General, Programa de Infraestructura y Transporte,
PITRA- _LanammeUCR, Universidad de Costa Rica**

**Ing.Alejandro Navas Carro. M.Sc.
Director, LanammeUCR, Universidad de Costa Rica**

ana.elizondosalas@ucr.ac.cr , phone 2511-2541, fax 2511-4440

INFORMACIÓN DEL ARTICULO

Historial del
artículo:

Recibido
29-07-2013

Aceptado
15-11-2013

Publicado
20-12-2013

Palabras Claves:
Fatiga
Módulo de Rotura
Polipropileno

Resumen

Este artículo presenta los resultados obtenidos de un estudio realizado para elaborar un modelo de fatiga para un concreto hidráulico con adición de fibra de polipropileno. (Referencia Monge M, Sukti (2013)).

Considerando que el daño más común en los pavimentos es la fatiga causada por cargas repetitivas de vehículos, y que Costa Rica no cuantifica este daño, nace la necesidad de poner en práctica una prueba que permita a los diseñadores considerar la capacidad del material a la acción dinámica de los vehículos, para asegurar la vida útil para la que fue diseñado.

Para esto, se propuso una mezcla de hormigón hidráulico con módulo de ruptura de 4,5 MPa, típicos en Costa Rica, se determinó el porcentaje óptimo de la fibra de polipropileno, y se sometió a ensayo de fatiga, con el fin de obtener un modelo de la optimización del diseño y el análisis de rígido pavimentos. De los resultados obtenidos, donde se compara, bajo condiciones especificadas, hormigón convencional con hormigón con polipropileno, se concluye que este último tiene un mejor comportamiento a la fatiga, al menos para aplicaciones cercanas al esfuerzo a la rotura del material, y exhibe una mayor tenacidad pues su módulo de elasticidad disminuye. Por otra parte, la incorporación de polipropileno no reduce el espesor del elemento estructural, por lo que se debe considerar los costes asociados con su incorporación.

A pesar de que se estableció un modelo de de fatiga para las condiciones específicas dadas, es necesario que se depure y calibre haciendo más pruebas, con el fin de simular de manera más realista el comportamiento de los pavimentos rígidos en Costa Rica.



INFORMACIÓN DEL ARTICULO

Article history:

Received
29-07-2013
Accepted
15-11-2013
Available
20-12-2013

Keywords:
Fatigue
Modulus of
Rupture
Polypropylene

Abstract

This article presents the results of a study to develop a fatigue model for hydraulic concrete with polypropylene fiber addition. (Reference Monge M, Sukti (2013)).

Whereas the most common damage in pavements is fatigue caused by repetitive loading of vehicles, and that Costa Rica does not quantify this damage, comes the need to implement a test that allows the designers to consider the ability of the material vehicle dynamics to ensure the life for which it was designed.

For this, were proposed a hydraulic concrete mixture with modulus of rupture of 4,5 MPa typical in Costa Rica, it determines the optimal percentage of polypropylene fiber, which was subjected to fatigue testing in order to obtain a model optimizing the design and analysis of rigid pavements. From the results obtained, which compares, under specified conditions, conventional concrete with reinforced polypropylene, it is concluded that the latter has a better fatigue behavior, at least for applications near the stress at break of the material, and exhibits greater tenacity as its modulus of elasticity decreases. Moreover, the incorporation of polypropylene does not reduce the thickness of the structural element, so that one should consider the costs associated with their incorporation.

Although established fatigue model for the specific conditions given, it is necessary to debug and calibrate more testing, in order to more realistically simulate the behavior of rigid pavements in Costa Rica.

1. Introducción

El problema específico

La capa de ruedo asfáltica (en concreto hidráulico o asfáltico), es el elemento del pavimento que debe resistir los efectos del tránsito, factores climáticos, deformaciones y agrietamientos sin perder su capacidad estructural. Un tipo de deterioro usual que se presenta en los pavimentos es el agrietamiento por fatiga, el cual se produce cuando éstos se someten a cargas repetitivas de tránsito, sin embargo en nuestro país no se realizan pruebas para cuantificar el daño por fatiga, por lo que surge la necesidad de implementar un ensayo que permita al diseñador de pavimentos tomar en cuenta la capacidad del material frente a la acción dinámica de los vehículos.

A nivel mundial se emplean distintos modelos de fatiga para el diseño de pavimentos rígidos como lo son el modelo incluido en la MEPDG (Mechanistic empirical Pavement Design Guide) de la AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials), el modelo PCA (Portland Cement Association), el modelo de cero mantenimiento (Federal Highway Administration) y el modelo calibrado mecanicista (US Army Corps of Engineers); estos modelos fueron calibrados bajo condiciones distintas a las que se presentan en el país, por lo que resulta evidente la necesidad de crear un modelo que refleje las características reales de los materiales utilizados en Costa Rica.

Por otro lado, para optimizar el diseño de pavimentos normalmente se busca reducir el espesor de las capas que lo conforman, sin comprometer la capacidad estructural del elemento, pues esto implica una disminución en los costos. En este sentido, en la última década se ha incrementado el uso de fibras no estructurales para modificar el concreto y lograr reducir el espesor de las losas de pavimento, sin embargo el tema no ha sido investigado ampliamente y se requiere estudiar el comportamiento mecánico de ambos materiales para su uso.

Debido al vacío existente en cuanto a la inclusión de la fatiga en la vida útil del pavimento, en este proyecto de investigación, se pretende desarrollar una herramienta para evaluar el desempeño de los pavimentos rígidos a largo plazo y de esta manera mejorar la calidad de la infraestructura vial del país.

Importancia

Nuestro país se encuentra en vías de desarrollo, y por tanto es de suma importancia que la infraestructura de caminos se encuentre en óptimas condiciones de operación para lograr movilizar la mayor cantidad de productos, mercancías y personas, por medio de la red vial de una manera eficiente. Es así como, este proyecto

contribuirá al mejoramiento del diseño de pavimentos rígidos en el país, lo cual representa una ventaja a largo plazo pues al incorporar conocimientos en materia de fatiga se puede asegurar la vida útil de los pavimentos a nivel nacional y sentar un precedente para iniciar la investigación en otros materiales utilizados en pavimentos como lo son las bases estabilizadas, comúnmente utilizadas para la construcción de carreteras con pavimento asfáltico.

Algunos autores han señalado que el uso de fibras sintéticas en el concreto asfáltico resulta beneficioso para incrementar la resistencia a la fatiga, ya que las fibras incrementan la capacidad a flexión de la mezcla y contribuyen a una mayor duración del concreto. (Pujadas, 2009; Mendoza, Aire y Dávila, 2011). El propósito de este proyecto consiste precisamente, en incorporar los beneficios brindados por la tecnología de los polímeros en los pavimentos rígidos con el fin de mejorar su desempeño, así como reducir los costos de construcción y mantenimiento de las carreteras.

Los resultados generados a partir de la calibración del modelo de fatiga serán tomados por el LanammeUCR para impulsar la creación de una ley de fatiga del concreto en Costa Rica que sirva de insumo para regular la construcción de los pavimentos rígidos construidos en el país.

Antecedentes

En las últimas décadas se ha popularizado el uso de fibras sintéticas en el concreto como lo son el polipropileno, el poliestireno y la fibra de vidrio. Varios estudios al respecto son:

US Army Corps of Engineering, el American Concrete Institute y la American Society for Testing Materials, (Pujadas, 2009): están estudiando el comportamiento del concreto modificado con fibras como material de construcción quienes han publicado normas y métodos de experimentación al respecto.

State of the art report on fiber reinforced concrete del American Concrete Institute (ACI), Estados Unidos: contiene una revisión de las fibras utilizadas en el concreto, incluyendo el polipropileno, donde se realiza una descripción de diversos tipos de fibras, cómo dosificarlas, comparación de propiedades físicas, posibles aplicaciones y algunas consideraciones de diseño. Sugiere el uso de fibras para el control de agrietamiento en hormigón reforzado. Durability of polypropylene fibre reinforced concrete. España (Pujadas, 2009): analizó la influencia que tiene la adición de fibras de polipropileno en el control de fisuración del concreto. Indica que “La incorporación de fibras al hormigón mejora la respuesta frente a la fisuración y reduce su fragilidad, al mismo tiempo que gana tenacidad, resultando adecuado para sobrellevar acciones dinámicas o prevenir situaciones donde se requiera el control de los procesos de fisuración. El incremento de resistencia a la fatiga, resist-

encia al impacto y reducción de la permeabilidad, contribuyen a una mayor duración del hormigón beneficiando a largo plazo los costos asociados por mantenimiento”.

Comportamiento a la fatiga de una mezcla de concreto MR-3.5 MPa para pavimento con fibras plásticas, Colombia Boada y Pérez (2010): evaluaron el comportamiento del concreto con tres tipos de fibras plásticas: polipropileno, caucho y tiras de bolsas de leche en diferentes porcentajes de adición. Se realizaron ensayos estáticos a probetas de concreto donde se observó una reducción en la capacidad a compresión de las mezclas con fibras, mientras que la resistencia a flexión aumentó con respecto a la mezcla de control. Estas tendencias se mantuvieron constantes para los tres polímeros, lo cual sugiere que el concreto con fibras resultó ser más dúctil que el concreto sin fibras.

Concreto Reforzado con Fibras de Polipropileno, Costa Rica, Koss (2001): estudió el concreto reforzado con fibras de polipropileno. “La ganancia en f'_c debido a las fibras no es significativa, por lo que se puede afirmar que no contribuyen de manera apreciable al incremento de la resistencia a la compresión del concreto” (Koss, 2001). Además, se obtuvo un módulo de ruptura mayor para las vigas con contenido de fibras. En la misma investigación se intentó incorporar el concepto de fatiga mediante la falla de losas de concreto sometidas a cargas de impacto. Se montó un ensayo básico empleando una polea y un peso para golpear las losas y se procedió a contar el número de golpes necesarios para llegar a la falla. Los elementos con fibras de polipropileno se mostraron más resistentes al impacto.

Diseño Experimental de un Concreto Reforzado con Fibras de Vidrio para Uso en Losas de Pavimento, Costa Rica, Sánchez (1985): realizó un informe de concreto reforzado con fibras de vidrio para uso en losas de pavimento. encontró que la adición de fibras resulta ventajosa para los pavimentos, pues aún cuando se pierde resistencia a la compresión se incrementa la capacidad a flexión de la losa.

Los estudios realizados con respecto a la implementación de ensayos referenciados a una norma de fatiga en el concreto son escasos. Se tiene por ejemplo el estudio Cumulative fatigue damage analysis of concrete pavement using accelerated pavement testing results Estados Unidos, Rao y Roesler (2005), donde compilaron en un documento los principales modelos de fatiga que se utilizan actualmente para el diseño de pavimentos. Se incluye cómo está definida la falla por fatiga según el modelo y el punto de la losa donde se calcularon los esfuerzos que generaron las ecuaciones de las curvas de fatiga.

Existe una publicación en la cual se desarrollan los procedimientos para ejecutar pruebas de módulo y fatiga en materiales cementados (para bases estabilizadas) realizada por Austroads (Australian and New Zealand Road Transport and Traffic Authorities). Ambos ensayos se llevaron a cabo mediante la aplicación de carga en los tercios medios de vigas. A pesar de que el suelo y el concreto son

materiales con comportamientos mecánicos distintos, se tomaron en cuenta las recomendaciones de este informe como guía para la implementación del ensayo de módulo dinámico y de fatiga (consideraciones para el montaje del ensayo, porcentaje de carga aplicada, entre otros).

Objetivos del estudio

Considerando la problemática anterior, este estudio tienen la finalidad de evaluar el comportamiento a fatiga de una mezcla de concreto hidráulico con MR-4,5 MPa para pavimento, con adición de fibras de polipropileno. Para ello, se propone:

Determinar las propiedades de resistencia mecánica de una mezcla de concreto hidráulico MR-4,5 MPa, con adición de fibras de polipropileno.

Implementar en el LanammeUCR un ensayo de fatiga para concreto hidráulico MR-4,5 MPa, con adición de fibras de polipropileno. Elaborar un modelo de fatiga para el concreto hidráulico MR-4,5 MPa, con adición de fibras de polipropileno propio para Costa Rica. Realizar un diseño mecanicista del concreto hidráulico MR-4,5 MPa, a partir del modelo de fatiga.

Alcances y Limitaciones

Para la definición de la metodología de investigación, para establecer el alcance de la investigación, se consideraron los siguientes aspectos.

Los resultados del proyecto aplican solamente al diseño de mezcla y agregados utilizados y se refieren a un solo tipo de fibras de polipropileno (FibroMac 12) en tres dosificaciones distintas (0,1%, 0,2% y 0,3% del volumen de total de concreto). La investigación se enfocó meramente en el trabajo de laboratorio, no se buscaron correlaciones de los resultados con trabajo de campo.

El análisis de varianza de los resultados se realizó mediante pruebas ANOVA. La implementación de los ensayos de módulo dinámico y fatiga en el concreto se realizó siguiendo las recomendaciones del informe Preliminary Investigation of the Influence of Micro-cracking on Fatigue Life of Cemented Materials, de Austroads (2012).

En el diseño del pavimento rígido se consideran propiedades de materiales típicos de Costa Rica y los datos de la encuesta de carga realizada por el LanammeUCR para la Ruta 01 (sentido Cañas-San José) para un periodo de diseño de 20 años.

Se utilizó la metodología AASHTO 93 para el diseño de pavimento rígido y para la revisión por fatiga del concreto MR-4,5 MPa se utilizó el software ISLAB 2000.

Durante la revisión por fatiga del diseño mecanicista se tomó en cuenta un camión de diseño únicamente.

No se consideró el análisis económico del tipo costo-beneficio para determinar la factibilidad de uso de las fibras de polipropileno en el concreto para pavimento.

De igual forma, se consideraron las siguientes limitaciones para el desarrollo de este estudio:

Las pruebas de laboratorio realizadas dependieron de la disponibilidad de los equipos del LanammeUCR.

El personal técnico del LanammeUCR no tenía experiencia previa con ensayos de módulo dinámico o de fatiga en el concreto.

No se tiene certeza del comportamiento del concreto modificado con fibras, especialmente en cuanto a las variaciones con respecto a la resistencia a la compresión y a la flexión. La información de estudios previos realizados es contradictoria.

Todos los especímenes de los diferentes tratamientos debieron ser fabricados en coladas distintas debido a la capacidad máxima de la batidora y a la utilización de diferentes porcentajes de adición de fibra.

No fue posible verificar las mediciones de deformación registradas por las galgas extensométricas con las deflexiones en las vigas durante la falla para los ensayos de módulo dinámico.

Para el modelado del pavimento con el software de elemento finito no se considera el análisis por temperatura, ni variaciones en el comportamiento de la estructura del pavimento debido a las condiciones climáticas, ya que no se cuenta con datos fidedignos para realizar el análisis.

Metodología de investigación

Se siguieron tres etapas principales:

Fase teórica

Estudio y revisión de la información existente acerca del comportamiento mecánico del concreto modificado con fibras sintéticas y de la implementación de ensayos de fatiga en el concreto con y sin adición de fibras. La información se recopiló principalmente en trabajos finales de graduación, publicaciones en línea, documentos oficiales del organismos internacionales y en las normas de la American Society for Testing Materials (ASTM).

Fase experimental

Se caracterizaron los agregados y el cemento con los que se elaboraron las probetas de concreto para los ensayos estáticos y dinámicos.

Se siguieron los lineamientos indicados por las norma ASTM C33/ C33M (Standard Specification for Concrete Aggregates) para los ensayos del agregado, tanto para el fino como para el grueso. La caracterización del agregado fino incluyó las siguientes pruebas.

Para caracterizar el cemento que se utilizó en las mezclas de concreto se realizaron las siguientes pruebas:

Método de Ensayo Normalizado para la Consistencia Normal de un Cemento

Hidráulico (ASTM C187)

Método de Ensayo Normalizado para el Tiempo de Fragua de un Cemento (ASTM C191)

Método de Ensayo Normalizado para la Gravedad Específica de un Cemento Hidráulico (ASTM C188)

Método de Ensayo Normalizado para la Resistencia a Compresión de un Cemento Hidráulico (ASTM C305, ASTM C1437 y ASTM C109)

Con el fin de realizar los ensayos estáticos se fabricó una mezcla control según el diseño de mezcla y luego se realizaron otras tres mezclas con valores de adición de fibras de polipropileno distintos. Se fallaron tres especímenes a 7 días y otros tres a 28 días, por cada tipo de mezcla para cada uno de los ensayos. Se realizaron los siguientes ensayos para todos los tratamientos:

Método de Ensayo Normalizado para Resistencia a la Compresión de Especímenes Cilíndricos de Concreto (ASTM C39).

Método de Ensayo Normalizado para Resistencia a Flexión en Vigas de Concreto (ASTM C78).

Método Estándar de Ensayo para Módulo de Elasticidad Estático y Relación de Poisson del Concreto (ASTM C469).

Apartir de los resultados obtenidos en los ensayos estáticos se escogió el porcentaje de adición de fibra de polipropileno óptimo para el concreto y con este porcentaje se continuó trabajando para efectuar los ensayos dinámicos.

Módulo dinámico del concreto

Fatiga en vigas de concreto

Estos ensayos se realizaron tomando como referencia el informe de Austroads (2012) Preliminary Investigation of the Influence of Micro-cracking on Fatigue Life of Cemented Materials. Los ensayos dinámicos para concreto se implementaron por primera vez en el LanammeUCR, de ahí que se dio la necesidad de efectuar pruebas previas para calibrar el ensayo a la carga y frecuencia correcta. Con los resultados de los ensayos estáticos y dinámicos se calibró un modelo de fatiga para Costa Rica, que contempla las características de los agregados, el cemento y de las fibras de polipropileno

utilizados en la mezcla de concreto. Se obtuvo una curva donde se grafica el número de repeticiones de carga permisibles para que ocurra la falla por fatiga contra una razón del esfuerzo aplicado.

Fase analítica

Una vez obtenido el modelo de fatiga se realizó un diseño mecanicista utilizando el software ISLAB2000, por medio del cual se cal-

culan los esfuerzos y deformaciones de una losa de pavimento con secciones típicas aplicando las cargas de diseño deseadas.

Finalmente, se tomaron todos los resultados obtenidos en las diferentes fases del proyecto y se analizaron con base en los objetivos planteados. De esta manera se llegó a las conclusiones y recomendaciones del proyecto.

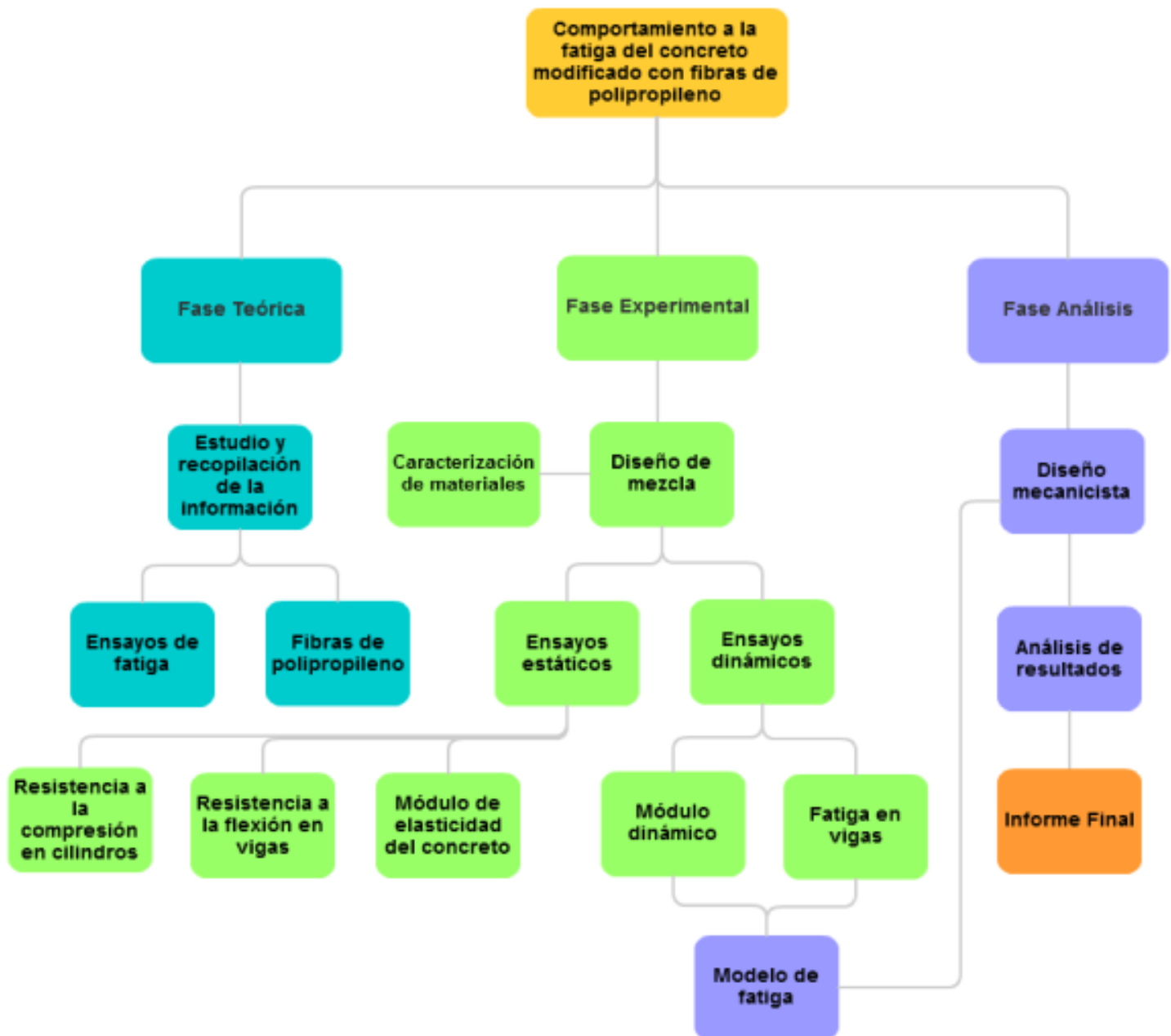


Figura 1 Metodología de Trabajo

2. Marco Teórico

Generalidades del pavimento rígido

La principal ventaja que ofrece el concreto hidráulico frente a los pavimentos bituminosos es que distribuye de mejor manera las cargas verticales hacia la estructura del pavimento. Dicha estructura está conformada por la losa y la base, que a su vez se apoya sobre la subrasante. Las estructuras de concreto son mucho más rígidas que las de asfalto, además pueden llevar acero en las juntas, el cual contribuye a controlar las deformaciones en toda la estructura, mientras que favorece la transferencia de carga. En caso de que las losas no posean dovelas o juntas transversales, la transferencia de carga se da mediante la fricción del agregado.

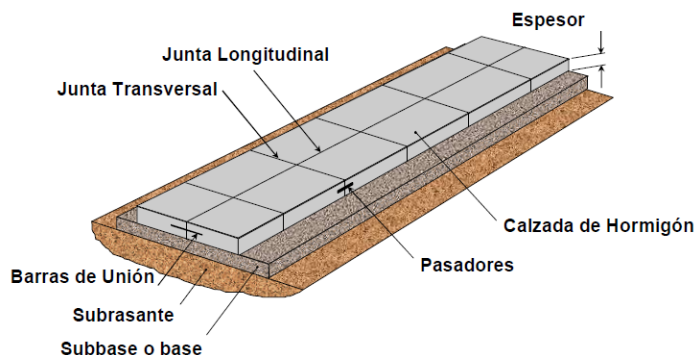


Figura 2. Sección de pavimento
Fuente: Calo, 2010

Diseño de pavimentos rígidos

Para en diseño de pavimentos, ya sean rígidos o flexibles, la tendencia en Costa Rica ha sido utilizar la Metodología AASHTO 93. En el caso de pavimentos hidráulicos se requiere de algunos parámetros de diseño como el módulo de reacción de la estructura, el módulo de elasticidad del concreto, el módulo de ruptura del concreto, el coeficiente de transferencia de carga, el coeficiente de drenaje, la serviciabilidad, nivel de confianza y número de ejes equivalentes para obtener finalmente un espesor de losa adecuado para soportar las cargas de diseño. Se trata de una metodología empírica que evalúa el desempeño del pavimento en función de las deformaciones de la subrasante utilizando la teoría de la elasticidad. Mediante varias pruebas se determinaron correlaciones entre el comportamiento del pavimento y las cargas aplicadas; se evaluó la respuesta de diferentes materiales con características conocidas al ir variando el número de repeticiones de ejes, magnitud de la carga, espesores del pavimento, entre otros: estos estudios permitieron la publicación de la primer "Guía AASHO para Diseño de Pavimentos Rígidos y Flexibles" en 1961, lo que llegó a convertirse con los años en el método de diseño AASHTO 93.

La PCA propuso en 1984 un método de diseño mecanístico-empírico, exclusivo para pavimentos de concreto. "Tiene como base el conocimiento de varias teorías de pavimentos como Westergard, Picket y Ray. Incorpora la experiencia en el comportamiento de varias pruebas e investigaciones como la Arlington Test y diversos proyectos de la misma PCA. Parte del método fue desarrollado interpretando los resultados del modelo de elementos finitos basados en el comportamiento de una losa de espesor variable y dimensiones finitas (180 x 144 pulgadas) a la cual se le aplicaron cargas al centro, de borde y de esquina, considerando diferentes condiciones de apoyo y soporte" (Vega, 2012).

Los factores de diseño que se requieren en el procedimiento de diseño son el módulo de ruptura de concreto, el módulo de reacción, el periodo de diseño, las frecuencias y encuesta de carga de los camiones (no toma en cuenta vehículos livianos). El método de la PCA no considera la serviciabilidad inicial ni la final.

A diferencia del método AASHTO 93, el método de diseño de la PCA considera dos criterios de falla, la falla por erosión y la falla por fatiga. Se establece que un pavimento puede llegar a fallar por erosión de la subbase cuando se presentan diferencias de elevaciones en las juntas y bombeo excesivo que va formando huecos bajo la losa. El análisis del criterio de fatiga es utilizado para evaluar los esfuerzos producidos en las losas del pavimento ante la aplicación de cargas (Corjeno y Velásquez, 2009).

Metodología de diseño mecanístico-empírica

En el año 2002, AASHTO publicó una guía de diseño mecanístico-empírica MEPDG (Mechanistic empirical Pavement Design Guide) que permite considerar en el diseño la heterogeneidad de los materiales que conforman la estructura del pavimento y de esta manera calcular la respuesta de toda la estructura.

La guía MEPDG incorpora la experiencia adquirida mediante métodos empíricos, requiere de parámetros y datos específicos para cada proyecto, que pueden ser obtenidos mediante pruebas de laboratorio o en campo por medio de ensayos destructivos y no destructivos.

Para el diseño se toman en cuenta las condiciones del sitio y se propone un diseño que cumpla con los criterios de evaluación tanto estructurales como de servicio. Esta metodología todavía no se ha utilizado en Costa Rica pues no se ha calibrado para los materiales que se encuentran en el país. Sin embargo en esta investigación se realiza un diseño mecanístico al que se le incorpora el modelo de deterioro por fatiga, obtenidos mediante los ensayos de laboratorio realizados.

Fatiga del concreto

La falla por fatiga ocurre ante la acción repetitiva de cargas dinámicas sobre el concreto, causando esfuerzos que forman microfisuras en el material y que luego lo llevan a la ruptura. Entre los factores que afectan la fatiga en los pavimentos hidráulicos se encuentran el número de aplicaciones de carga, la resistencia y módulo de ruptura, el espesor de la losa de concreto, el espaciamiento entre juntas transversales, apoyo en el borde de las losas, apoyo de la subrasante, aditivos, tiempo de curado y edad del concreto. (Anguas, Gómez y Sesma, 2002)

La fatiga en el concreto puede causar tanto agrietamientos transversales como longitudinales. Usualmente las grietas transversales inician en la orilla del pavimento en medio de las juntas transversales, hasta proyectarse hasta la otra margen; mientras que los agrietamientos longitudinales se dan en medio de las huellas de los vehículos.

“Experimentalmente se ha definido la fatiga como el número de ciclos necesarios para que el módulo de elasticidad inicial del material se disminuya en un 50% al aplicarse carga dinámica sobre una viga sometida a flexión. Por lo tanto, la vida de fatiga se define como el número de ciclos aplicados al espécimen para reducir su módulo en un 50%, durante el ensayo de fatiga”. (Austroads, 2012) Este criterio también se utiliza para pavimentos flexibles y una de las principales ventajas de su aplicación es la reducción del tiempo de ejecución de la prueba, pues para ciertas frecuencias de aplicación y cargas bajas el ensayo podría extenderse por días.

Relación de esfuerzos

El número de ciclos de carga y descarga que un concreto puede llegar a resistir antes de la falla depende del nivel de esfuerzos aplicado.

La relación de esfuerzos experimentada por un pavimento de hormigón se ha relacionado con el logaritmo de la cantidad de aplicaciones de carga necesarias para producir la falla por fatiga, donde la relación de esfuerzos SR, es la relación entre el esfuerzo máximo aplicado a la losa y el módulo de ruptura del concreto. (Rao y Roesler, 2005)

(1)

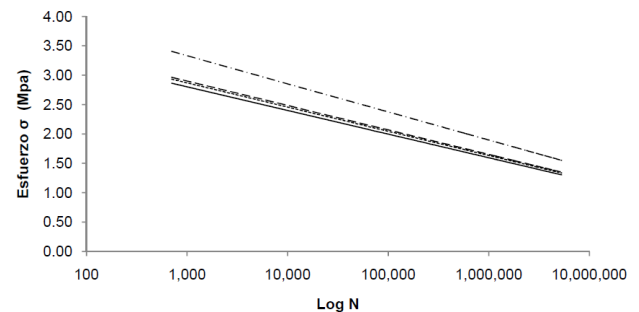


Figura 3 Modelo de fatiga Fuente: Boada y Pérez, 2010

El esfuerzo de tensión máximo que se alcanza en la fibra extrema sometida a tensión se conoce como módulo de ruptura del concreto. El módulo de ruptura se obtiene mediante ensayos de resistencia a la flexión a 28 días en los tercios medios de la viga, aunque también se puede realizar el ensayo cargando la viga en su punto central. En ensayo consiste en someter la viga a flexión pura y registrar la carga máxima que soportó el elemento antes de fallar.

El valor del módulo de ruptura depende de las dimensiones de la viga y de la ubicación de las cargas. Normalmente las grietas aparecen en el tercio central y se puede calcular el módulo de ruptura como se muestra a continuación.

(2)

Si la falla ocurre fuera del tercio medio de la viga y lo sobrepasa en más de un 5% entonces se debe aplicar la siguiente ecuación.

(3)

donde,

MR= Módulo de ruptura (MPa)

P=carga máxima aplicada a la viga (N)

L=longitud del claro (mm)

b=ancho promedio en la cara fracturada (mm)

d=profundidad promedio en la cara fracturada (mm)

a=distancia promedio entre la línea de fractura y el soporte más cercano medido en la superficie de tensión de la viga (mm)n

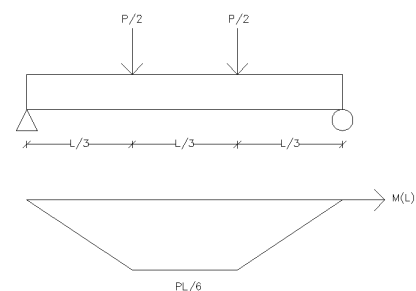


Figura 4 Diagrama de momentos de viga sometida a flexión pura

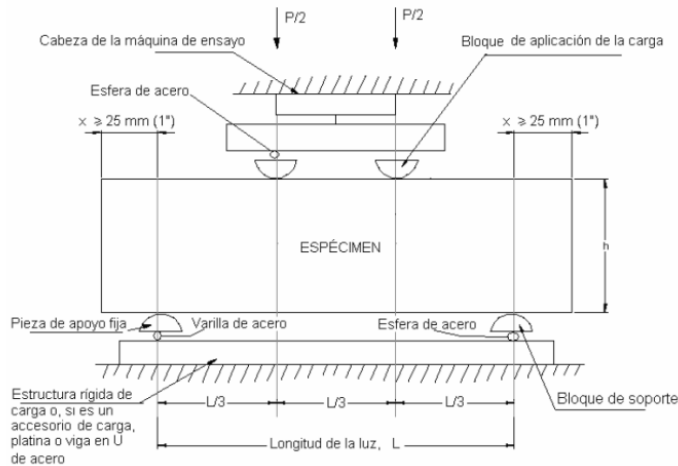


Figura 5. Montaje del ensayo de flexión (ASTM C 78) Fuente: INV E-414-07, 2007

El ACI 318-05 proporciona un modelo que relaciona el módulo de ruptura con la resistencia a la compresión a partir de un factor k que debe ser calibrado para cada mezcla, donde se establece que el módulo de ruptura es proporcional a la raíz cuadrada de la resistencia a la compresión de la mezcla.

(4)

El factor k podría resultar útil; ya que al conocer su valor aproximado se puede simplificar el diseño de mezcla. Es factible diseñar siguiendo la metodología del ACI-211 y de esta manera diseñar para la resistencia a la compresión que permita obtener el módulo de ruptura deseado.

El esfuerzo aplicado se calcula a partir de la carga máxima que fue aplicada a la viga durante el ensayo y la sección del elemento.

(5)

donde,

M =Momento máximo (kg cm)
 S =Módulo de sección (cm³)

Finalmente puede obtenerse la relación de esfuerzos SR siguiendo la Ecuación 1.

Repeticiones de carga

A continuación se detallará como se obtiene la cantidad de aplicaciones de carga necesarias para producir la falla por fatiga, es decir el número de repeticiones de carga N .

El orden de aplicaciones de carga tiene un efecto significativo sobre el valor final del daño por fatiga; o sea que el número total de ciclos de carga aplicados está influenciado por la secuencia de aplicación. (Anguas et al, 2002).

En el reporte técnico "Preliminary Investigation of the Influence of Micro-cracking on Fatigue Life of Cemented Materials" se definen las variables que deben tomarse en cuenta para el montaje del ensayo de fatiga. El ensayo de fatiga consiste en la aplicación de pulsos de carga cíclica haversiana, es decir ciclos donde el pico negativo de la onda es cero.

Cuando los vehículos transitan sobre la estructura de pavimento, someten las losas a esfuerzos de tensión, más no ocurre el efecto contrario, no hay compresión en las losas por causa del tránsito vehicular y por esto la carga debe aplicarse solamente en un sentido. Los pulsos de carga haversiana permiten simular el efecto de las cargas de tránsito sobre las losas de hormigón.

Durante el ensayo de fatiga se recomienda aplicar entre el 60% y el 90% de la carga de rotura por flexión determinada previamente, a una frecuencia de 2 Hz. Cuando se presenta el tránsito de vehículos sobre las losas de concreto, las cargas llevan al material a comportarse dentro del rango lineal elástico, lo que implica que su comportamiento no depende de la frecuencia de aplicación de la carga, como es el caso de los pavimentos flexibles. En el ensayo se adopta una frecuencia que pueda ser programada exitosamente en la máquina de carga y que sea lo suficientemente rápida para fracturar el material dentro de un tiempo razonable.

Luego de llevar la viga a la falla puede conocerse el número de ciclos requeridos para producir la falla por fatiga y finalmente obtener la curva de fatiga.

Modelos de fatiga

Los modelos mecanicistas de fatiga utilizan el concepto de daño acumulado en la losa para determinar la falla por fatiga. La ecuación de daño acumulado fue publicada por Miner (citado por Rao y Roesler, 2005) y ha sido ampliamente utilizada para la evaluación y diseño de pavimentos.

La fatiga del concreto depende de varios factores, incluyendo la magnitud y posición de las cargas que producen los esfuerzos críticos; el concepto de daño acumulado permite contemplar la suma del daño por fatiga causado por cargas de distinta magnitud y aplicadas bajo condiciones variables, sin embargo asume que el daño se incrementa linealmente. La siguiente ecuación se conoce como Ley de Miner.

[6]

donde,

n_i =Número de repeticiones de carga aplicadas bajo la condición i
 N_i =Número de repeticiones de carga permisibles hasta la falla por fatiga bajo la condición i

De acuerdo con la Ley de Miner, los materiales deberían fallar cuando el daño por fatiga sea igual a la unidad, sin embargo debido a la variabilidad del concreto y a los diversos factores que rigen la falla por fatiga, la fractura puede presentarse para valores menores o mayores que uno.

Se han desarrollado diversas curvas de fatiga para pavimento rígido, a partir de datos obtenidos en campo y laboratorio. Las curvas relacionan la relación de esfuerzos con las repeticiones de carga hasta la fractura. Tales como: -CERO MANTENIMIENTO de la Federal Highway Administration, -PCA de la Asociación del Cemento Portland, -CALIBRADO MECANICISTA que se basa en datos recolectados en las pruebas del Cuerpo de Ingenieros (COE) y AASHTO Road Test, -FOXWORTHY, que se basa en datos recolectados por el Cuerpo de Ingeniero (COE), -ERES/COE que se basa en datos recolectados por el Cuerpo de Ingeniero, -ARE, Austin Research Engineers, que se utiliza los resultados de las pruebas de AASHTO Road Test, -RISC que se obtiene del análisis de datos de las pruebas AASHTO, y -VESIC que utiliza los datos de las pruebas de AASHTO y los analiza mediante teoría de placa de Westergaard.

Fibras de polipropileno

En el informe del ACI State of the Art Report on Fiber Reinforced Concrete (2002) se reporta el uso de fibras sintéticas como material de construcción por primera vez en 1965. El U.S. Army Corps of Engineers (USACE) utilizó fibras sintéticas durante la construcción de estructuras resistentes contra explosiones y se mostró que al incorporar las fibras en el concreto, se formaba una mezcla de mayor ductilidad y resistencia al impacto.

Las fibras utilizadas para concreto se clasifican generalmente, según su diámetro en microfibras o macrofibras. Según Xargay y Balzamo (2010), el límite convencional que distingue las microfibras de las macrofibras está dado por el diámetro equivalente de 0,3 mm. Las fibras de polipropileno se clasifican como microfibras y no poseen aporte estructural dentro de la matriz de concreto. Su longitud puede oscilar entre 7 mm y 65 mm. A continuación se presenta un cuadro que resume algunas de las principales características de cinco tipos de fibras sintéticas.

Tipo de fibra	Resistencia a la tensión (kg/cm ²)	Módulo de Elasticidad *10 ⁻³ (kg/cm ²)	Elongación última (%)	Gravedad Específica	Absorción de agua ASTM D570 (% peso)
Acrílica	2700-10200	140-196	7.5-50	1.16-1.18	1.0-2.5
Nylon	10000	52	20	1.14	2.8-5.0
Poliéster	2300-11200	175	12-150	1.34-1.39	0.4
Poliétileno	750-6000	50	Mar-80	0.92-0.96	-
Polipropileno	1400-7000	35-50	15	0.90-0.91	-

Cuadro 1. Comparación entre fibras plásticas Fuente: ACI 544.1R, 2002 (Modificado por autor, 2012)

El polipropileno es un polímero de hidrocarburo sintético cuya fibra está hecha usando procesos de extrusión por medio de estiramiento en caliente del material a través de un troquel (IMCYC, 2007). El punto de fusión y el módulo de elasticidad de este tipo de fibras son bajos en comparación con otros tipos de fibras sintéticas, sin embargo una gran ventaja que ofrecen es su comportamiento ante la exposición al fuego. A altas temperaturas la fibra desaparece y provee canales de alivio dentro de la estructura, por donde puede escapar el vapor, reduciendo los daños.

La protección pasiva del concreto contra el fuego es uno de los principales beneficios que aporta la incorporación fibras de polipropileno. "En el momento que las temperaturas superficiales del hormigón empiezan a incrementar, la mayoría del vapor de agua que se encuentra dentro del hormigón intenta dirigirse al interior donde las temperaturas son menores, este fenómeno trae como consecuencia incremento de la presión interna de la matriz hasta llegar al punto de superar la propia resistencia del hormigón produciéndose spalling o desconche del revestimiento". (Maccaferri, s.f)

El polipropileno es un material hidrofóbico, es decir no absorbe agua; las fibras de polipropileno no reaccionan químicamente con el concreto, la unión entre ambos materiales se debe a una interacción mecánica. Es una fibra fácil de manipular y no posee propiedades tóxicas lo cual facilita su colocación pues no requiere cuidados extremos.

"Las fibras de polipropileno al añadirse al hormigón se dispersan perfectamente en todo el volumen de éste, lo cual aporta continuidad de modo tal que al fracturarse no se separa. Todo ello, sumado a las características de la fibra (geometría y módulo elástico), repercute en un incremento de la tenacidad y mejor recuperación en la zona post-elástica". (Pujadas, 2009)

A medida que aumenta el contenido total de fibras y la esbeltez (relación entre la longitud y el diámetro equivalente), se incrementan las resistencias a la flexión, impacto, fisuración, tenacidad y ductilidad, pero se dificulta el mezclado y bombeo. Por lo tanto, existen límites prácticos para la cantidad y tamaño de las fibras dependiendo de la forma de las mismas. (Xargay y Balzamo, 2010) Inicialmente el volumen de aplicación de microfibras al concreto fue de aproximadamente un quinto del volumen que había sido usando previamente para macrofibras, dando como resultado adiciones del 0,1% al 0,3% del volumen total de la mezcla. Comparando la dosificación de las microfibras y las macrofibras, se obtuvo un número similar de fibras por volumen unitario de la matriz de concreto, además de similitudes en la superficie específica, lo cual indica que ambas dosificaciones son comparables incluso cuando el volumen de fibras adicionadas es considerablemente mayor en las macrofibras. (ACI 544.1R, 2002).

Los resultados en ensayos previamente realizados a nivel mundial con respecto al comportamiento del concreto con adición de fibras de polipropileno son contradictorios. No se ha registrado una variación contundente en las pruebas de resistencia a la compresión o de módulo de elasticidad del concreto al incorporar fibras en la mezcla (del 0,1% al 2% del volumen), los cambios observados pueden atribuirse a la variabilidad que se presenta durante el trabajo experimental. Para porcentajes de adición mayores al 2% del volumen, se ha registrado menor trabajabilidad en el concreto, mayor sangrado, mayor segregación y mayor contenido de aire atrapado (13.9%), resultando en la disminución de la resistencia a la compresión. (ACI 544.1R, 2002).

Mayores diferencias se encuentran en la forma en que fallan los especímenes sometidos a compresión pura. Se ha encontrado que los cilindros que contienen fibras de polipropileno soportan cargas y grandes deformaciones sin que su falla sea explosiva; el concreto reforzado con fibras sintéticas tiene un comportamiento más dúctil que un concreto simple. (ACI 544.1R, 2002).

No se ha establecido claramente el efecto que tiene la adición de fibras de polipropileno en el módulo de ruptura del concreto. Se han observado leves aumentos en el módulo de ruptura para dosificaciones entre el 0,1% y 0,3% del volumen en comparación con la mezcla de control, sin embargo, conforme se aumenta la cantidad de fibra adicionada disminuye el módulo de ruptura, pues como se dijo anteriormente, también disminuye la resistencia a la compresión al aumentar el contenido de aire atrapado. (ACI 544.1R, 2002).

Uno de los atributos más importantes del concreto reforzado con fibras es el mejoramiento del desempeño de la resistencia a la fatiga comparado con la mezcla de control. En el informe ACI State of the Art Report on Fiber Reinforced Concrete (2002) se define la falla a la fatiga como el máximo esfuerzo de flexión al que una viga soporta dos millones de ciclos de carga, cuya magnitud debe ser lo suficientemente alta para producir en el material un nivel de esfuerzos que disminuya la vida por fatiga del elemento.

Se ha encontrado que aumenta la resistencia a la fatiga cuando se incorpora fibras de polipropileno, incluso en pequeños porcentajes (de 0,1% a 0,3%). Para mejorar la resistencia al impacto algunos fabricantes recomiendan usar de 1,2 a 1,8 kg/m³; o sea hasta un 0,2% del volumen de mezcla. (FITESA, 2002).

Las fibras sintéticas son muy efectivas en las primeras horas de vida de la mezcla, cuando la matriz de concreto todavía está débil y su módulo es bajo. En el mercado nacional se prefieren las fibras de polipropileno para el control de fisuración y para prevenir la contracción del concreto durante el fraguado. Conforme el concreto se va endureciendo y aumenta su módulo de elasticidad, las microfibras amarran la mezcla haciéndola continua, lo cual provee una restricción al fisuramiento por contracción plástica.

Los principios de diseño de elementos reforzados con fibras sintéticas son los mismos que para elementos convencionales, incluyendo las recomendaciones de espaciamientos en las juntas para evitar agrietamientos. Un diseño de mezcla puede complementarse con microfibras y macrofibras al mismo tiempo, pero deben acatarse las consideraciones de diseño requeridas para el uso de fibras estructurales.

En Costa Rica se han utilizado fibras de polipropileno (FibroMac 12) en algunos proyectos viales como Av. 3, Av. 10 y Paseo de las Damas. La finalidad de utilizar microfibras en estos casos fue para prevenir la contracción plástica y por secado, ya que se trata de concretos con alto módulo de ruptura (hasta 5,2 MPa).

3. Caracterización de los materiales

Se corroboró que los materiales tuvieran la calidad adecuada para ser utilizados como materiales de construcción de acuerdo con las especificaciones del American Society for Testing Materials (ASTM).

Agregados

El agregado fino que se utilizó proviene de Guápiles, es arena lavada de río extraída por la empresa MECO y el agregado grueso utilizado es procesado por Quebradores Piedra Grande en Guápiles.

Cemento

El cemento utilizado para la fabricación del concreto es del tipo MP/AR, producido por la empresa Holcim.

Aditivo

El aditivo utilizado es el Plastiment 931R, producido por la empresa Sika que funciona como reductor de agua de medio rango y plastificante.

Fibras de polipropileno

Las fibras de polipropileno utilizadas en esta investigación son las FibroMac 12 de la empresa Maccaferri, producida a partir de multifilamentos que ayudan a formar una mezcla homogénea. Según su fabricante, se recomienda su uso para prevenir la fisuración por retracción en concretos y morteros y recomienda su aplicación en prefabricados, pavimentos, pisos y revestimientos, utilizado una dosificación de 600 gramos por metro cúbico de concreto.

Se realizaron ensayos con tres porcentajes de adición de fibras distintos, seleccionados con base en los resultados de ensayos previamente descritos en el informe State of the Art Report on Fiber Reinforced Concrete, en donde se indica que para dosificaciones de fibra de polipropileno de 1% del volumen total de mezcla y mayores, se da un aumento en el contenido de aire y por lo tanto disminuye la resistencia a la compresión y a la flexión.

Con el fin de minimizar los efectos de este fenómeno, se eligió utilizar dosificaciones dentro del rango en el cual se han presentado buenos resultados; sin embargo tampoco se asegura un buen desempeño del concreto reforzado con microfibras, pues como se explicó anteriormente existen posiciones encontradas en cuanto a su comportamiento.

Las dosificaciones de FibroMac 12 que se emplearon en esta investigación son 900, 1800 y 2700 g/m³, que corresponde aproximadamente a un 0,1%, 0,2% y 0,3% del volumen total de mezcla. Inicialmente se pensó adicionar un 0,5% en lugar del 0,2%; sin embargo a la hora de realizar la colada con adición del 0,3% del volumen total de mezcla se evidenciaron dificultades en la trabajabilidad del concreto por lo que se decidió no aumentar más el contenido de microfibra en la mezcla.

Diseño de Mezcla

Se realizaron 6 diseños de mezcla preliminares para lograr obtener el diseño con el módulo de ruptura más aproximado al deseado de 4,5 MPa. Según la experiencia de fabricación de concreto durante los ensayos preliminares, se encontró que entre las variables que afectan el comportamiento de la mezcla de concreto se encuentra el orden de incorporación de los componentes del concreto a la batidora, el envarillado del concreto fresco y principalmente la humedad de los agregados.

Para la fabricación del concreto se siguió la norma ASTM C192 Método de Ensayo Normalizado para Preparación y Curado de Especímenes de Concreto para Ensayo en Laboratorio. Esta práctica contribuyó en el control de la variabilidad propia que presenta la elaboración de las mezclas de concreto. Además, previo a la ejecución de las coladas, los agregados se colocaban en bandejas al aire, de 2 a 3 días, con el fin de homogenizar su contenido de humedad. El día previo a la falla se colocaba todo el material en baldes

con tapa para conservar la humedad y se obtenía una muestra representativa de cada uno de los agregados. La metodología utilizada para el diseño de mezcla se adoptó del ACI-211; sin embargo se realizaron modificaciones a partir de los resultados del pre diseño. Antes de efectuar las mezclas de concreto para los ensayos estáticos y dinámicos, se realizaron 2 pruebas con la mezcla que se asemejó de la mejor manera al módulo de ruptura de 4,5 MPa. Se obtuvo una resistencia a la compresión cercana a los 500 kg/cm² y un módulo de ruptura de 4,8 MPa. Se decidió no disminuir la resistencia de la mezcla, ya que al aumentar el contenido de agua podrían presentarse problemas de segregación y sangrado. El revenimiento de ambas mezclas de prueba fue de 16 cm, o sea se trata de una mezcla de consistencia líquida y muy trabajable. En el siguiente cuadro se muestra el diseño de mezcla para la elaboración de 1 m³ de concreto, dosificado por peso..

Material	P _{seco} (kg)	Proporción por peso
Cemento	387,4	1,0
Arena	774,8	2,0
Piedra	968,5	2,5
Agua diseño	172,4	-
Plastiment 931 R (0,7%)	2,7	-
FibroMac 12 (0,1%)	0,9	-
FibroMac 12 (0,2%)	1,8	-
FibroMac 12 (0,3%)	2,7	-

Cuadro 2. Diseño de mezcla

La relación agua-cemento utilizada fue del 0,445%; obtenida a través de experimentación previa. En todos los diseños se consideró el agua de dosificación, que es el agua de diseño corregida para considerar la humedad de los áridos, tomando en cuenta el porcentaje de absorción. En el Anexo B se encuentra el detalle de todos los diseños de mezcla.

Mezclas de concreto

Existe un cuidado especial que debe tenerse al adicionar polímeros al concreto cuando se usa el revenimiento como indicador de la consistencia. Las fibras permiten que se forme una matriz homogénea de concreto, provista en cierto grado de un amarre interno que reduce la fluidez de la mezcla.

Para garantizar que todos los diseños de mezcla sean semejantes en cuanto a su elaboración, previo a la incorporación de las fibras se determinó el revenimiento de la mezcla. Una vez que se ha comprobado que el revenimiento de la mezcla coincide con el revenimiento de la mezcla de diseño, se adicionan las fibras y se bate el concreto por 2 minutos más.

Al final de cada colada se registraron los datos de revenimiento del concreto con adición de fibras. Los resultados se muestran en el siguiente cuadro.

Revenimiento Ensayos Estáticos (cm)		
Mezcla	Sin fibra	Con fibra
Control	16	-
0,10%	16,5	11
0,20%	16	5
0,30%	16	3
Revenimiento Ensayos Dinámicos (cm)		
Mezcla	Sin fibra	Con fibra
Control	19	-
Óptima	18	9.5

Cuadro 3. Revenimientos obtenidos experimentalmente

Del cuadro anterior se aprecia que el revenimiento de las mezclas de concreto se reduce sustancialmente al incorporar las fibras de polipropileno. Las mezclas con adición de fibras de polipropileno del 0,2% y 0,3% del volumen total de concreto presentaron una trabajabilidad muy baja, lo cual dificultó el moldeo de los especímenes.

4. Ensayos estáticos & dinámicos

Ensayos Estáticos

Se moldearon especímenes cilíndricos de (150 x 300) mm para efectuar los ensayos de módulo de elasticidad y resistencia a la compresión, mientras que para la determinación de la resistencia a la flexión se utilizaron probetas de (150 x 150 x 535) mm. Se elaboró una mezcla de control y 3 mezclas con adición de fibra sintética (900 g, 1800 g y 2700 g por metro cúbico de concreto). Para los 4 tratamientos se fallaron 3 probetas a compresión, 3 a flexión y 3 por módulo de elasticidad a los 7 y 28 días de curado (en la cámara húmeda). En total se fabricaron 48 cilindros y 24 vigas de

concreto para realizar los ensayos estáticos.

Los ensayos de resistencia a la compresión y módulo de elasticidad se realizaron en la máquina de compresión marca Humboldt y para las pruebas de flexión se utilizó la máquina universal.

Los resultados de los ensayos estáticos a los 7 días de curados reflejan que:

Las mezclas con adición de polipropileno del 0,2% y del 0,3% presentan una resistencia a la compresión mayor que la muestras de control, en contraste con la mezcla con adición del 0,1% donde la resistencia a la compresión se reduce.

En cuanto a la resistencia a la flexión los resultados son congruentes con el comportamiento encontrado a la compresión a los 7 días; al aumentar o disminuir la resistencia a la compresión de la mezcla también lo hace la resistencia a la flexión.

En relación con el módulo de elasticidad los especímenes fallados con adición de fibra resultan ser más rígidos que aquellos sin fibra, es decir el módulo de las probetas con adición de fibra es más alto que el de las muestras de control.

Los resultados de los ensayos estáticos a los 28 días de curados reflejan que:

Se determina que todos los tratamientos con adición de fibra de polipropileno presentan una resistencia a la compresión mayor que la mezcla de control; cuanto mayor sea la cantidad de fibra adicionada al concreto, mayor será la resistencia a la compresión del concreto (variando dentro del rango de 0,1% a 0,3% del volumen de mezcla).

En relación con la resistencia a flexión, los tratamientos con adición de fibra del 0,2% y del 0,3% del volumen total de mezcla presentaron MR mayores que la mezcla de control a los 7 días de curado, pero a la edad de 28 días se observa un cambio en la tendencia del comportamiento a la flexión del concreto.

El concreto con adición de polipropileno presenta menor resistencia a la rotura por flexión que el concreto convencional; sin embargo la disminución del módulo de ruptura no es proporcional a la cantidad de fibras adicionada.

Según los resultados obtenidos, el módulo de Young aumenta al adicionar las microfibras al concreto; es decir las fibras aportan rigidez a la mezcla de concreto endurecido.

Después de analizar el comportamiento de los 4 tratamientos para los ensayos de resistencia a la compresión, resistencia a la flexión y módulo de elasticidad se encuentra que las fibras de polipropileno confieren rigidez.

Del proceso de evaluación y los resultados se tiene lo siguiente: Estos resultados se diferencian de los resultados descritos por Koss (2001) y Boada y Pérez (2010) en sus investigaciones, quienes encontraron un aumento en la resistencia a la flexión del concreto al adicionar polímeros sintéticos. Además, Boada y Pérez registraron una disminución del f'_c , mientras que Koss afirma que la ganancia de resistencia a la compresión no es significativa.

Según lo observado durante la fabricación de los especímenes, la mezcla se torna seca al adicionar las fibras, se disminuye el revenimiento considerablemente y se reduce la trabajabilidad debido a la interacción mecánica entre las fibras y la mezcla de concreto. A pesar de que el polipropileno sea caracterizado como un material hidrofóbico, los resultados demuestran que las fibras si afectan la relación agua-cemento.

Al variar la relación agua-cemento de la mezcla, para concretos con adición de fibras, se incrementa la resistencia a la compresión y aumenta el módulo de elasticidad; sin embargo el incremento en la rigidez del concreto influye negativamente en el comportamiento a la flexión de la mezcla pues se disminuye el módulo de ruptura. Es posible que la utilización de fibras si mejore el desempeño de la mezcla frente a la contracción por secado pues se evidenció la interacción mecánica de las fibras con la mezcla en estado fresco; pero deben usarse dosificaciones cercanas a las recomendadas por el fabricante de las fibras para no afectar la relación A/C.

Análisis de Varianza

Se realizó un análisis de varianza ANOVA para la comparación simultánea de las medias de los resultados de todos los tratamientos. Se trata de verificar que no exista una variación significativa en estos valores durante el periodo en el que se tomaron las mediciones.

Para todos los análisis de varianza se compararon las medias de los 4 tratamientos para los 3 ensayos estáticos realizados a 7 y 28 días y se tomó como nivel de significancia un valor de $\alpha = 0,05$. Las hipótesis que se plantearon fueron las siguientes:

$$H_0 : \mu_{control} = \mu_{0,1\%} \quad [10]$$

$$H_1 : \text{las medias no son iguales} \quad [11]$$

Para probar la hipótesis nula se llenó la tabla ANOVA para cada uno de los casos. Los resultados se presentan a continuación.

A partir los resultados estadísticos obtenidos mediante el análisis de varianza ANOVA se determinó que el único efecto significativo que causa la adición de fibras de polipropileno al concreto es el aumento en la resistencia a la compresión a 28 días. Todas las demás variaciones encontradas en los resultados de la mezcla pueden atribuirse a la variabilidad propia del concreto.

Porcentaje óptimo de fibra

El porcentaje óptimo de fibra se utilizó para realizar los ensayos dinámicos y se comparó contra el comportamiento del concreto convencional.

Se escogió el porcentaje de fibra del 0,1% del volumen total de mezcla como el porcentaje óptimo. Los ensayos dinámicos están relacionados con la prueba de flexión en el concreto, por lo que se prefirió escoger como porcentaje óptimo a la dosificación que presentó menor reducción en el módulo de ruptura. El módulo de ruptura del concreto con 0,1% de fibra disminuyó un 4,81%, mientras que los concretos con 0,2% y 0,3% de fibra redujeron el módulo de ruptura en 8,04% y 5,01% respectivamente.

Pese a que las variaciones entre una dosificación y otra no son significativas, se eligió utilizar el menor porcentaje de adición de fibra ya que se acerca más dosificación recomendada por el fabricante de las fibras (600 g/m³). Además con la dosificación de fibra del 0,1% del concreto se obtiene la mezcla más trabajable.

Ensayos Dinámicos

Para efectuar los ensayos dinámicos se realizaron pruebas con 2 tipos de tratamientos; la mezcla de control y la mezcla con adición de fibra del porcentaje óptimo (0,1% del volumen total de mezcla). Se realizaron ensayos de módulo dinámico y fatiga en probetas prismáticas de (150 x 150 x 535) mm, siguiendo los lineamientos establecidos por Austroads (2012). El equipo de carga utilizado para llevar a cabo ambos ensayos fue el Material Test System MTS 810, en conjunto con el controlador TestStar IIS asociado al programa de obtención de datos Station Manager.

El equipo de carga consta de un pistón hidráulico, previamente programado para aplicar carga cíclica, una viga de carga y el apoyo inferior, que simula la condición simplemente apoyada de la viga para inducirle esfuerzos de flexión en su tercio central. En la 6 puede apreciarse el montaje para ambos ensayos.

Para cada pulso de carga se obtuvo la carga aplicada, la deformación en la fibra extrema inferior de la viga y la deflexión del espécimen. Para esto se colocó una galga extensométrica de Vishay Measurements Group en el centro de la cara inferior de la viga y se conectó al programa de obtención de datos. Además se instaló un transformador diferencial de variación lineal (LVDT por sus siglas en inglés) para medir el desplazamiento asociado a cada pulso de carga; sin embargo no se lograron resultados satisfactorios con el LVDT. Las mediciones registradas con el LVDT no aportaron resultados coherentes durante los ensayos dinámicos, por lo que se descartaron los datos recolectados y se trabajó únicamente con las mediciones de las galgas. El error del LVDT puede deberse a la sensibilidad del equipo ya que se registraron desplazamientos cuyo orden de magnitud es inferior a la tolerancia del aparato.

Luego de 28 días de curado como mínimo, las probetas se sacaron de la cámara húmeda y se secaron al aire por al menos 2 días.

Módulo Dinámico

Neville (2005) define el módulo dinámico como aquel que se determina por medio de la vibración de una probeta de hormigón, al aplicar un esfuerzo insignificante. Austroads sugiere que la magnitud de los pulsos de carga no sea mayor que el 40% de la carga máxima de rotura determinada durante el ensayo de flexión. En razón de ello, se aplicaron 100 pulsos de un segundo de duración; incluyendo la aplicación de pulsos de 250 ms de carga cíclica haversiana y un descanso de 750 ms entre pulsos de carga, tal y como se presenta en la siguiente Figura.

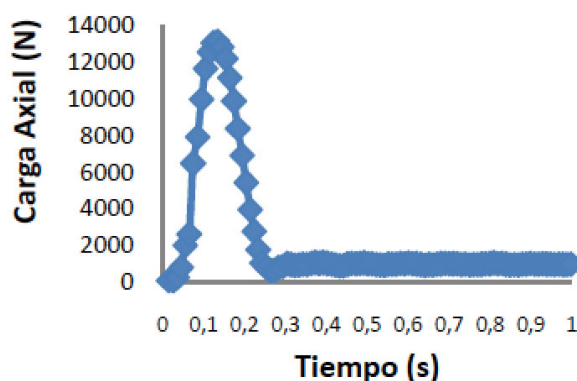


Figura 3. Ciclo de carga para el ensayo de módulo dinámico

Además, se aplicó el 35% de la carga máxima soportada por las vigas para el ensayo de flexión (ASTM C78), que suficientemente bajo para no dañar la viga por lo que se evalúa dentro del rango elástico; pero suficientemente alto para medir las deformaciones producto del esfuerzo de tensión en el tercio central del espécimen.

Para obtener el valor de la carga máxima de rotura a la flexión, se realizó nuevamente el ensayo utilizando vigas secas al aire, en iguales condiciones de humedad que las probetas falladas para módulo dinámico y fatiga. No se tomó el valor de la carga de rotura obtenido mediante los ensayos estáticos ya que dichas vigas fueron falladas en condición húmeda y esto incide notablemente en el comportamiento a la flexión de la muestra.

Para el cálculo de los módulos dinámicos se recurrió a la teoría de la elasticidad, asumiendo que el concreto se encuentra en el rango elástico por lo que el módulo puede obtenerse con la inercia bruta de la sección, es decir la inercia no agrietada. Según la ley de elasticidad de Hooke, el módulo es la razón entre el esfuerzo aplicado y la deformación unitaria sufrida por el material. El módulo dinámico se calculó con el promedio de los últimos 50 ciclos de carga del total de 100 ciclos aplicados al espécimen, como se muestra a continuación.

(4)

donde,

E=módulo dinámico del concreto (MPa)

MR= según ecuación [2]

ϵ =deformación unitaria en la fibra extrema en tensión (mm/mm)

Resultados

A continuación se presentan los resultados de las pruebas de flexión para los ensayos dinámicos.

Tratamiento	Carga máx P (N)	MR (MPa)
Control	35 570	4,50
0,1% fibra	34 325	4,38

Cuadro 1. Ensayo de flexión

Se presenta una reducción del 3,5% en la resistencia a la flexión de las muestras con polipropileno, resultado esperado pues coincide con el comportamiento de las muestras ensayadas para las pruebas estáticas. La variación entre ambos tratamientos no necesariamente se debe al contenido de polipropileno.

Muestra	Mezcla de control			Mezcla con fibra polipropileno %Opt 0,1		
	Pmax (N)	ϵ (mm/mm)	Ed (GPa)	Pmax (N)	ϵ (mm/mm)	Ed (GPa)
1	13 189,37	6,326E-05	27,80	12 676,03	6,789E-05	24,90
2	13 215,62	5,837E-05	30,19	12 686,84	7,021E-05	24,09
3	13 230,63	6,431E-05	27,43	12 662,43	6,967E-05	24,23
Estadística	Promedio	28,4	Promedio	24,41		
	Desviación Estándar	1,50	Desviación Estándar	0,43		

Cuadro 2. Módulos dinámicos (concreto seco), con 35% de carga máxima de rotura, vigas secas al aire.

El módulo dinámico de la mezcla polipropileno, presenta una variación 14,28% respecto de la mezcla de control, situación contraria a lo sucedido con los ensayos estáticos. Por lo tanto, el concreto con polipropileno resulta más flexible, a menor módulo mayor deformación, esto siempre y cuando la carga aplicada sea cíclica, pues en condiciones de carga sostenida el concreto con fibra presenta un módulo mayor que la mezcla de control.

El libro Properties of Concrete establece que no puede esperarse una relación directa entre los módulos estático y dinámico del concreto, debido a que la heterogeneidad del material afecta a ambos módulos de distinta manera; sin embargo se presentan correlaciones empíricas, como las dadas por Lydon y Balendran o por el Código Británico para el Diseño de Estructuras de Concreto, que sugieren que el módulo dinámico es mayor que el estático. Por su parte, la norma ASTM C469 Método Estándar de Ensayo para Módulo de Elasticidad Estático y Relación de Poisson del Concreto, los valores del módulo de elasticidad obtenido con esta norma son usualmente menores que los módulos derivados de la aplicación de carga dinámica o sísmica.

En el caso de las pruebas de módulo dinámico realizadas en la presente investigación, no fue posible comparar los módulos estáticos y dinámicos, ya que ambos ensayos se ejecutaron bajo condiciones de humedad diferentes.

Análisis de varianza

Se realizó un análisis de varianza ANOVA para la comparación simultánea de las medias de los resultados de ambos tratamientos. Se tomó como nivel de significancia un valor de $\alpha = 0,05$. Las hipótesis que se plantearon fueron las siguientes:

$$H_0 : \mu_{control} = \mu_{0,1\%} \quad [10]$$

$$H_1 : \text{las medias no son iguales} \quad [11]$$

Con este análisis se determinó que el promedio de los resultados de la prueba de módulo dinámico de ambos tratamientos (control y 0,1%). Mediante el análisis de varianza se demostró que el concreto modificado con polipropileno al 0,1%) presenta un módulo dinámico inferior que el concreto convencional, en un 14%.

Fatiga

El ensayo de fatiga consiste en aplicar pulsos de carga haversiana a la viga, hasta llevarla a la falla. Cada periodo de los pulsos de carga incluye 250 ms de carga y 250 ms de descanso (Ver Figura 4).

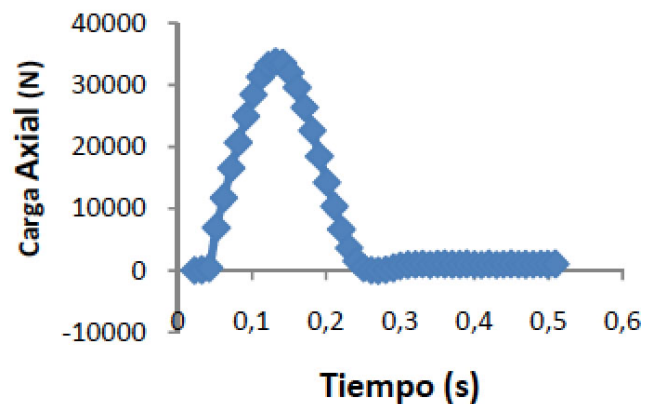


Figura 4. Ciclo de carga para el ensayo de fatiga

Relación de Esfuerzo, SR	P _{aplicada} (N)	
	Mezcla control	Mezcla con % Ópt polipropileno
95%	33792	32609
85%	30235	29176
75%	26678	25744

Cuadro 3. Cargas máximas aplicadas para el ensayo de fatiga

Usualmente se aplica entre el 50% y el 90% de la carga estimada de falla por flexión, dentro de este rango se fallaron los mismos especímenes de cada tratamiento que se utilizaron en el ensayo en el módulo dinámico, pues se supone que no presentan deformación permanente pues se aplicó 35% de su carga máxima de rotura por 100 ciclos.

Resultados

Relación de Esfuerzo, SR	Número de ciclos	
	Mezcla de control	Mezcla con % Opt polipropileno
95%	28	48
85%	150	336
75%	9212	1558

Cuadro 4. Resultados del ensayo de fatiga

Se fallaron 3 vigas para cada relación de esfuerzos, y se evidenció que los especímenes con fibra soportan más ciclos hasta la falla para las relaciones de esfuerzos de 95% y el 85%; no así para el 75%, que sucede lo contrario. Esta variación podría deberse a un error durante el ensayo, pero como sólo se realizó la falla de una viga por punto, no fue posible verificar los resultados obtenidos.

Se interpreta que las mezclas con polipropileno presentan mejor comportamiento a la fatiga ante la aplicación de cargas altas o cercanas a la carga máxima de rotura por flexión, esto es debido a que ante la acción de cargas dinámicas el concreto con polipropileno gana tenacidad, al disminuir su módulo de elasticidad dinámico (más deformable).

Relación de Esfuerzo, SR	Mezcla Control	Mezcla % Ópt polipropileno
	ϵ (μs)	ϵ (μs)
95%	766	957
85%	621	719
75%	701	602

Cuadro 5. Deformaciones máximas

Ninguna de las deformaciones máximas corresponde con la deformación en el momento de la rotura de las vigas, esto porque las galgas extensométrica fallaron antes que las vigas. Se confirma que las fibras de polipropileno aportan tenacidad al concreto ante la aplicación de cargas dinámicas, dado que éstas registran deformaciones mayores, a excepción de la falla con SR del 75%.

Propiedad	Mezcla Control	Mezcla % Ópt polipropileno
Módulo inicial por fatiga		
E_{inicial} (GPa)	19,43	17,09
50% E_{inicial} (GPa)	9,71	8,54
Módulo dinámicos		
E fatiga (GPa)	19,43	17,09
E módulo dinámico (GPa)	28,47	24,41

Cuadro 6. Comparativo módulos

Según Austroads (2012), el módulo de elasticidad inicial se obtiene del promedio de los módulos de los primeros 50 ciclos de carga aplicados al espécimen durante el ensayo de fatiga. Así se fallaron muestras al 85% de su resistencia máxima a la flexión, asumiendo que la acumulación de deformaciones plásticas es muy pequeña y por ende puede usarse la Ley de Hooke para calcular los módulos, mediante los datos de deformación tomados por las galgas, según se indica en la tabla anterior.

En esa misma tabla, se observa una misma tendencia en el módulo dinámico obtenido a partir de los primeros 50 ciclos de carga del ensayo de fatiga (módulo inicial), siendo un 12,04% mayor para la mezcla de control. Por otro lado, se nota un aumento de aproximadamente 30% de los módulos de elasticidad estimado por ensayo dinámico en relación con el obtenido por fatiga. La diferencia se debe principalmente a la magnitud de la carga utilizada en cada ensayo y a que se utilizan frecuencias distintas durante la aplicación de los ciclos de carga.

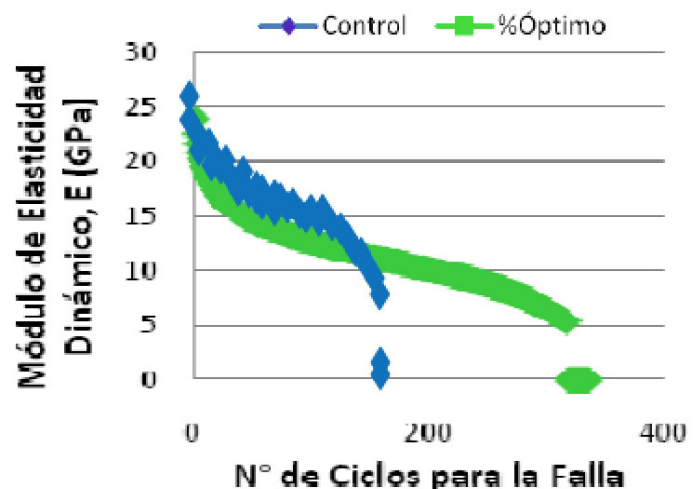


Figura 5. Reducción del módulo para ensayo con concreto de control y con FibroMac 12

En la figura se observa que el módulo de elasticidad del concreto (fallado a una relación de esfuerzos del 85%), para ambos casos, decrece (por microfisuramiento) y se reduce más del 50% antes de llegar a la falla, es decir superó la vida de fatiga estimada para ambos especímenes. Las galgas extensométricas fallaron antes de que finalizara el ensayo, la menor deformación se presentó cuando la reducción del módulo inicial fue de 64% y 69%, para el concreto convencional (control) y con polipropileno, respectivamente.

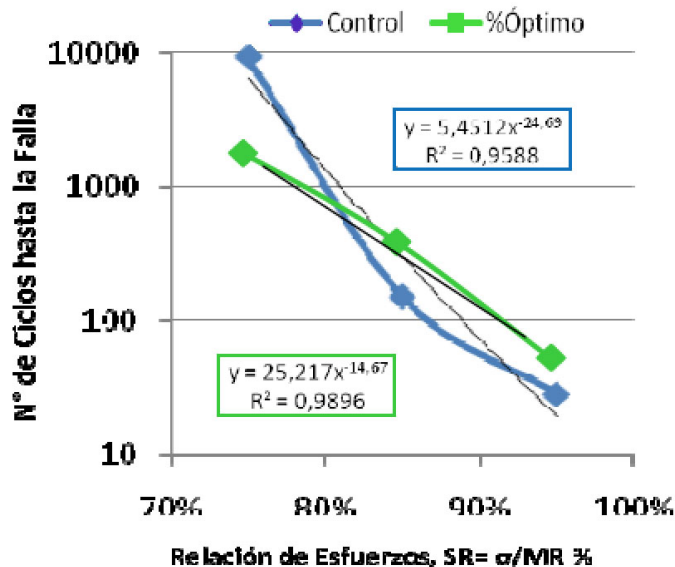


Figura 6. Curva de fatiga de concreto MR-4,5 MPa convencional (control) y con FibroMac 12.

En la anterior figura se grafica la relación de esfuerzos SR (variable independiente) y el número de ciclos hasta la falla N, representado en escala logarítmica (variable dependiente), para obtener el modelo de fatiga con regresión potencial por el método de mínimos cuadrados. El coeficiente de correlación de la recta de mejor ajuste para ambos modelos de fatiga, es aceptable, pues el valor del r2 es cercano a la unidad. Es así como se define que la ecuación de fatiga para:

- Concreto convencional (control), es:
$$\text{Log}(N) = \text{Log}(5,451) - 24,6 \cdot \text{Log}(SR) \quad [10]$$
- Concreto modificado con 900 g de FobroMac12, por metro cúbico de mezcla (0,1%), es:

$$\text{Log}(N) = \text{Log}(25,21) - 14,6 \cdot \text{Log}(SR) \quad [12]$$

donde,

N=número de repeticiones de carga aplicadas hasta la falla
SR=Relación de esfuerzos

Una vez obtenidos ambos modelos de fatiga se procede a realizar el diseño mecanicista del concreto.

5. Diseño mecanicista

El diseño mecanicista de pavimentos permite proyectar el daño de la losa a largo plazo, se revisa la estructura diseñada con un modelo de deterioro para evaluar el desempeño del pavimento a lo largo de su vida útil. Se introduce el modelo de deterioro de fatiga, obtenido anteriormente mediante ensayo de laboratorio, para los dos concretos, convencional y con FibroMac 12 en un 0,1%.

Diseño de la estructura de pavimento rígido

La estructura de pavimento se diseño basado en el método AASHTO 93, con el tránsito promedio diario (TPD) de la encuesta de carga real vehicular realizada por LanammeUCR para la Ruta Nacional N°1, en sentido de tránsito Cañas-San José, de enero a setiembre del 2009. Aplicando un periodo de diseño de 20 años y un factor de crecimiento del 4% (vías nacional), se determinó un ESAL de nueve millones ochocientos cuarenta y cinco mil ejes equivalentes de 80 kN. Además, se consideraron los siguientes parámetros de diseño del pavimento, según del AASHTO 93: ZR=-1,645; So=0,3; J=3,6; Cd=1,0; Po=2,4; Pt=2,5; ΔPSI= 2,0 y k(pci) =160.

La losa de concreto convencional resultó ser más delgada, debido a que el concreto con fibra posee un módulo de ruptura menor. Luego se evaluaron ambas losas de las ecuaciones de fatiga, pero con valores típicos de los materiales presentes en Costa Rica dados por Porras (2009).

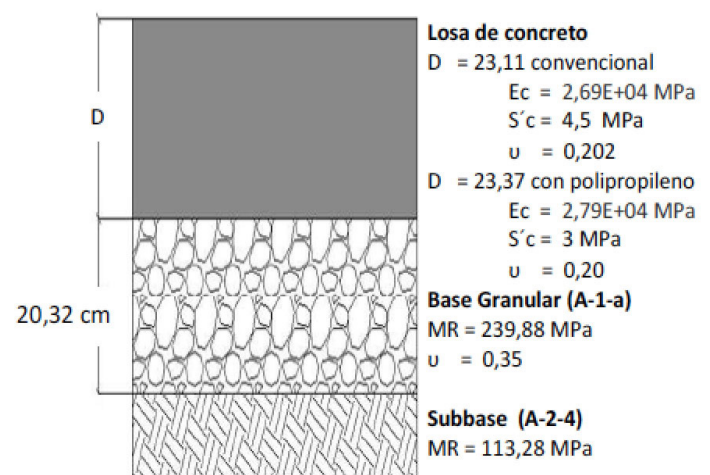


Figura 7. Diseño de losa de concreto simple y con adición de polipropileno

Revisión por fatiga: modelado en el software ISLAB2000

Con el software de elemento finito ISLAB2000, creado por ERES Consultants, se calcularon los esfuerzos y deformaciones en las losas de concreto, producto de la aplicación de carga del camión de diseño. El camión de diseño elegido es el más representativo (60% del total de vehículo), en este caso el T3-S2, vehículo con mayor relación de cargas respecto del número de llantas (18 ruedas), por lo que produce más daño a la estructura. Además, como está autorizado para transportar 39 toneladas, por tener un eje trídrem en lugar de tándem, distribuye de manera más eficiente las cargas hacia el pavimento, por eso el daño que realiza es menor. Se utilizó una presión de inflado de las llantas de 120 psi según la sugerencia de la guía MEPDG

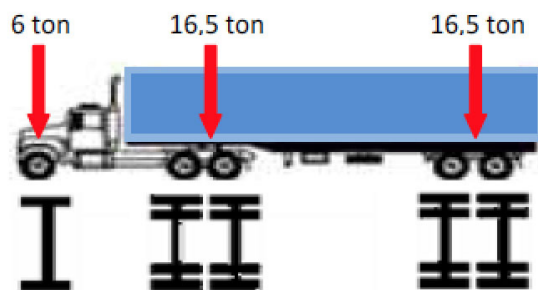


Figura 8. Camión de diseño T3-S2 Fuente: Allen y Badilla, 2011 (Modificado por: Autor)

Se consideró un pavimento tipo JPCP con dovelas transversales, 85% de eficiencia en la transferencia de carga del en sentido longitudinal, y 50% en el sentido transversal, según la guía MEPDG. Se incorporó un espaldón de 0,5 metros, sin juntas transversales, para 10% de la eficiencia de transferencia de carga, según. Vega (2012).

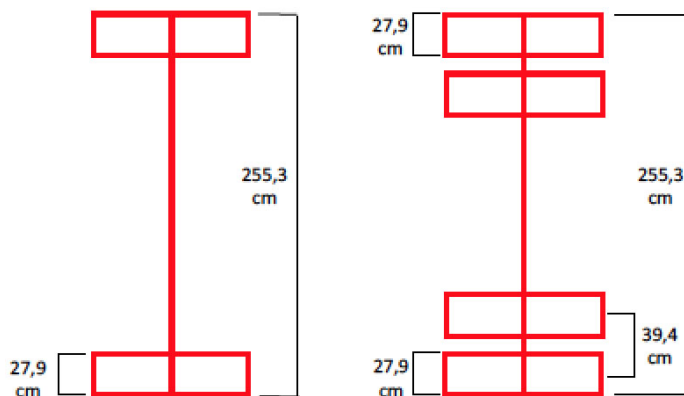


Figura 8. Camión de diseño T3-S2 Fuente: Allen y Badilla, 2011 (Modificado por: Autor)

Grietamientos transversales de abajo hacia arriba

Se presentan cuando el eje direccional (mayor relación de carga entre número de llantas) se posiciona en el centro longitudinal de la losa, muy cerca del borde o hacia el espaldón. Las cargas de tránsito generan esfuerzos de tensión en la parte inferior de la losa que pueden ser incrementados cuando se presenta alabeo por temperatura.

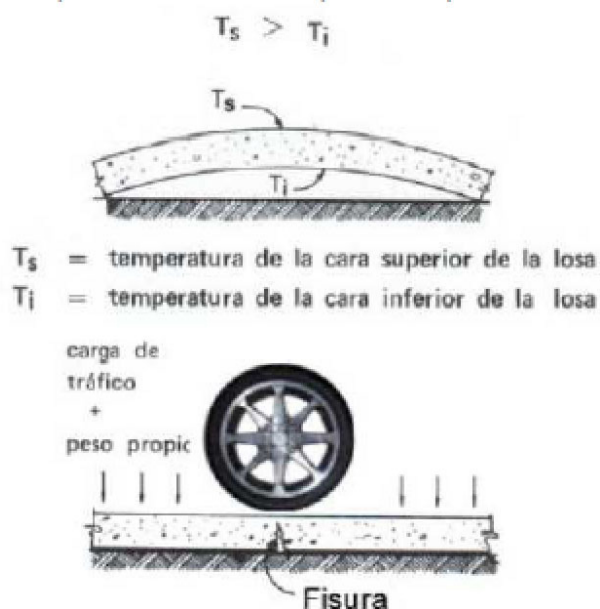


Figura 10. Agrietamiento de abajo hacia arriba de la losa. Fuente: Román, 2008

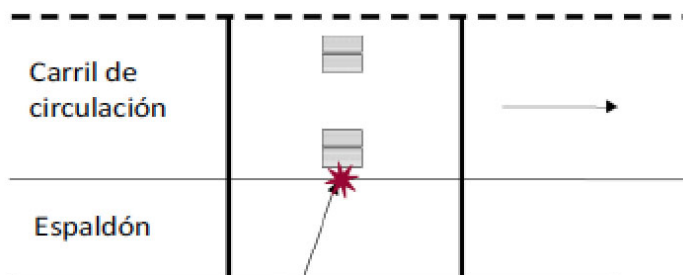


Figura 11. Ubicación de esfuerzo crítico (arriba de la losa). Fuente: MEPDG, 2004, Modificado por: Autor

Las diferencias de temperatura entre la parte superior e inferior de la losa, incide en los esfuerzos críticos. Durante el día, la parte superior de la losa queda expuesta al sol; la losa se expande en la superficie y adopta una curvatura convexa, por lo que se forma un vacío o pérdida de soporte bajo el centro de la losa. Cualquier fuerza que restrinja el movimiento de la losa, incluyendo el peso propio del pavimento, va a producir un esfuerzo, que por el alabeo de la losa, incrementan los esfuerzos de tensión inferior y origina agrietamiento de abajo hacia arriba del elemento. En este estudio no se toma en cuenta el gradiente térmico pues en Costa Rica no se presentan variaciones extremas en la temperatura a lo largo del día.

Agrietamientos transversales de arriba hacia abajo

El gradiente de temperatura negativo se presenta en las noches, la losa adopta una curvatura cóncava que forman vacíos en los extremos del elemento dando lugar a un incremento en los esfuerzos de tensión en la superficie del pavimento. Si estos esfuerzos de tensión superan los esfuerzos de compresión provocados por el tránsito, entonces se presenta el esfuerzo crítico en la superficie de la losa y ocurre agrietamiento de arriba hacia abajo.

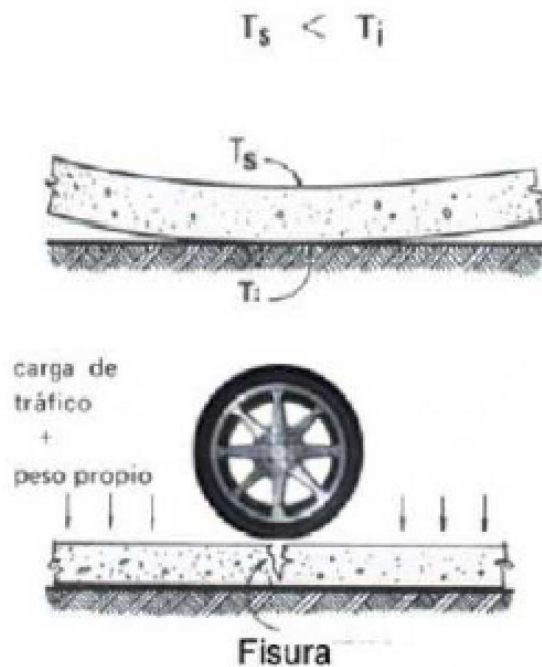


Figura 12. Agrietamiento de arriba hacia abajo de la losa. Fuente: Román, 2008

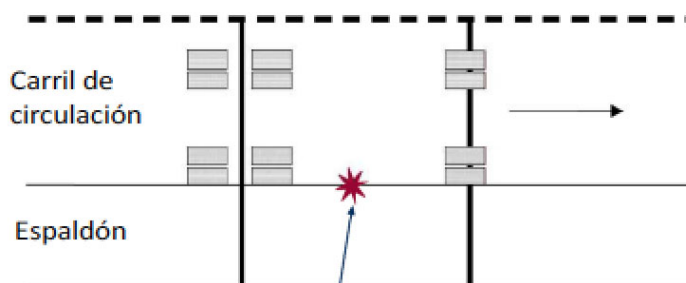
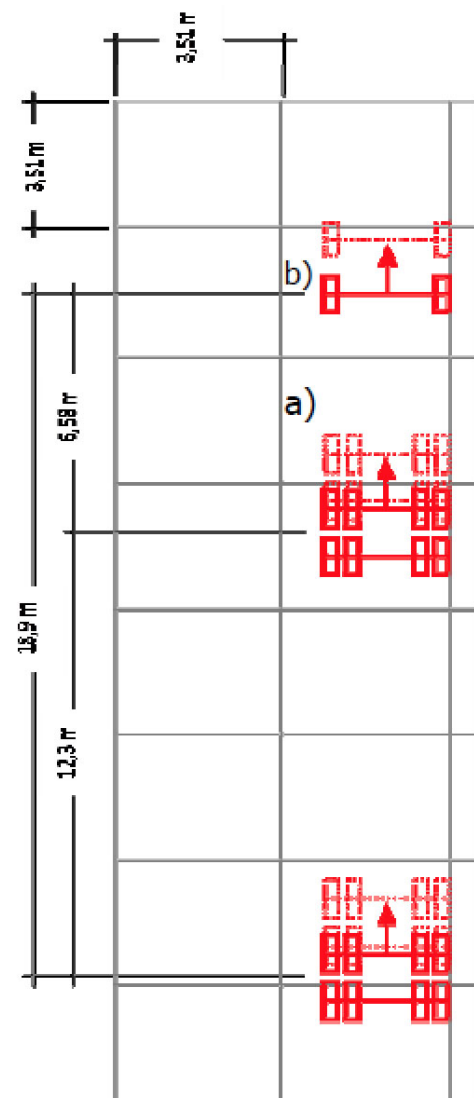


Figura 13. Ubicación de esfuerzo crítico (abajo de la losa). Fuente: MEPDG, 2004
Modificado por: Autor

Para que se presente la condición crítica debe haber una geometría de losas que permita que dos ejes del camión se coloquen sobre los extremos del elemento simultáneamente. Bajo esta configuración de cargas se favorece la ocurrencia de mayores esfuerzos de tensión en la superficie del pavimento.

Resultados

La configuración de 8 losas de 3,5 x 3,5m, utilizadas el programa de elemento finito ISLAB2000, se presenta en la siguiente figura de acuerdo con los criterios de falla de la guía MEPDG. Se colocaron los ejes del vehículo T3-S2 lo más cerca posible tanto de una junta transversal como de longitudinal. No fue posible acomodar 2 ejes del camión de diseño sobre una misma, para la falla por agrietamiento de arriba hacia abajo, ya que longitudes de losas mayores no tendría sentido práctico, pues no se construyen en proyectos reales (pavimentos JPCP).



La terminación del antepecho en los muros con ventanas en toda su extensión se realizó con un platacho especial Fig 23.-, confeccionado de tal forma que permitía dejar el alféizar listo para recibir los marcos de ventanas, al igual que con el Box – Out, debido a que no se podían hacer reparaciones con mortero en este ni en ningún otro elemento a la vista.

Figura 14. Ubicación T3-S2 para evaluar a fatiga dos casos para producir:

- a) Agrietamientos de abajo hacia arriba de la losa (línea continua)
- b) Agrietamientos de arriba hacia abajo de la losa (línea discontinua)

A continuación se presentan los resultados del programa de modelación ISLAB2000. En negativo, las deflexiones positivas se refieren a “hundimientos”, y el caso contrario en negativo.

Los agrietamientos de abajo a arriba de la losa se representan bien para ambos tipos de concreto, pues la concentración de esfuerzos críticos (color rojo) se presentó en el punto donde se esperaba, en el centro de la losa y cerca del borde longitudinal (ver figura 15 y 16). Además, los esfuerzos que se obtuvieron en la parte de abajo de la losa son mayores que los esfuerzos en la superficie, por lo que es factible la ocurrencia de la falla tal y como se planteó.

Los agrietamientos de arriba hacia abajo de la losa, no se representan adecuadamente. Las cargas de tránsito siempre producen esfuerzos de compresión en la parte superior y esfuerzos de tensión en la parte inferior de la losa, así que la única manera de lograr que se origine una grieta de arriba hacia abajo es considerando los esfuerzos inducidos por el gradiente de temperatura negativo. (MEPDG, 2004), y como este análisis de gradiente térmico no se incluyó, los esfuerzos calculados para ambos casos resultaron similares, los puntos críticos para el modelo de agrietamiento de arriba-abajo se dan bajo las llantas del camión de diseño (ver figura 17 y 18).

Las deflexiones se presentan en los puntos de aplicación de la carga, tal y como era de esperar. En todos los casos modelados las deflexiones mayores (signo positivo, hacia abajo de la estructura de pavimento) se presentan debajo del eje tándem “driving”, cerca de la junta transversal, donde se pierde eficiencia en la transferencia de carga.

El modelado real del agrietamiento es muy complejo, por lo que se utilizan factores empíricos de calibración para predecir el deterioro en campo. La siguiente ecuación sirve para calcular el número de repeticiones de carga permisibles hasta la rotura según la guía mecanicista MEPDG.

$$\text{Log}(N) = 2 \cdot \left(\frac{MR}{\sigma_{\text{aplicado}}} \right)^{1,22} + 0,4371 \quad [13]$$

Agrietamiento de abajo hacia arriba de la losa de concreto convencional (a)

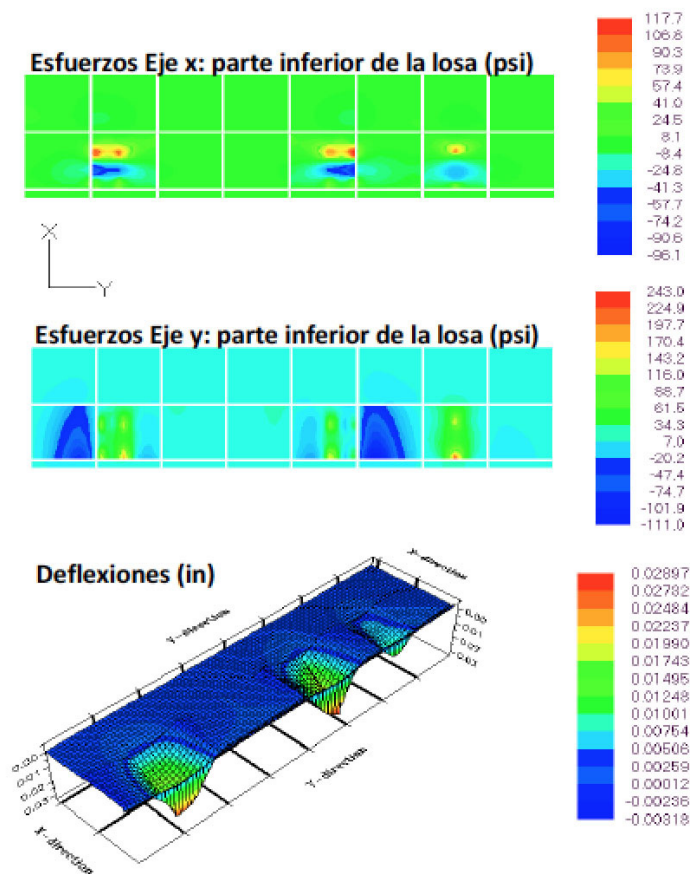


Figura 15. Condición de falla tipo (a)

Agrietamiento de abajo hacia arriba de la losa de concreto con polipropileno (c)

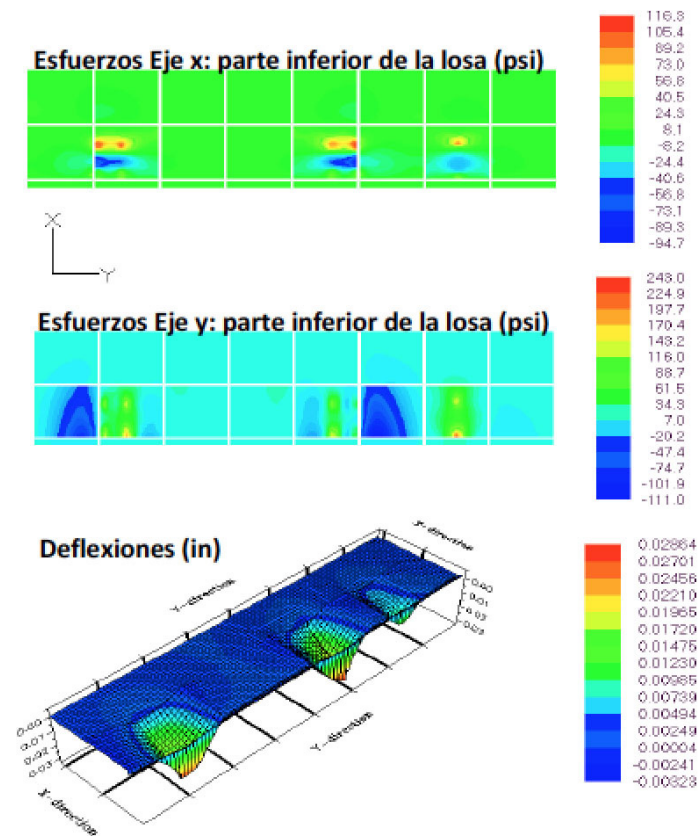


Figura 16. Condición de falla tipo (c)

Agrietamiento de arriba hacia abajo de la losa de concreto convencional (b).

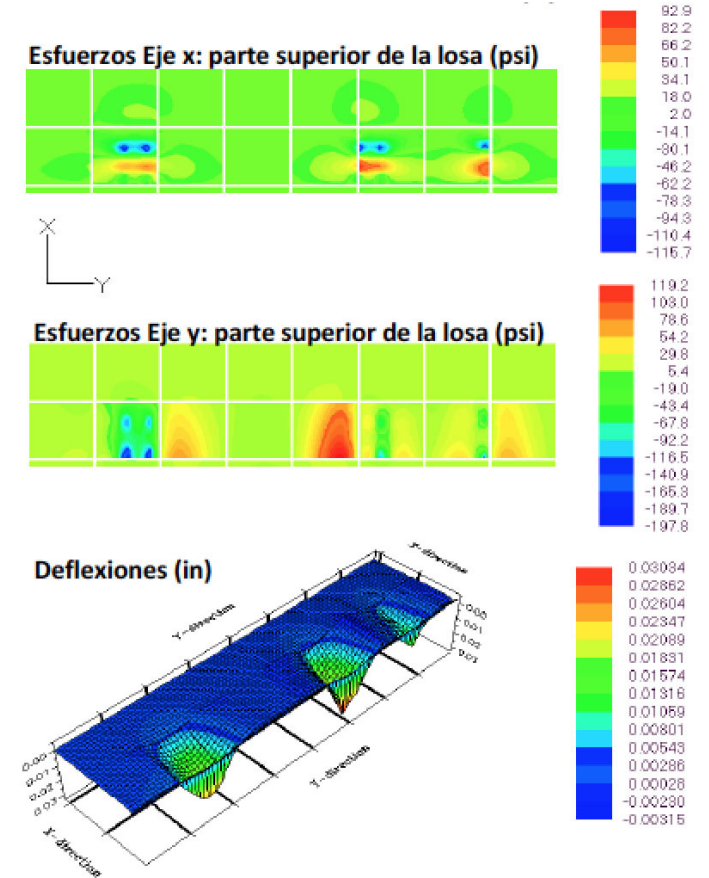


Figura 17. Condición de falla tipo (b)

Grietamiento de arriba hacia abajo de la losa de concreto con polipropileno (d).

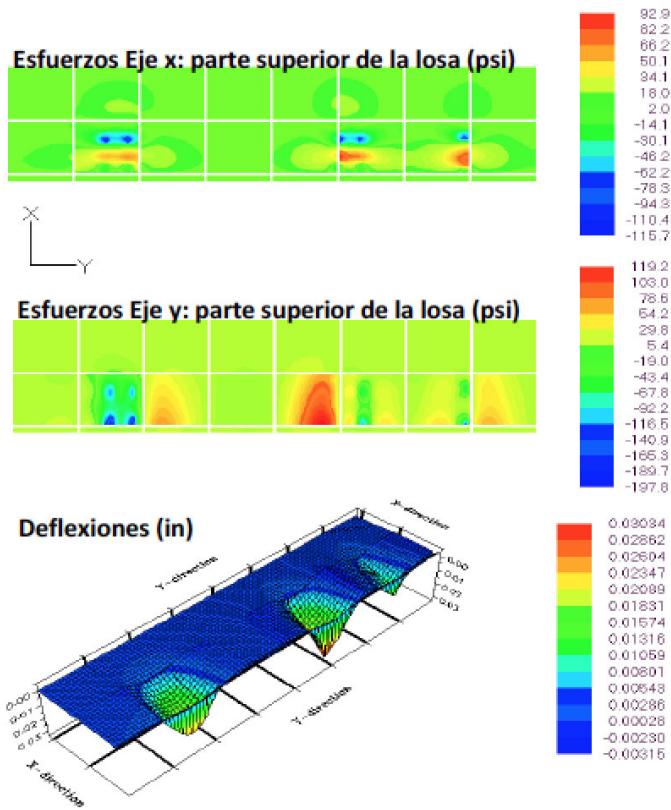


Figura 18. Condición de falla tipo (d)

Los resultados se presentan en psi, por la versión del software que tiene el LanammeUCR. Los esfuerzos de tensión en signo positivo y compresión. Los anteriores resultados se compararon contra los resultados utilizando la ecuación brindada por la guía MEPDG, el cuadro. No se incorpora el pavimento con adición de fibra ya que dicha guía no presenta ningún modelo de deterioro para concreto con polipropileno.

Tipo de concreto		Simple		Con Fibra	
Criterio de falla		↑	↓	↑	↓
		a	b	c	d
σ_{aplic}	Esfuerzo aplicado (MPa)	1,68	0,83	1,66	0,82
MR	Módulo de ruptura (MPa)	4,50	4,50	4,38	4,38
SN	Relación de esfuerzos	0,37	0,18	0,38	0,19
N fatiga	Repeticiones Admisibles	1,971E+11	6,443E+18	3,673E+07	1,023E+12
N MEPDG	Repeticiones Admisibles	1,335E+07	1,565E+16	-	-

Cuadro 7. Resultados del análisis elemento finito

Del cuadro anterior se deriva que las repeticiones de carga admisibles varían según el modelo de deterioro aplicado. Esto demuestra la necesidad de calibrar el modelo obtenido mediante pruebas de laboratorio con factores de correlación en campo. En todos los escenarios planteados, los esfuerzos de tensión producidos por el vehículo de diseño llevan a relaciones de esfuerzos muy bajos y por ende las repeticiones de carga admisibles que puede soportar el pavimento resultan mucho mayores que el ESAL de diseño (9,8 millones de ejes equivalentes). Según los resultados obtenidos, en ninguno de los casos se presenta un daño por fatiga significativo, a pesar de que los camiones T3-S2 representen el 60% de los vehículos que transitan por la ruta.

Tal y como se había mencionado en el apartado 4.2.21 anterior, el posible error que se produjo en el ensayo de fatiga durante la falla del espécimen con relación de esfuerzos del 75%, afecta los resultados obtenidos con la modelación del software de elemento finito. La cantidad de repeticiones de carga admisibles hasta la falla en el concreto con fibras es menor que para el concreto convencional, según la ecuación de fatiga obtenida para la mezcla con polipropileno, cuanto menor sea el esfuerzo aplicado menor será la resistencia a la fatiga.

Según el análisis de resultados realizado para los ensayos de fatiga, el concreto con adición de fibras llega a ser más resistente a la fatiga que el concreto simple, lo cual no se refleja en el modelo.

6. Conclusiones & recomendaciones

Las pruebas de caracterización de los materiales indicaron que los agregados y el cemento son de buena calidad y son aptos para la fabricación de mezclas de concreto.

A pesar de que el FibroMac12 es un material hidrofóbico, su incorporación afecta notablemente la relación agua-cemento, pero porque las fibras generan un amarre dentro de la matriz cementante, afectando la trabajabilidad. Al variar la relación agua-cemento de la mezcla, se incrementa la resistencia a la compresión y aumenta el módulo de elasticidad; sin embargo el incremento en la rigidez del concreto infiere negativamente en el comportamiento a la flexión de la mezcla pues se disminuye el módulo de ruptura.

Es posible que la utilización de fibras mejore el desempeño de la mezcla frente a la contracción por secado, dada la interacción mecánica de las fibras con la mezcla en estado fresco; pero debe usarse dosificaciones cercanas a las recomendadas por el fabricante para no afectar la relación A/C.

A los 28 días de edad, las mezclas de los distintos tratamientos no presentaron variaciones significativas en la resistencia a la flexión ni en el módulo de elasticidad.



Puede afirmarse que la adición de fibras de polipropileno incide en la ganancia de resistencia a la compresión de la mezcla, para dosificaciones de hasta 0,3% del volumen de mezcla. Con dosis mayores se recomienda, siempre y cuando se calibre el diseño de mezcla, el uso fluidificantes para mejorar la trabajabilidad del concreto.

Se logró implementar satisfactoriamente el ensayo de fatiga para mezclas de concreto con adición de fibras sintéticas en el LanammeUCR.

El concreto con adición de fibras de polipropileno gana tenacidad, pues su módulo de elasticidad dinámico se disminuye, o sea el material se vuelve más deformable, siempre y cuando la aplicación de cargas sea cíclica y se logre someter el elemento a la flexión. No fue posible comparar los módulos estáticos y dinámicos obtenidos en esta investigación, ya que ambos ensayos se ejecutaron bajo condiciones de humedad diferentes.

Las mezclas con adición de fibra presentan mejor comportamiento a la fatiga por cargas dinámicas, que el concreto convencional con incrementos de 42 y 55% (Cuadro 4). Además, gana tenacidad, pues su módulo de elasticidad dinámico disminuye en un 14% (Cuadro 6), o sea se vuelve más deformable.

La dosificación óptima de fibra no afecta las propiedades mecánicas del concreto determinadas mediante ensayos estáticos, pues tanto el concreto de control como el concreto con 0,1 % de polipropileno superaron la vida útil por fatiga.

Los modelos de fatiga obtenidos aplican únicamente para los materiales utilizados en la presente investigación.

Con el diseño mecanicista de pavimento realizado, se encontró que la losa para concreto con adición de fibra de polipropileno supera apenas en 0,1 pulgadas (2,54 mm) la losa de concreto simple. Por lo tanto, el uso de microfibras no reduce el espesor del elemento estructural.

Con la incorporación de los modelos de deterioro en el diseño no se alcanzaron los resultados esperados, debido a la necesidad de aplicar un factor de correlación de campo para las ecuaciones obtenidas mediante los ensayos dinámicos.

No se logró representar adecuadamente el criterio de falla por agrietamiento transversal de arriba hacia abajo, dado que se excluyó de la modelación el efecto del gradiente térmico en el incremento de los esfuerzos de tensión.

Con respecto al número de pruebas realizadas para esta investigación, podría aumentarse la cantidad de probetas ensayadas con el fin de aumentar los grados de libertad utilizados en los análisis de varianza ANOVA y así comprobar la significancia de los resultados.

Los modelos de fatiga obtenidos sirven como aporte inicial al tema de la fatiga del concreto en Costa Rica. Deberán calibrarse y depurarse mediante la aplicación de más pruebas, aprovechando los recursos tecnológicos disponibles para su realización. Para mejorar la modelación realizada en el software ISLAB2000 es necesaria la calibración de parámetros y creación de bases de datos de todas las variables implicadas.

Se recomienda continuar esta investigación utilizando el HVS (Heavy Vehicle Simulator) recientemente adquirido por el LanammeUCR, para establecer correlaciones entre las pruebas de laboratorio y campo, y calibrar el modelo obtenido.

7. Referencias

1. Monge M, Sukti (2013). Evaluación del Comportamiento de la Fatiga de una Mezcla de Concreto MR-45 MPa con Adición de Polipropileno. San José, Costa Rica: Universidad de Costa Rica.
2. Allen, J., & Badilla, G. (2011). Determinación de la carga de diseño para pavimentos flexibles en Costa Rica. XVI-CILA Congreso Latinoamericano de Asfalto. Rio de Janeiro: Instituto Brasileiro do Petróleo, Gás e Biocombustíveis.
3. American Association of State Highway and Transportation Officials. (1993). Guide for Design of Pavement Structures. Washington D.C: AASHTO.
4. American Concrete Institute. (2002). State of Art Report on Fiber Reinforced Concrete. ACI. ACI Fannington Hills, MI.
5. Anguas, P., Gómez, J., & Sesma, J. (2002). Mecánica de materiales para pavimentos. Querétaro: Instituto Mexicano del Transporte.
6. Austroads. (2012). Preliminary Investigation of the Influence of Micro-cracking on Fatigue Life on Cemented Materials. Sidney: Austroads Ltd.
7. Boada, M., & Edwin, P. (2010). Trabajo de Grado. Comportamiento a la fatiga de una mezcla de concreto MR-3.5 MPa para pavimento con fibras plásticas. Colombia: Universidad Pontificia Javeriana de Bogotá.
8. Calo, D. (2010). Jornada de actualización técnica: Diseño y Construcción de Pavimentos de Hormigón. Diseño de Pavimentos Rígidos. Santiago del Estero: Dirección Nacional de Vialidad.
9. Chavarría, P. (2005). Trabajo Final de Graduación. Desarrollo de modelos de agrietamiento por fatiga en el concreto asfáltico en Costa Rica. San José, Costa Rica: Universidad de Costa Rica.
10. Cornejo, N., & Velásquez, W. (2009). Trabajo de Graduación. Análisis Comparativo entre Métodos de Diseño de Estructuras de Pavimento Rígido. Antiguo Cuscatlán, El Salvador: Universidad Centroamericana "José Simeón Cañas".
11. FITESA. (2002). Boletín Técnico bt4. Fibras de polipropileno. Gravataí, Brasil.
12. Gillespie, T., Karamihas, S., Cebon, D., Sayers, M., Nasim, M., Hansel, W., et al. (1992). Effects of Heavy Vehicle Characteristics on Pavement Response and Performance. Michigan: UMTRI The University of Michigan Transportation Research Institute.
13. Huang, Y. H. (1993). Pavement Analysis and Design. New Jersey: Prentice Hall.
14. Instituto Mexicano del Cemento y el Concreto. (2007). Concreto reforzado con fibras. IMCYC.
15. INV. (2007). I.N.V. E-414-07. Resistencia a la flexión del concreto: Método de la viga simple cargada en los tercios de la luz. Colombia: Instituto Nacional de Vías.
16. Koss, I. (2001). Trabajo Final de Graduación. Concreto Reforzado con Fibras de Polipropileno. San José, Costa Rica: Universidad de Costa Rica.
17. Maccaferri. (s.f.). Manual Técnico. Fibras como Elemento Estructural para el Refuerzo de Hormigón. Brasil: Maccaferri do Brasil Ltda.
18. Mendoza, C., Aire, C., & Dávila, P. (2011). Influencia de las fibras de polipropileno en las propiedades del concreto en estados plástico y endurecido. Concreto y Cemento.
19. National Cooperative Highway Research Program. (2004). Guide for Mechanistic-Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structures. NCHRP.
20. Neville, A. (1995). Properties of Concrete. John Wiley & Sons.
21. Porras, J. D. (2009). Trabajo Final de Graduación. Determinación de rangos de módulos resilientes para materiales constituyentes de la estructura de pavimentos existentes en Costa Rica, mediante el procedimiento de retrocálculo de módulos y ensayos dinámicos. San José, Costa Rica: Universidad de Costa Rica.
22. Pujades, P. (2009). Tesis de grado. Durability of polypropylene fibre reinforced concrete. España: Universitat Politècnica de Catalunya.
23. Rao, S., & Roesler, J. (2005). Cumulative fatigue damage analysis of concrete pavement using accelerated pavement testing results. University of Illinois.
24. Román, L. R. (2008). Tesis. Método Constructivo de Losas Cortas en Pavimentos de Concreto Hidráulico. Guatemala: Universidad de San Carlos de Guatemala.
25. Sánchez, A. (1985). Trabajo Final de Graduación. Diseño Experimental de un Concreto Reforzado con Fibras de Vidrio para Uso en Losas de Pavimento. San José, Costa Rica: Universidad de Costa Rica.
26. Vega, E. (2012). Trabajo Final de Graduación. Elaboración de una guía de análisis estructural para pavimentos rígidos. San José, Costa Rica: Universidad de Costa Rica.
27. Xargay, H., & Balzamo, H. (2010, Octubre). Hormigón Proyectado Reforzado con Macrofibras. HORMIGONAR, pp. 28-32.



Factibilidad del reemplazo del agregado fino por arena de relave en el hormigón

Feasibility of using sand tailings instead of fine aggregate in concrete making process

Lira Cifuentes G.1

Autores: Guillermo Alejandro Lira Cifuentes

Rodrigo Hernán Osses Peña

Universidad de La Frontera

glira@ufro.cl, phone: 56-45-2325685

rosses@ufro.cl, phone: 56-45-2325545

INFORMACIÓN DEL ARTICULO

Historial del
artículo:

Recibido
09-05-2013

Aceptado
22-11-2013

Publicado
20-12-2013

Palabras Claves:
Concreto
Medio Ambiente
Impacto ecológico
Arena de relave

Resumen

Considerando los impactos ambientales de la construcción y minería, el presente artículo, analiza la factibilidad técnica de reemplazar el agregado fino en el hormigón, por arenas de relave de la explotación del cobre. Los áridos son la estructura soportante del hormigón, constituyendo el 70 al 80% del volumen. Su reemplazo permitiría disminuir la explotación indiscriminada de ríos minimizando los efectos de las crecidas. Por otra parte los procesos mineros depositan arena en tranques que generan impactos ambientales y riesgos de avalanchas. Chile ha incrementado su producción de cobre gracias a nuevos flujos de inversión. Esto ha impulsado el desarrollo quedando atrás un mayor compromiso en la sustentabilidad de la construcción y descontaminación.

Las actividades del estudio fueron:

Obtención de parámetros de diseño para hormigones de los áridos en estudio.

Establecer la dosificación de diseño de los áridos patrones y el equivalente con la arena de relave.

Evaluar la resistencia a compresión que entrega la arena de relave comparada con los áridos patrones

Finalmente resulta factible la utilización de la arena de relave, obteniéndose resistencias mayores a edades tempranas y de cálculo, justificándose iniciativas que permitan aprovechamiento del material.



INFORMACIÓN DEL ARTICULO

Article history:

Received
09-05-2013
Accepted
22-11-2013
Available
20-12-2013

Keywords:

Concrete,
Environment,
Ecological impacts
Sand of tailings

Abstract

This paper analyses the feasibility of using sand tailings instead of fine aggregate in concrete making process which has important implications considering the negative environmental effects of building activities as well as mining exploitation.

These implications are given by the fact that aggregates are between 70 to 80% of concrete composition and they represent their supportive structure. Therefore, its replacement by sand tailings implies a positive effect since reduces river's bank exploitation activities and its resulting mismanagement of river bank resources which are an important cause of human produced floods.

Additionally, copper extraction activities produce large amounts of sand tailings, which are deposited in surface dams. As a consequence, the risk of floods and the negative impact on the environment and the landscape are increased. Mining companies do not have a practical usage of this residual material of their extraction activities.

The production of refined copper in Chile has experienced an outstanding pace of growth in the last years, which is mainly explained by the increasing flows of foreign direct investment. The expansion of the mining sector has boosted Chilean economic growth, but at the same time has increased the challenge of improving environmental sustainability of mining and construction activities. In this context, this paper explores the feasibility of using sand tailings from the mining activity in the production of concrete, as a way to alleviate the environmental impact of both activities.

In order to address this question the following activities were performed:

Getting the design parameters for the concrete aggregates under study.

Establish the amount of fine aggregate in the elaboration of concrete and compare it with the required amount of sand tailings.

Compare the mechanical resistance to compression of concrete made using sand tailings versus concrete using traditional fine aggregates.

Finally, this analysis concludes that the using of sand tailings in the elaboration of concrete is feasible. The results show higher resistance at early ages and calculation of concrete made using sand tailings rather than fine aggregates. Therefore, this paper justifies the use of sand tailings in construction activities, which implies a positive impact for environmental decontamination.

1. Introducción

La minería el cobre es la más importante en Chile, aportando un considerable porcentaje del producto interno bruto, sin embargo el impacto ambiental que genera esta actividad es una preocupación importante tanto para las empresas como el Estado. Para ello se realizan esfuerzos para manejar los desechos en forma controlada. Los residuos industriales sólidos (RIS) se disponen en vertederos autorizados y los líquidos (RIL), se depositan en grandes tranques.

Se considera que del total de mineral extraído en una mina, aproximadamente sólo el 1% corresponde al metal, el resto es descartado como desechos, donde la arena de relave es uno de ellos.

No cabe duda que la utilización práctica de estos desechos como en este caso, contribuiría de manera importante al proceso de descontaminación.



Fig. 1.- Tranque de relave (Fuente: Serrano 2010)

1.1 Arena de relave

El relave corresponde a una suspensión de mineral residual en agua que se elimina de las plantas concentradoras y que, generalmente, se deposita en un tranque. El relave contiene aproximadamente un 50% de material sólido, compuesto por especies minerales muy poco solubles y 50% de agua. En el tranque la parte sólida decanta, mientras la parte acuosa forma una laguna artificial, parte de la cual puede evacuarse al medio, constituyendo un residuo industrial líquido (RIL).

1.2 Origen del relave

En el proceso de concentración, específicamente en el proceso de flotación se producen los residuos llamados relaves.

1.3 Procesos de chancado y molienda

El objetivo del proceso de concentración, es liberar y concentrar las partículas de cobre que se encuentran en forma de sulfuros en las rocas mineralizadas. Este se realiza en instalaciones de superficie (planta) lo más cerca posible de la mina.

Este proceso se divide en:

Etapa 1 chancado

El mineral proveniente de la mina presenta una granulometría variada, desde 1 hasta 100mm, por lo que se debe reducir el tamaño de las partículas mayores hasta un tamaño uniforme de ½ pulgada (12,5mm).

Para esto se combinan tres equipos en línea que reducen el material a 8", luego a 3" y finalmente a ½".

Etapa 2 molienda

En esta etapa se continúa reduciendo el tamaño de las partículas que componen el mineral, para obtener una granulometría máxima de 180 micrones (0,18mm.), la que permite finalmente la liberación de la mayor parte de los minerales de cobre en forma de partículas individuales.

La molienda se realiza de dos formas, un proceso de molienda semi autógena (SAG) mineral más agua y cal desde el chancador primario, y uno convencional de chancado, en este último caso mediante molinos de barras y de bolas. En ambos casos el mineral se mezcla con agua obteniéndose un material reducido a un tamaño máximo de de 180 micrones, y luego esta pulpa es llevada a la siguiente etapa.

Etapa 3 flotación

La flotación es un proceso físico-químico que permite la separación de los minerales sulfurados de cobre y otros elementos como el molibdeno, del resto de los que componen la roca original.

La pulpa que ya tiene incorporados los reactivos necesarios para la flotación, se introduce en receptáculos (celdas de flotación). Desde el fondo de las celdas se hace burbujear aire y se mantiene la mezcla en constante agitación para que el proceso sea intensivo.

Los reactivos cumplen las siguientes funciones:

Reactivos espumantes: producen burbujas resistentes.

Reactivos colectores: impregnan las partículas de sulfuros de cobre y molibdeno para que se separen del agua y se unan a las burbujas.

Reactivos depresantes: producen el efecto inverso al de los colectores, para evitar la recolección de otros minerales como la pirita, que es un sulfuro que no tiene cobre.

Cal: estabiliza la acidez de la mezcla en un valor de pH determinado proporcionando un ambiente adecuado para que ocurra todo el proceso de flotación.

Las burbujas arrastran consigo los minerales sulfurados hacia la superficie, donde rebasan por el borde de la celda hacia canaletas las conducen hacia estanques especiales, desde donde la pulpa es enviada a la siguiente etapa.



Fig. 2.- Planta de flotación (Fuente: Serrano 2010)

El proceso es reiterado en varios ciclos de manera que cada ciclo va produciendo un producto cada vez más concentrado. El concentrado final de cobre es secado mediante filtros y llevado al proceso de fundición.

El espesamiento del relave permite recuperar una parte del agua utilizada. Finalmente el relave es conducido en el caso de la mina El Teniente, por una canoa de más de 85Km. desde la cordillera de los Andes hasta el tranque de relave Carén, en la cordillera de la Costa.

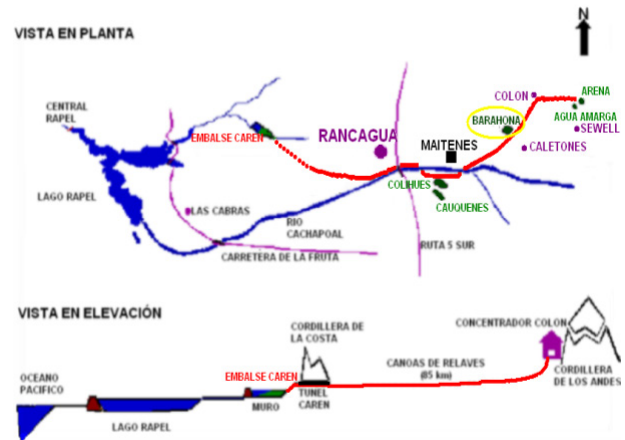


Fig. 3.- Traslado del relave (Serrano 2010)



Fig. 4.- Disposición final (Fuente: Serrano 2010)

2. Fase experimental del estudio

Para llevar a cabo el estudio de factibilidad, se confeccionaron 24 probetas de hormigón en cubos de 20 cms. de arista, de las cuales 12 de ellas fueron patrón y las otras 12 de estudio (con arena de relave). Se dosificaron con respecto a diferentes dosis de cemento (200, 300, 400kg./m³), para su posterior comparación mediante el análisis de ensayos a la compresión a 7, 14 y 28 días. Esto se realizó en el Laboratorio del Departamento de Ingeniería de Obras Civiles, de la Facultad de Ingeniería, Ciencias y Administración, de la Universidad de La Frontera, Temuco, Chile.

Cemento:

Cemento Melón Especial, Clase Puzolánico, Grado Corriente.

Grava, gravilla y arena gruesa:

Áridos extraídos del acopio de una planta hormigonera de Temuco.

Arena fina:

Árido extraído del acopio de una planta hormigonera de Temuco.

Arena de relave:

Árido extraído del acopio de Codelco, División El Teniente.

Agua:

Agua potable directamente de la red del laboratorio.

La extracción y preparación de las muestras se efectuó según la NCh 164 Of.76.



Fig. 4.- Método de cuarteo a la arena de relave (Fuente: Serrano 2010)

El tamizado y determinación de la granulometría se realizó según la norma NCh 165 Of. 77.

Para la determinación de las densidades real y neta y la absorción de agua de las gravas se aplicó la norma NCh 1117 Of.77.



Fig. 5.- Determinación de densidades (Fuente: Serrano 2010)

Para la determinación de las densidades real y neta y la absorción de agua de las arenas se utilizó la norma NCh 1239 Of.77.

Áridos	Densidad real saturado superficialmente seco	Densidad real seco	Densidad neta	Absorción de agua
	(kg/m³)	(kg/m³)	(kg/m³)	%
Grava	2.644	2.620	2.686	0,95
Gravilla	2.672	2.643	2.722	1,09
Arena gruesa	2.695	2.652	2.770	1,60
Arena fina	2.646	2.604	2.719	1,60
Arena relave	2.724	2.704	2.761	0,80

Tabla 1.- Tabla de densidades real y neta

Para la determinación de la densidad aparente se aplica la norma NCh 1116 Of.77.

Áridos	Densidad aparente compactada	Densidad aparente suelta
	(kg/m³)	(kg/m³)
Grava	1.586	1.448
Gravilla	1.544	1.429
Arena gruesa	1.770	1.629
Arena fina	1.601	1.499
Arena relave	1.544	1.381

Tabla 2.- Tabla de densidad aparente

Para la determinación colorimétrica de la presencia de impurezas orgánicas en las arenas para hormigones se aplica la norma NCh 166 Of 52.



Fig. 6.
Determinación
colorimétrica
(Fuente:
Serrano 2010)

2.1 Determinación de la dosificación

De acuerdo a las condiciones determinadas de tamaño máximo de áridos, fluidez, consistencia y razón agua/cemento, se pueden calcular las cantidades de los diferentes componentes del hormigón.

Dosis de agua: se definen empíricamente tablas de demanda de agua libre en función de: asentamiento del cono, tamaño máximo del árido, tipo de hormigón y contenido de cemento. Se establece la cantidad de agua expresada en litros por metro cubico de hormigón colocado y compactado.

Dosis de cemento: en este caso, se establece la dosis de cemento y dada el agua determinada, se obtiene la razón agua /cemento.

Dosis de árido grueso: se determina a partir del modulo de finura de la arena y el tamaño máximo de árido. Como la dosis se expresa en litros por metro cubico se debe multiplicar por la densidad aparente compactada seca de los áridos gruesos para que quede expresada en kilos por metro cubico.

Dosis de árido fino: para su cálculo se deben sumar los volúmenes absolutos de agua, cemento, aire, áridos grueso y áridos finos, lo cual debe ser igual a un metro cubico. Ello permite definir el volumen absoluto de el árido fino, el cual, multiplicado por su densidad real, conduce al valor de la dosis de árido fino, expresada en kilo por metro cubico.

Dosis de aire: se toma de tablas validadas empíricamente, y se determina según el tamaño máximo del árido. Estos datos determinados se refieren a una dosificación de hormigón en estado saturado superficialmente seco, por lo tanto, es necesario conocer la absorción de los áridos para obtener la dosificación del hormigón en peso seco. Al tener las dosis de los componentes del hormigón en peso seco, se debe realizar una corrección por humedad de estos valores, de tal manera de obtener la dosificación del hormigón en peso húmedo. La humedad se determina pesando los áridos en estado natural y después secarlos en estufa a masa constante, para luego registrar el peso final.

La humedad se determina pesando los áridos en estado natural y después secarlos en estufa a masa constante, para luego registrar el peso final

$$(PH-PS) * 100 \\ PS$$

Donde:

H: humedad del árido (%)

PH: peso en estado natural del árido (Kg.)

PS: peso después de secado (Kg.)

Con este método de diseño se realizaron seis tipos de dosificaciones de hormigón por dosis de cemento, tres para el hormigón patrón (con arena fina) y tres para el hormigón de estudio (con arena de relave). Por lo tanto, se confeccionaron un total de 24 probetas cubicas de hormigón.

Para el diseño anteriormente señalado se consideraron las siguientes condiciones específicas para este estudio:

Dosificación por dosis de cemento: se realizó para tener una tendencia, y se obtiene la curva de diseño de dosis de cemento para cada tipo hormigón, haciendo más fácil el cálculo del hormigón. Las dosis de cemento establecidas para el presente estudio son de 200, 300 y 400 kg/m³, lo cual abarca la mayor parte de los hormigones despachados a nivel nacional.

Módulo de finura de arena: siendo un valor esencial en la determinación de la dosis del árido grueso, se estableció un mismo módulo de finura de la arena para ambos hormigones. En el hormigón patrón, se combinó la arena gruesa con la arena fina en una proporción de 75 y 25% respectivamente, dando un módulo de finura de la arena de 2,99. Para que las curvas de árido combinado de los hormigones fueran similares, se combino la arena gruesa con la arena de relave, de tal manera de obtener el mismo módulo de finura de 2,99 que el hormigón patrón, arrojando diferentes proporciones de las arenas, siendo un 83% de arena gruesa y un 17% de arena de relave.

Tamaño máximo de árido: se estableció debido a que estudios demuestran que hormigones de prueba con tamaño máximo de 40 mm. presentan menor dispersión en resistencia y densidad, que hormigones confecciones con tamaño máximo de áridos menores.

Asentamiento del cono: de 6 cm, es el que se emplea usualmente para los hormigones. La elección de tamaño máximo (40 mm.) y el asentamiento de cono (6 cm.), se debió principalmente a que corresponde al producto con el cual se mide la dosis de cemento de una planta de hormigón (HN30(90)40-06), y dicho valor es lo más relevante en el cálculo del precio de un hormigón.

Hormigón	Insumos	Designación	Tipo de hormigón (DO)	Dosis de cemento (kg/m ³)	Tamaño máximo árido (mm)	Asentamiento del cono (cm)	Número de probetas
Patrón	Cemento	DO200(00)40-06	Hormigón dosificado por dosis de cemento	200	40	6	4
	Agua total						
	Grava						
	Gravilla						
Estudio	Arena Gruesa	DO300(00)40-06	Hormigón dosificado por dosis de cemento	300	40	6	4
	Arena Fina						
Estudio	Cemento	DO400(00)40-06	Hormigón dosificado por dosis de cemento	400	40	6	4
	Agua total						
	Grava						
	Gravilla						
Estudio	Arena Gruesa	DO200(00)40-06	Hormigón dosificado por dosis de cemento	200	40	6	4
	Arena Relave						

Tabla 3. Tabla de dosificaciones



Fig. 7.- Tipos de hormigón que se dosificaron

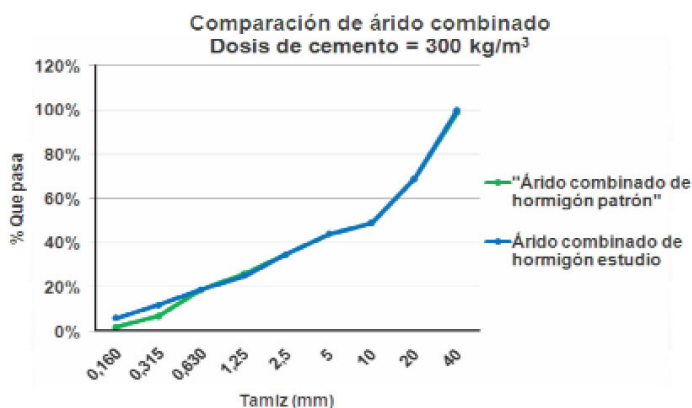


Fig. 9.- Gráfico comparativo de las curvas de árido combinado de los hormigones con dosis de cemento de 300kg./m3

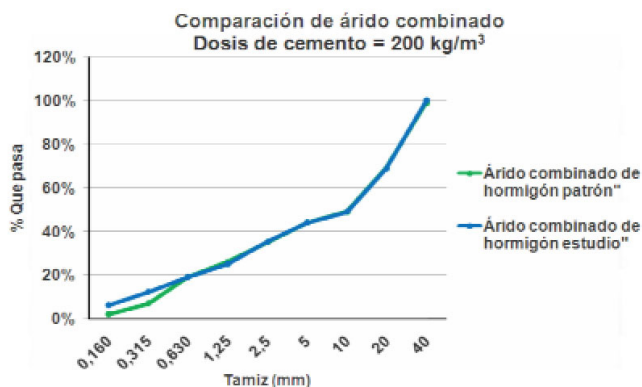


Fig. 8.- Gráfico comparativo de las curvas de árido combinado de los hormigones con dosis de cemento de 200kg./m3

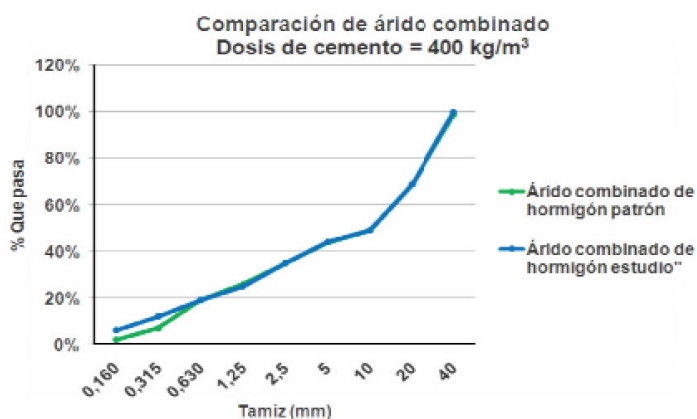


Fig. 10.- Gráfico comparativo de las curvas de árido combinado de los hormigones con dosis de cemento de 400kg./m³

Para las distintas dosis de cementos se puede observar que ambas curvas de áridos combinados son muy similares, esto es debido a que se estableció el mismo modulo de finura para ambas arenas.

3. Ensayos de resistencia a la compresión de las probetas & analisis de resultados

La resistencia es una de las propiedades más importantes del hormigón (principalmente cuando se le utiliza con fines estructurales). Por esto, se expresan de forma gráfica los resultados a la compresión de las probetas, estableciendo la comparación entre las curvas de los hormigones patrones con los de estudio mediante diferentes dosis de cementos, como se indica:

Probeta	Resistencia a Compresión (kgf/cm ²)				
	R7	R14	R28 ⁽¹⁾	R28 ⁽²⁾	R28 (promedio)
Patrón	55	94	151	145	148
Estudio	73	117	152	160	156

Tabla 4.- Resistencia a la compresión con dosis de cemento de 300kg/m³

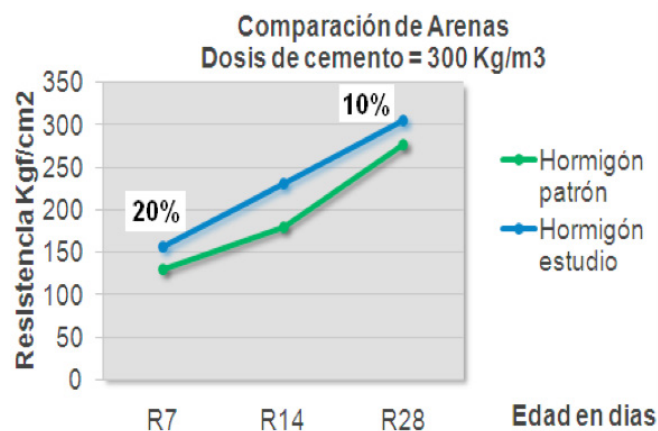


Fig. 12.- Gráfico de resistencia v/s edad, con dosis de cemento de 300kg./m³

Probeta	Resistencia a Compresión (kgf/cm ²)				
	R7	R14	R28 ⁽¹⁾	R28 ⁽²⁾	R28 (promedio)
Patrón	145	227	301	291	296
Estudio	170	260	315	323	319

Tabla 5.- Resistencia a la compresión con dosis de cemento de 400kg/m³

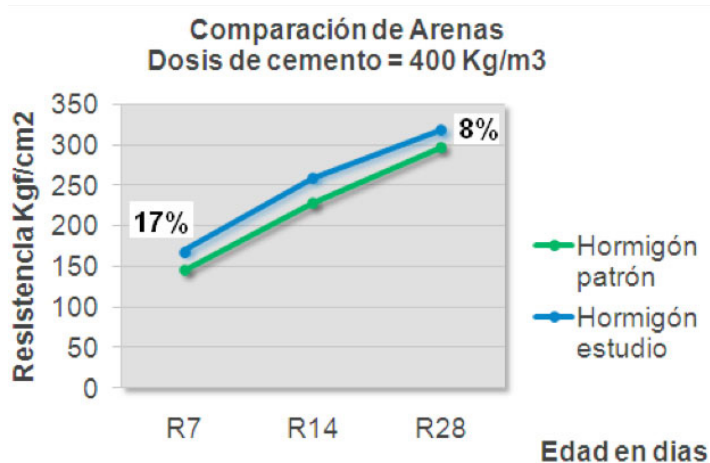


Fig. 13.- Gráfico de resistencia v/s edad, con dosis de cemento de 400kg./m³

Cabe señalar que el aumento de las resistencias se ajusta a lo esperado, según las distintas dosis de cemento establecidas.

La tendencia de la resistencia a la compresión a temprana edad (7 días) en el hormigón de estudio en todos los casos, es significativamente superior al hormigón patrón, disminuyendo esta diferencia a los 28 días, denotando que la incorporación de la arena de relave es favorable para el incremento en la resistencia del hormigón.

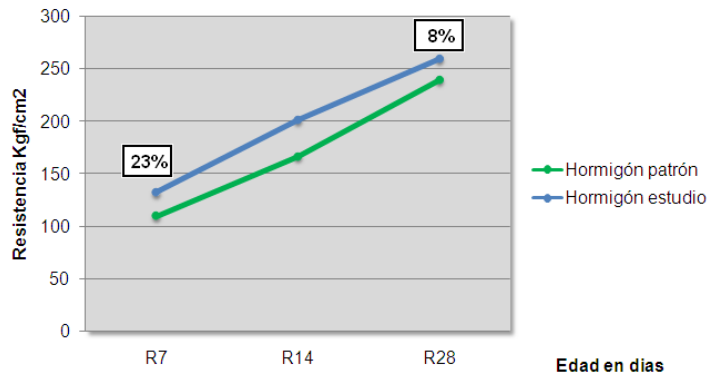


Fig. 14.- Gráfico promedio de resistencia v/s edad

4. Conclusiones

De la investigación y análisis de datos se puede señalar que la resistencia lograda en el hormigón de estudio (con arena de relave) es superior que el hormigón patrón, a las distintas dosis de cemento establecidas.

Esta diferencia de resistencia es más significativa a temprana edad, a los 7 días, con un promedio de un 23%, disminuyendo a los 28 días con una diferencia promedio entre los hormigones del 8%.

A modo de conclusión general, como estudio de factibilidad se puede afirmar que el uso de arena de relave de procesos mineros en el hormigón, es factible desde el punto de vista de la resistencia mecánica a la compresión.

Esta investigación corresponde a una primera fase que se puede complementar con otros estudios de factibilidad a futuro, tales como; determinación de los componentes mineralógicos, ensayos a la flexotracción, abrasión, adherencia (para uso como morteros) durabilidad del hormigón en el tiempo, comportamiento en la aplicación en el hormigón armado (armadura), utilización del hormigón en condiciones ambientales desfavorables, reacción con los aditivos, entre otros.

Como recomendaciones para futuros estudios uno muy interesante, sería el reducir la dosis de cemento en el hormigón, debido a que es el insumo de mayor costo. Todo esto sin que se vea disminuida la resistencia, gracias a la arena de relave y sus propiedades de incremento en la misma según lo demostrado en el presente estudio.

En lo más importante, este estudio propone una alternativa innovadora en cuanto a la utilización de un material de desecho, para incorporarlo como insumo en la fabricación del hormigón.

Esto aporta en soluciones de carácter:

Medioambientales (disminución de la contaminación visual y ambiental de los relaves, además de la disminución de la presión en la extracción de áridos en cursos naturales).

Económicas (optimización de costos de elaboración del hormigón por la vía de reemplazo del árido fino, aditivos y dosis de cemento).

Técnicas (aumento de la resistencia mecánica a la compresión en el hormigón en masa, oportunidad de desarrollo de hormigones de rápida puesta en servicio "fast track").

Bibliografía

- 1.- Trabajo de Título: Autor: Viviana Isabel Serrano Pizarro, Prof. Guía: Guillermo Lira Cifuentes, 2010 "Estudio de Factibilidad del uso de Arenas de Relave de Procesos Mineros en el Hormigón", Temuco, Chile, Universidad de La Frontera.
- 2.- Manual: Autor: Zabaleta G., Hernán, Mayo 1992, "Compendio de Tecnología del hormigón", Instituto Chileno del Hormigón.
- 3.- Libro: Autor: Günter Joseph, 1999, "Copper, Its Trade, Manufacture, Use, and Environmental Status", U.S.A., Edited by: Konrad J.A. Kundig

Hacia la Gestión de la Calidad en los Procesos Constructivos

Towards Quality Management in the Construction Processes

M. Mellado E.1

**1Escuela de Ingeniería en Construcción, Universidad Central de Chile
mmellado@ucentral.cl, phone 56-02-25826835**

INFORMACIÓN DEL ARTICULO

Historial del
artículo:

Recibido
29-11-2013
Aceptado
11-12-2013
Publicado
20-12-2013

Palabras Claves:
Gestión de
Construcción
Calidad
Procesos
Constructivos

Article history:

Received
29-11-2013
Accepted
11-12-2013
Available
20-12-2013

Keywords:
Building
Management
Quality
Construction
Processes

Resumen

La industria de la construcción ha venido incorporando a su gestión significativa innovaciones, mejoras y tecnologías, sin embargo aún queda por dar un paso significativo hacia la certificación de la calidad de las construcciones. El tema en cuestión no radica en la calidad de los materiales empleados, sinó más bien, en la calidad con la cual se llevan a cabo realmente los procesos constructivos, de forma de obtener un producto de calidad.

El presente trabajo intenta contribuir en dicha dirección, recopilando y analizando el trabajo de campo efectuado en el seguimiento de procesos constructivos a través de la metodología seis sigma. El seguimiento se efectuó desde el año 2006 al año 2010, en diversas empresas, incluyendo procesos de fundaciones, muros y losas en edificación en altura y extensión, a través de memorias de ingeniería civil e ingeniería en construcción.

En él se plantean los resultados obtenidos y desde ellos se desarrolla una propuesta específica para Obra Gruesa, que puede ser expandida a los otros macro procesos constructivos.

Abstract

The construction industry has been adding to its significant management innovations, improvement and technologies, however it remains to be a significant step toward the certification of the quality of buildings. The issue in question is not the quality of the materials used, but rather, the quality with which actually carried out the construction process, so as to obtain a quality product.

This paper aims to contribute in this direction, collecting and analyzing field work conducted in monitoring construction processes through Six Sigma. Monitoring was conducted from 2006 to 2010 in various companies, including processes for foundations, walls and slabs in building height and extension, through memories of civil engineering and engineering construction.

It raises the results obtained and from them develop a specific proposal for structural work, which can be expanded to other macro construction processes.

1. Introducción

La calidad y la productividad en la industria de la construcción no es un hecho casual, son la resultante de la disposición a “hacer bien las cosas”, esta disposición no debe entenderse como la preocupación de una o varias personas en la organización, sino que más bien la ocupación de todos de hacer bien su labor y una sola vez, esto implica que la productividad y la calidad son parte de la cultura de la empresa. Este cambio en la cultura en las empresas constructoras debe ser abordado como un mejoramiento continuo, que al ir teniendo éxito permean a la organización e incentiva a seguir mejorando.¹

El presente trabajo, reporta los análisis de calidad efectuados en varios procesos de obra gruesa, empleando como metodología de análisis Seis Sigma. El proceso metodológico empleado, así como los resultados obtenidos, permiten plantear sugerencias de mejoramiento que van en la dirección de los procesos, y en la propia gestión de la obra de construcción y empresa.

El trabajo de campo, fue desarrollado por estudiantes memoristas de Ingeniería en Construcción e Ingeniería Civil en Obras Civiles de las Universidad Central de Chile y de la Universidad de Santiago de Chile, quienes aplicaron la metodología Seis Sigma fielmente, efectuando un levantamiento de información sobre las empresas

constructoras, los procesos constructivos y los resultados de la calidad de los productos obtenidos, actuando siempre como agentes externos, de forma de recoger la información sin interferir en los protocolos de cada empresa.

2. Elementos claves en los procesos constructivos de Obra Gruesa

Tal como fuese planteado, una de las mejores estrategias de implementación de la cultura de calidad en las empresas, es la mejora continua¹; es en tan sentido que en cada una de las obras en las cuales se implementó el análisis de calidad en los procesos constructivos de obra gruesa, se procedió en primera instancia a seleccionar el proceso más significativo.

La selección del proceso, efectuada de común acuerdo con las respectivas empresas consideró fundamentalmente dos variables: la importancia técnica del proceso para la calidad del producto global (vivienda, edificio, etc.) y la significancia económica de él. Esta última medida como el porcentaje de participación del proceso en la obra gruesa. A su vez la importancia técnica del proceso, fue recogida como la participación del proceso en análisis en la modulación estructural de la obra.

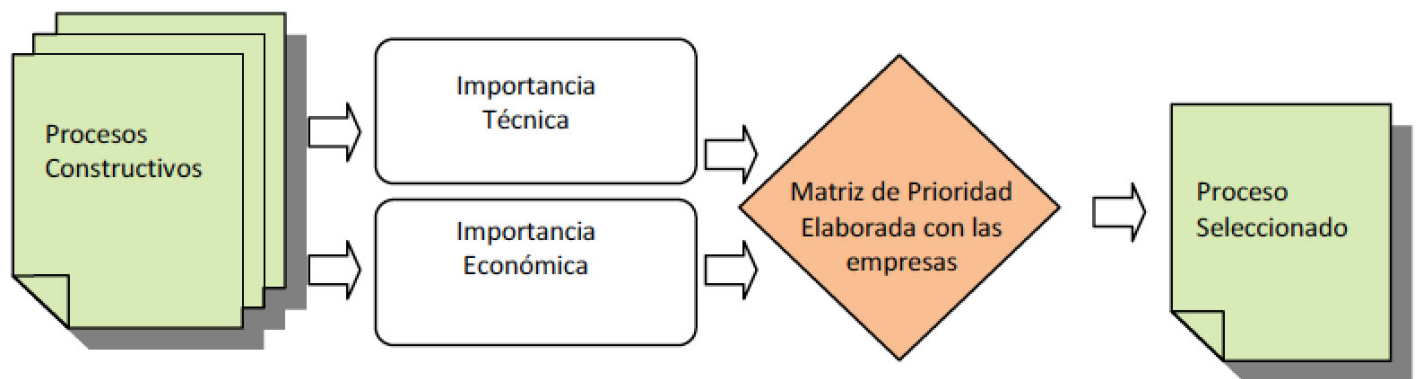


Figura 1: Selección de proceso Constructivo

¹ Luna-Villarreal, K., & González-Tamez, C. A.. “Implementación de Sistema de Calidad en la Industria de la Construcción: Hacia un Modelo Cualitativo de Evaluación” Architecture, City and Environment. España. pp: 412-435. February . 2007. [2007-62977

² Mellado-Espinoza, M. “Gestión de Calidad en la Industria del Hormigón”, Revista EMB Construcción, 2009

En los procesos de construcción de obras de edificación en altura, resultaron ser significativos la Losas y Muros de Hormigón Armado. En el caso de Edificación en extensión, los procesos fueron los Muros de Albañilerías.

3. Procedimientos de Aplicación de Metodología Seis Sigma

El análisis de la calidad de los procesos constructivos, fue abordado con la adaptación de la Metodología Seis Sigma a la Construcción. Si bien, la metodología fue introducida como herramienta de gestión de procesos de fabricación industrial, en la cual se produce un mismo elemento reiterativamente en líneas de producción, ella puede ser adaptada a la Construcción, bajo dos considerandos; en la construcción a diferencia de la industria fabril la línea de producción se mueve en torno a un producto que permanece estacionario, en segundo lugar si bien los productos pueden diferir de obra en obra, ellos tecnológicamente son los mismos o similares. Ambos considerandos llevan a que los preceptos de producción en línea se pueden aplicar en la construcción.

La metodología tiene como objetivo disminuir la variabilidad de la calidad de los productos, basando en el esquema DMAMC (Definir – Medir – Analizar – Mejorar – Controlar) en un ambiente de mejora continua. La definición implica explicitar las dimensiones de calidad a incorporar en cada elemento (Flecha, Planeidad, Verticalidad, etc.). Medir, corresponde al seguimiento del proceso constructivo, para registrar las causas de no conformidad, frecuencia y medir las dimensiones de calidad estipuladas para el elemento constructivo. El análisis, implica la determinación del nivel de calidad empleando el análisis estadístico y las causas de no calidad a ser incorporadas en las estrategias de mejoramiento mediante análisis de Pareto, las que serán implementadas y luego controladas en las fases siguientes.

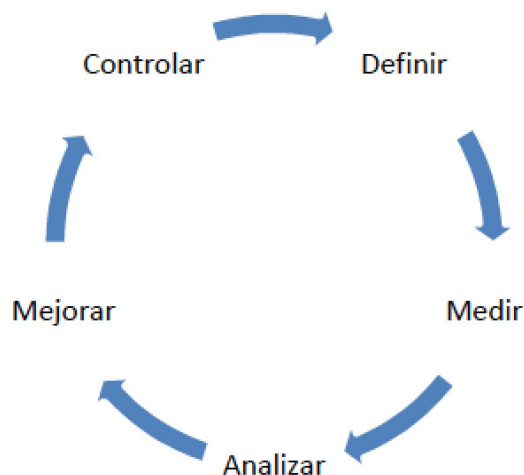


Figura 2. Esquema DMAMC

En el caso de los elementos de hormigón armado, se optó por medir la calidad del proceso más que la calidad de los materiales, los cuales en estudios anteriores¹ se evidencio que cumplían ampliamente las especificaciones. Estableciendo como dimensiones de la calidad; flecha, planeidad y defectos superficiales para las losas, y verticalidad, planeidad y defectos superficiales para muros. Para las tolerancias admisibles se empleó el Manual de Tolerancias de Centro de Desarrollo Tecnológico de la Cámara Chilena de la Construcción.

Para el seguimiento de los procesos, se efectuaron permanentes visitas de inspección a las obras (dado que el trabajo se efectuó bajo confidencialidad de los resultados, se omite el nombre las empresas), que no interfirieran con la ejecución de los procesos, pero que fueran registrando las diferentes causales de no conformidad en concordancia con los manuales de proceso de las empresas o con la lógica constructiva en el caso que no existieran manuales de procesos. Se registraron las causas y sus frecuencias, empleando como herramienta los diagramas de causa– efecto Ishikawa basado en las 6M.² Las causas de no conformidad, después se priorizan acorde con el nivel de impacto de ellas en la dimensión de calidad del elemento, luego se analizan con el diagrama de Pareto, aplicando la regla del 20- 80 (pocas causas 20% de ellas, concentran muchos efectos 80%), lo que permite priorizarlas en las estrategias de mejoramiento.

³ Pinilla, Macarena y Razeto, Dominy., 2006; Balmaceda, Felipe y Chahuan Juan, 2008 y Hultazo Ibarra, Javier., 2008

⁴ Mellado-Espinoza, M. “Seis Sigma en el Rediseño de procesos Constructivos”, Revista Ingeniería al Día, 2008.

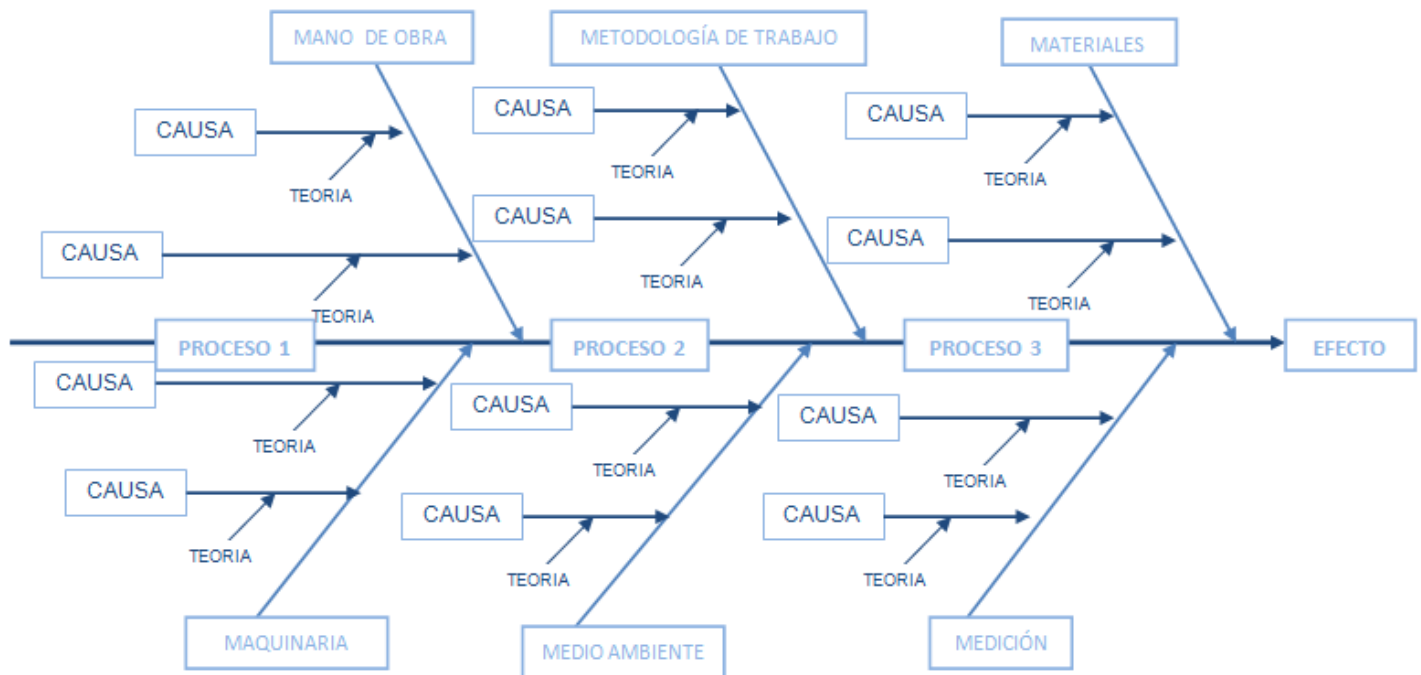


Figura 3 Diagrama Causa – Efecto 6M

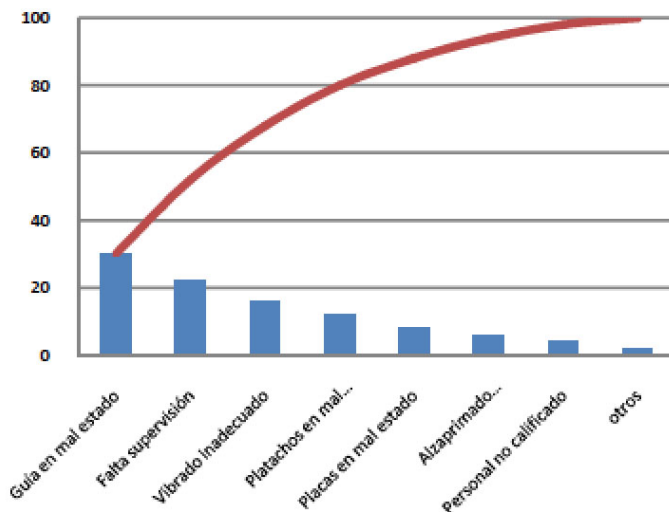


Figura 4 Diagrama de Pareto Losas de Hormigón Armado.

La medición de los niveles de calidad, se efectúa en paralelo, empleando instrumentos preferentemente (nivel láser y nivel topográfico, entre otros). Los datos obtenidos se van registrando, para ser procesados más tarde, con un conjunto de herramientas estadísticas (histogramas, cartas de control, pruebas de normalidad de los datos, capacidad de proceso y nivel sigma). Las primeras herramientas se aplican para verificar que el proceso se encuentra bajo control y que los datos provienen de una distribución de probabilidades Normal, luego de verificado dicha hipótesis se determina la capacidad de mejoramiento y el nivel de calidad sigma.

$$Z_{\text{sup}} = \left| \frac{ES - \mu}{\sigma} \right| \quad Z_{\text{inf}} = \left| \frac{\mu - EI}{\sigma} \right|$$

$$Z_{\text{proceso}} = \min(Z_{\text{sup}}, Z_{\text{inf}})$$

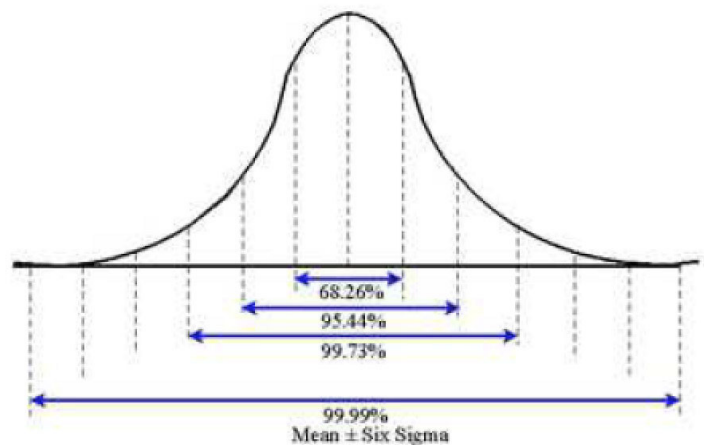


Figura 5 Nivel Sigma de Calidad

4. Resultados sobre la Calidad de los Procesos

El análisis de los procesos constructivos incluyó; las Losas de Hormigón Armado estudiando la horizontalidad y la planeidad, la verticalidad en los Muros de Hormigón Armado y en las Tabiquerías se analizó la verticalidad y la planeidad. Los resultados obtenidos son diversos en cuanto al valor del nivel sigma, no obstante en todos los casos queda de manifiesto que en la calidad de los procesos constructivos queda mucho por mejorar. Mucho podrán pensar que un nivel de calidad seis sigma pueda ser un estar muy exigente, no obstante si se considera por ejemplo un nivel de calidad de un exigente 90%, ello implicaría por ejemplo que el 10% de las losas quedó con defectos, aun considerando que los defectos sean no estructurales, va a ser necesario corregir las fallas incrementando el costo de la obra en terminaciones (mayores cargas de estuco en cielos y mayores cargas de morteros de nivelación en pisos.) incrementando adicionalmente los plazos de ejecución.

7.

8. El nivel de exigencia de seis sigma como métrica, constituye para las empresas la meta de largo plazo, la cual se debe ir ajustando en el tiempo en la medida que la empresa va mejorando sus niveles de calidad. Sin embargo, más que seis sigma como la métrica es más relevante seis sigma como filosofía que busca la mejora continúa de sus procesos y como procedimiento de medición estandarizado, ya que lo que no se mide no es posible mejorar.

Dimensión	Variable medida
Horizontalidad	Flecha
Planeidad	Depresiones o protuberancias en el plano
Verticalidad	Desaplome

Tabla 1 Variables de Dimensiones de Calidad

La planeidad ha sido considerada como la Calidad del plano horizontal o vertical, liso, sin imperfecciones u ondulaciones en su superficie. En el caso de las Losas, su horizontalidad fue representada por la flecha que ella presenta al momento de retirar moldajes y alzaprimas. En los muros la perdida de verticalidad fue incorporada por el desaplome. En todos los casos el valor esperado de la variable fue tomado cero, con los límites superior e inferior acorde a lo estipulado en el Manual de Tolerancias.

Dimensión	Rango del Nivel Sigma
Horizontalidad	0,98 a 2,78
Planeidad	1,01 a 1,18

Tabla 3 Nivel de Calidad en Muros

Dimensión	Rango del Nivel Sigma
Verticalidad	0,81 a 1,98
Planeidad	1,66 a 2,38

Tabla 4 Nivel de Calidad en Tabiquería

Dimensión	Rango del Nivel Sigma
Verticalidad	1,36 a 2,98
Planeidad	1,56 a 1,96

Tabla 2 Nivel de Calidad en Losas

Asumiendo un nivel promedio de calidad sigma de 1,5, estaríamos frente a un 13,36% de probabilidad de falla en alguno de los elementos, por ejemplo en un edificio de 10 pisos fácilmente es posible distinguir unas 300 losas de las cuales 40 presentarían defectos, lo que francamente es intolerable hoy en día, más aun cuando una parte significativa de ellas sería evitable. El análisis de las causales de las fallas o no conformidades, muestra que si bien la calidad de la mano de obra es importante, más importante aún lo son aspectos internos de la empresa y la obra en particular (procesos y supervisión).

Causal	Frecuencia %
Falta de Supervisión	32
Procesos no Definidos o no estandarizados	38
Calidad de la Mano de Obra	23
Otros	7

Tabla 5 Causas de No Conformidad

Si bien los resultados del seguimiento de cada uno de los procesos en particular de una empresa constructora, pueden ser significativamente diferentes, en especial cuando se incluye la variable tecnología como causal de no conformidad. No obstante, la mano de obra nunca supero el 28%, la supervisión de los procesos no bajo del 20% y los procesos no definidos presentó un 25% como mínimo.

5. Modelo de Gestión de Calidad en Obras Gruesa

El análisis de los resultados, en especial los correspondientes a causales de no conformidades, muestran el camino hacia la Gestión de Calidad en los procesos de Obras Gruesa. No obstante, ellos no son nada nuevo, ya había sido planteado en la década de los 60 por Juan Agulló y ratificado más tarde por Andrés Alemany al plantear los factores claves de la productividad en la industrialización de la construcción:

Estandarización de procesos

Supervisión eficaz de los procesos

Procesos controlados por normas y especificaciones precisas

Planificación de los recursos

No es una coincidencia que al menos tres de los factores claves de la productividad se encuentren entre las principales causas de no calidad en la industria de la construcción sumando cerca del 70% en la frecuencia de errores. Luego las estrategias a implementar para avanzar en la gestión de calidad de los procesos constructivos, deben necesariamente superar las deficiencias en procesos no estandarizados y en la supervisión.

El modelo de Gestión debe incluir como primer paso la estandarización de los procesos, lo que incluye el desarrollo de los respectivos diagramas de procesos, incorporando en ellos las instancias de control y las tolerancias máximas permitidas por las normativas y especificaciones. Este es un aspecto que algunas empresas ya lo han incluido, no obstante los diagramas quedan archivados en oficina central y no van a las obras. En este punto se debe ser muy preciso, los diagramas son desarrollados para ser usados y deben formar parte de la capacitación de los trabajadores.

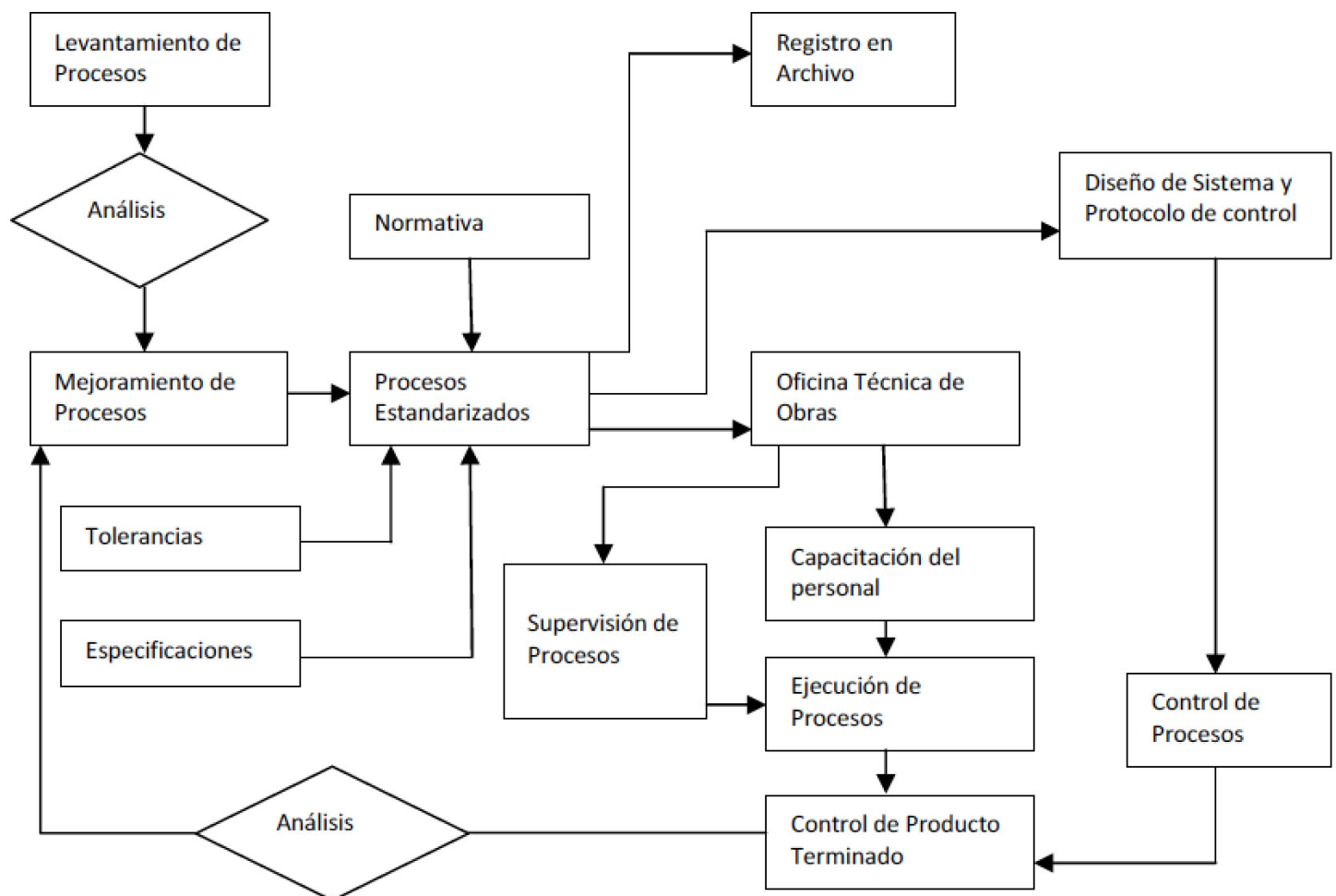


Figura 6 Diagrama de Modelo de Gestión, elaboración propia

El diagrama de la figura 6 muestra que el primer paso hacia el mejoramiento es el levantamiento del proceso, en donde se registra como está siendo ejecutado el proceso, que instancia de autocontrol o verificación existen, quienes intervienen, bajo qué condiciones se ejecuta, que equipos y materiales se están empleando. Luego se procede al análisis de la información, detectando potenciales causas de fallas y acciones no deseadas, dando lugar a un proceso mejorado, sobre el proceso mejorado se incorporan las especificaciones técnicas, normativas y tolerancias, generando con ello un proceso estandarizado.

Una vez estandarizado el proceso, se procede a registrar el archivo histórico del proceso (para ISO 9000), se envía la información a las oficinas técnicas de las diferentes obras y se da origen al diseño del sistema y protocolo de control. Una vez que ha sido recibida en obra la información del proceso estandarizado se capacita al personal de obra (incluyendo a los supervisores) y se comienza a ejecutar el proceso. Durante la ejecución se lleva a cabo el control de proceso, el cual puede ser efectuado por los encargados de calidad de la obra. Una vez aplicado el proceso a los elementos se procede a controlar la calidad del producto terminado, los resultados son analizados (haciendo uso por ejemplo de las cartas de control) y se retroalimenta el mejoramiento del proceso para el mejoramiento de la calidad del producto y disminución de su variabilidad.

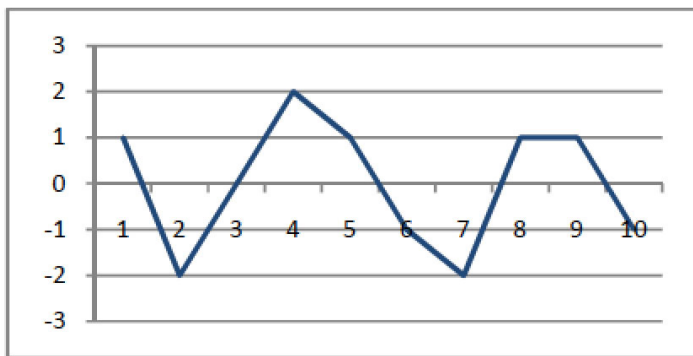


Figura 7 Carta de Control

En el caso de las cartas de control, es importante observar que los valores de la dimensión de calidad que se esté midiendo se encuentren dentro de los límites de las tolerancias permitidas. En segunda instancia es de interés que no exista segregación sistemática de las observaciones, vale decir que ellas no se encuentren agrupadas a un solo lado de del valor esperado. En el caso de la flecha en losas por ejemplo, la presencia sistemática de flecha negativa, estaría señalando que en el proceso constructivo se está dando con las alzaprimas contra flecha insuficiente.

El modelo de gestión sugerido, está inspirado en el principio básico "Sólo lo que se mide y controla es susceptible de mejorar", de tal forma que se incluyen dentro del sistema tres instancias asociadas al control. Por una parte el diseño del sistema y protocolos de control (que será controlado, cómo y con qué será controlado,

y finalmente quien llevará a cabo el control). En el tema de quien llevará el control se debe separar el control del proceso del control del producto terminado. El primero de ellos puede estar en una lógica de autocontrol de la obra, pero el producto terminado debe ser efectuado por oficina central por ejemplo por la unidad de post venta. Quienes en definitiva van hacer cargo de las disconformidades que encuentre el cliente.

En este sistema de control, los supervisores juegan un importante rol, en tanto que deben hacer el seguimiento del proceso, verificación de cumplimiento del estandarizado y registro de las causales de no conformidades y sus frecuencias, información que es de valiosa ayuda para el cumplimiento de su propio cometido, así como para el análisis y mejoramiento del proceso.

El control de producto terminado debe a lo menos incluir la medición de las dimensiones de calidad establecidas en las tolerancias del proceso, con las cuales aplicar cartas de control que permitan verificar su evolución dentro de los límites permitidos y de ser posible aplicar seis sigma para medir su variabilidad. Los resultados deben ser registrados y analizados para el mejoramiento del proceso junto a las causales de no conformidad.

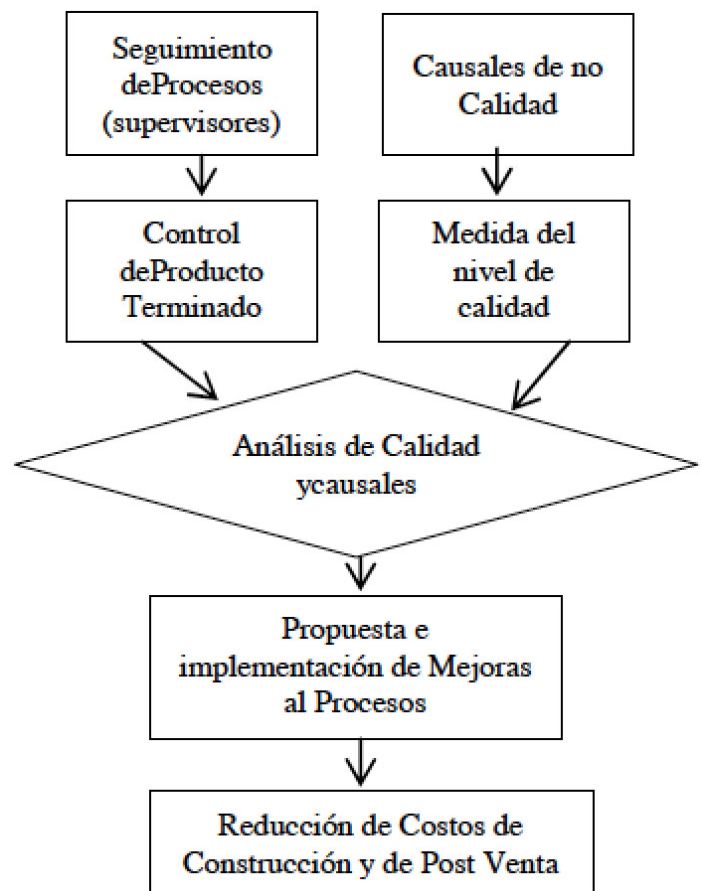


Figura 8 Diagrama de mejora de Calidad, elaboración propia



En el caso de los procesos constructivos de obra gruesa, las mejoras en el nivel de calidad de los procesos y del producto terminado, presentan variados impactos, entre los cuales se encuentran: mejoras en la capacidad estructural de largo plazo (por ejemplo al mejorar la impermeabilidad del elemento queda más protegido el fierro), reducción de costos de reparación (disminución de costos de sellado de nidos, re hacer elementos, etc.), reducción de costos en la fase de terminaciones (menos carga de mortero de nivelación o menor carga de estucos) y la reducción de costos de post venta.

La implementación del sistema tiene asociado mayores costos, que están dados fundamentalmente por la capacitación del personal directo de obra y de los supervisores. No obstante, para el éxito del modelo de gestión de calidad, resulta crucial el involucramiento de la alta gerencia de la empresa y la convicción de ésta que la calidad rentabiliza.

Mellado-Espinoza, M. "Calidad en los Procesos Constructivos de Elementos de Hormigón Armado", XVII Jornadas Chilenas del Hormigón, 2009

Pedemonte, Cristobal y Perez, Alejandra. Adaptación de Seis Sigma a la Gestión de Obras de Edificación en Extensión: Indicadores para Obra Gruesa. Tesis para optar al Título de Ingeniero Civil en Obras Civiles. Santiago, Universidad de Santiago de Chile, 2007

Pinilla, Macarena y Razeto, Dominy. Control Estadístico de Procesos Como Herramienta en Gestión de Calidad. Tesis para optar al Título de Ingeniero Civil en Obras Civiles. Santiago, Universidad de Santiago de Chile, 2006

Veloso Silva, Claudia: Gestión de Calidad en Procesos Constructivos de Terminaciones en Edificaciones en Altura, Mediante 6 Sigma, Tesis para optar al Título de Ingeniero Civil en Obras Civiles. Santiago, Universidad Central de Chile, 2008

Referencias

Balmaceda, Felipe y Chahuan Juan: Mejoramiento de Procesos Constructivos en Obras de Edificación en Extensión a través de Seis Sigma, Tesis para optar al Título de Ingeniero en Construcción. Santiago, Universidad Central de Chile, 2008

García-Rodríguez, S., & Solís-Flores, J. P.. "3CV+2: modelo de calidad para la construcción de la vivienda", REVISTA INGENIERÍA DE CONSTRUCCIÓN. Chile. pp: 102-111. August . 2008. [2008-52533]
Hultazo Ibarra, Javier: Control y Gestión de Calidad en Procesos de Losas de Hormigón Armado en Edificación en Altura sobre la base de Seis Sigma, Tesis para optar al Título de Ingeniero en Construcción. Santiago, Universidad Central de Chile, 2008

Luna-Villarreal, K., & González-Tamez, C. A.. "Implementación de Sistema de Calidad en la Industria de la Construcción: Hacia un Modelo Cualitativo de Evaluación" Architecture, City and Environment. España. pp: 412-435. February . 2007. [2007-62977]

Mellado-Espinoza, M. "Seis Sigma en el Rediseño de procesos Constructivos", Revista Ingeniería al Día, 2008.

Mellado-Espinoza, M. "Gestión de Calidad en la Industria del Hormigón", Revista EMB Construcción, 2009

Mellado-Espinoza, M. "Calidad en los Procesos Constructivos, una aplicación de Seis Sigma", Revistas Ingeniería al Día, 2009.

La hipótesis de la interacción frágil-dúctil de la litosfera: Aplicación en el área de Colombia

The brittle-ductile interaction hypothesis: The Colombian case study

E. Tarela¹, L.G. Pujades¹

¹Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, España
ester.tarela@upc.edu, phone: 34-68093273

INFORMACIÓN DEL ARTICULO

Historial del
artículo:

Recibido
31-07-2013
Aceptado
22-11-2013
Publicado
20-12-2013

Palabras Claves:
Interacción
frágil-dúctil
Q de coda
Predicción sísmica

Article history:

Received
31-07-2013
Accepted
22-11-2013
Available
20-12-2013

Keywords:
Brittle-ductile
interaction
Coda-Q
Earthquake
prediction

Resumen

Se analiza la hipótesis de la interacción frágil-dúctil de la litosfera y su relación con la ocurrencia de grandes terremotos en tres estaciones de la red colombiana. El estado de tensiones de la zona frágil está caracterizado por la sismicidad. La atenuación de las ondas de coda representa el estado tensional de la zona dúctil. A través de la correlación cruzada entre las series temporales de estos dos parámetros se cuantifica el acoplamiento entre las partes frágil y dúctil de la litosfera. Se desarrolla y aplica una nueva técnica que mediante ventanas temporales móviles permite, de una forma sencilla la visualización y cuantificación del (des)acoplamiento entre las partes y su relación con la ocurrencia de grandes terremotos. Los resultados corroboran las hipótesis, mostrando una buena correlación entre las series, lo que implica el acoplamiento entre las partes, durante periodos de calma sísmica. Esta correlación se rompe de forma drástica antes de la ocurrencia de un gran terremoto en la región. El modelo explica el retraso relativo entre las series temporales de los parámetros involucrados. Establece que la parte frágil alcanza el punto de rotura debido a la acumulación de tensión, por lo que es incapaz de seguir el proceso de carga que tiene lugar a través de la zona de transición frágil-dúctil debido a la saturación, lo que puede ser un buen indicador de la próxima ocurrencia de un gran terremoto.

Abstract

We test the brittle-ductile interaction hypothesis of the lithosphere and its relation with the occurrence of major events in three sites in Colombia. The stress state of the brittle part is characterized by the seismicity. The attenuation of the coda waves represents the stress state of the ductile part. The relation between the stress state of the brittle and the ductile part of the lithosphere is quantified through the cross-correlation of the seismicity and the attenuation time series. The new model we developed uses a four year moving time window to draw the cross-correlation time function allowing an easy visualization of the evolution of the (de)coupling of the parts. The results agree with the hypothesis, showing a good correlation between the time series, meaning a strong coupling of the stress states of the brittle and ductile parts, during calm periods. This correlation breaks abruptly before the occurrence of a major earthquake in the tested areas. The model explains the delay between the time series of the involved parameters establishing that the brittle part reaches a breaking point being unable to follow the loading processes through the brittle-ductile transition zone due to stress saturation, which can be an indicator of the future occurrence of a major earthquake.

1. Introducción

Fue [1] ChouetChouet, B. 1979. Temporal Variation in the Attenuation of Earthquake Coda near Stone Canyon, California. *Gephys. Res. Lett.* 6: 143-146. quien realizó las primeras observaciones que relacionaban la variación temporal de la atenuación de las ondas de coda con la actividad volcánica, estableciendo una relación entre un aumento en la energía de las ondas de coda de alta frecuencia con un aumento de la ocurrencia de terremotos de magnitud similar (sismicidad) y con un cambio en la forma del espectro, asociado a un descenso en los valores del factor de calidad de las ondas de coda (aumento de la atenuación). Más adelante, Jin y Aki (Jin A, Aki K. 1989. Spatial and Temporal Correlation between Coda Q and Seismicity and Its Physical Mechanism. *J. Gophys. Res.* 94:14041-14059., Jin A, Aki K. ([2], [3]), a partir de un análisis detallado de la correlación entre la evolución de y la sismicidad, establecen que, bajo determinadas condiciones, ambas series evolucionan de forma similar y sugieren que la variación temporal de podría estar relacionada con un aumento de las fracturas de cizalla en la parte dúctil de la litosfera, lo que causaría un aumento en la atenuación, así como de las tensiones en la parte frágil, favoreciendo la ocurrencia de sismos de una magnitud determinada. Jin y Aki llaman magnitud característica (M_c) a esta magnitud y la asocian con un tamaño de fractura típico de la zona. Aki [4] confirma este modelo según el cual, durante el periodo normal del proceso de carga, la evolución temporal de sismicidad y atenuación es simultánea, pero cuando la tensión acumulada en la parte frágil alcanza el punto de rotura debido a la deformación en la parte dúctil, este acoplamiento se rompe y la correlación entre ambas series se debilita o desaparece (véase también [5] y [6]). Cuando esto ocurre se espera un cambio en las propiedades mecánicas del sistema y la parte frágil se está preparando para un gran terremoto. Este cambio en el modo de carga puede romper la correlación simultánea y positiva entre Q_c^{-1} y $N(M_c)$.

Según el modelo, la sismicidad y la atenuación de la coda en una región muestran una correlación positiva en periodos de calma, esto es, un aumento de la sismicidad se corresponde con un aumento de la atenuación y viceversa; esta correlación se rompería en periodos cercanos a la ocurrencia de grandes terremotos. Se propone aquí una técnica que, además de analizar la correlación de estos parámetros, permite estudiar su evolución temporal. Aporta un aspecto novedoso permitiendo observar y analizar la variación temporal de la similaridad (correlación) o disimilaridad (no-correlación) de las series temporales de sismicidad y atenuación que va a permitir proponer criterios cuantitativos para el establecimiento de periodos de calma, en el que son poco probables grandes terremotos, y periodos potencialmente activos durante los cuales la probabilidad de ocurrencia de un gran terremoto es alta

2. El método

Como hilo conductor para la explicación del método se ha tomado uno de los casos estudiados por Jin et al. (2004). En él se aportan evidencias sismológicas que apoyan la hipótesis de la interacción frágil-dúctil que rige los procesos de carga y descarga del sistema litosfera-astenosfera y cuya manifestación más relevante es la ocurrencia de terremotos de diversas magnitudes. En estudios previos, (Jin y Aki, 1989, 1993) ya estudiaron las series temporales de sismicidad y atenuación para el período entre 1940 y 1991, usando la estación Mount Hamilton (MHC) en California Central. Jin et al (2004) extienden este periodo hasta 2003 usando la estación CoeRanch (CCO). La Figura 1 muestra la región de estudio y el detalle da la zona de California Central.



Figura 1: Zona de estudio de Jin et al. (2004)

Pueden observarse las dos estaciones y el epicentro del terremoto de Loma Prieta que, con una magnitud (M_S) de 7.1, sacudió el área de la Bahía de San Francisco a las 5:04 (hora local) del 17 de octubre de 1989 y que es usado como test de la pérdida de correlación de las series de sismicidad y de atenuación antes de la ocurrencia de grandes terremotos.

2.1 Sismicidad. Caracterización de la zona frágil

Dada una estación sísmica, se define una zona de influencia y una magnitud umbral. La zona de influencia suele definirse mediante un círculo centrado en la estación, siendo el radio de este círculo la llamada distancia efectiva, d_{ef} . La magnitud umbral depende de la sismicidad de la región y de la calidad del catálogo. Jin et al. [5], usan un valor de 3 para la magnitud umbral y una distancia efectiva d_{ef} de 120 km (véase Figura 1). El comportamiento de la capa frágil se caracteriza entonces mediante la variación temporal de un parámetro que se define como el número de sismos dentro de una serie de terremotos consecutivos ocurridos en la zona de influencia, cuya magnitud cae dentro de un intervalo de media unidad de magnitud con origen en una magnitud típica o característica, que llamaremos M_c . Es decir el número relativo de terremotos con magnitud dentro del intervalo $[M_c, M_c + 0.5]$. Llamamos a este número crítico $N(M_c)$ y suele darse en porcentaje. Para el análisis de este parámetro se ha usado la magnitud local M_L .

Jin et al Jin A, Aki K, Liu Z, Keilis-Borok, VI. 2004. Seismological Evidence for the Brittle-Ductile Interaction Hypothesis on Earthquake Loading. Earth Planets Space, 56:823-830. definen la frecuencia relativa de terremotos como el número de terremotos de magnitud comprendida en el intervalo $[4.0, 4.0 + 0.5]$ entre 100 terremotos consecutivos de magnitud mayor o igual que 3 con epicentros dentro del círculo centrado en la estación y radio igual a la distancia efectiva d_{ef} de 120 km. Para calcular la serie temporal usan el catálogo ANSS (Advanced National Seismic System) para California Central. Las ventanas temporales quedan definidas por 100 terremotos consecutivos un solapamiento de 25 sismos. El valor $N(M_c)$ se asigna al tiempo definido por la mediana estadística de las horas origen de los 100 terremotos que intervienen en el conteo. De esta forma queda construida la serie temporal $N(M_c, t)$. Como puede observarse, la construcción de la serie temporal $N_{Mc}(t)$ es crítica y no está exenta de la toma de decisiones basadas en prueba y error y/o en la opinión experta del que efectúa el análisis. Además de la magnitud umbral, que suele definirse a partir del análisis de completitud del catálogo, y de la magnitud del terremoto característico, que dependerá de las características geotectónicas de la región, el número de terremotos a elegir y que definen la longitud de cada ventana así como el solape entre ventanas, dependen de la cantidad y calidad de los datos.

2.2 Atenuación. Caracterización de la zona dúctil Q_c^{-1}

Para determinar el inverso del factor de calidad de las ondas de coda, Jin et al [5] usan el método de Aki y Chouet [7] que supone coincidencia fuente-estación y que la coda observada en los sismogramas se compone de ondas retro-dispersadas una vez (dispersión simple) en dispersores distribuidos de forma homogénea y que las ondas sufren dispersión isótropa. Para un sismograma de un terremoto local la amplitud de la coda $A(t, f)$ en el instante de tiempo t con frecuencia f puede expresarse como:

$$A(t | f) = A_0(f) t^{-1} \exp(-Bt) \quad (1)$$

donde $A_0(f)$ es el término de la fuente, t^{-1} representa la expansión geométrica correspondiente a ondas internas y t es el intervalo de tiempo medido a partir del tiempo origen del sismo. B es el término que define el decaimiento de la coda, que a su vez, se define como:

$$B = \pi f Q_c^{-1} \quad (2)$$

donde Q_c^{-1} es el inverso de factor calidad de las ondas de coda y f es la frecuencia de las ondas sísmicas correspondientes.

Para construir las series temporales de Q_c^{-1} Jin y Aki ([2], [3]) usaron registros verticales de sismómetros Wood Anderson, que tienen la respuesta de amplitud con un pico alrededor de 1.5 Hz, y seleccionaron terremotos de magnitudes entre 2.8 y 3.5 ocurridos dentro de un círculo de radio 60 km y centrado en la estación de MHC. El decaimiento de la coda se ajusta a través de la pendiente de su envolvente. Los detalles se describen en Jin et al. (2004). El inicio del intervalo de tiempo considerado en la coda se sitúa en dos veces el tiempo de viaje de las ondas S y el final se sitúa en el instante t que llega antes entre los dos siguientes: a) 80 s y b) cuando la relación señal/ruido es dos. De esta forma la región muestreada por las ondas de coda es aproximadamente de 120 km de acuerdo a la teoría de retro-dispersión simple, coincidiendo con la distancia efectiva utilizada para calcular la serie de sismicidad. Para hallar la serie temporal de la atenuación, Jin et al. (2004) consideran que, para obtener valores estables de Q_c^{-1} , se requieren entre 10 y 15 medidas. Finalmente, promedian los valores individuales de 11 sismos consecutivos con un solape de 4 terremotos. El tiempo t que se asigna al valor así obtenido es la mediana estadística de los tiempos correspondientes a los 11 sismos considerados. De esta forma queda construida la serie temporal $Q_c^{-1}(t)$.

Existen otras técnicas de estimación del factor de calidad de la coda que permiten tener en cuenta que el epicentro y la estación no se hallan en el mismo punto. En este trabajo se usa la técnica de Sato ([8], [9]). El modelo de Aki y Chouet[7] supone que la fuente sísmica y el receptor coinciden en el espacio, lo cual simplifica los cálculos pero solamente describe las ondas para tiempos de llegada superiores al doble del tiempo de llegada de la onda S [10]. Esto obliga a rechazar muchos sismogramas útiles como, por ejemplo, casos con una relación señal-ruido baja, o si la distancia epicentral es muy grande. El modelo de dispersión isótropa simple de Sato ([8], [9]) generaliza el modelo de retro-dispersión simple para fuente y receptor no coincidentes en el espacio, ampliando considerablemente la ventana temporal útil en cada sismograma, que ahora podrá comenzar justamente al inicio de la coda.

Por lo demás, ambos modelos consideran radiación esférica (ondas internas), dispersión isótropa y una distribución de dispersores aleatoria, homogénea e isótropa en el espacio. La expresión operativa para el cálculo del inverso del factor de calidad Q_c es:

$$\ln \left[\frac{A_{obs}(f|r, t)}{k(r, \alpha)} \right] = \ln C(f) - \left(\frac{\pi f}{Q_c} \right) t \quad (3)$$

con:

$$k(r, \alpha) = \left(\frac{1}{r} \right) K(\alpha)^{0.5} \quad (4)$$

$$K(\alpha) = \left(\frac{1}{\alpha} \right) \ln \left[\frac{\alpha + 1}{\alpha - 1} \right], \quad \alpha = t/t_s$$

Donde A_{obs} es la amplitud cuadrática media o rms observada de las formas de onda filtradas a una frecuencia central f y $c(f)$ es una constante. Así, la atenuación de las ondas de coda Q_c^{-1} puede obtenerse de forma sencilla de la pendiente de la gráfica $[A_{obs}(f|r, t)]$ vs t , para cada frecuencia central considerada. Las bandas de frecuencia aplicadas serán de la forma Δf , de esta forma, al ser la dependencia frecuencial de la atenuación exponencial, a escala logarítmica quedarán bandas equiespaciadas y sus anchos serán iguales también en esta escala. En la Figura 3 se realiza este cálculo para el sismograma ejemplo de la Figura 2. Antes de calcular la atenuación de coda, se pre-procesan las señales, como se muestra en la Figura 2. La corrección de la línea base, el filtrado, usando un filtro pasa-banda de orden 6 entre 1 y 20 Hz y la aplicación del lapso de tiempo utilizado para calcular la atenuación,

Ajustando los valores obtenidos en la Figura 3 a la ley de dependencia frecuencial:

$$Q_c^{-1}(f) = Q_0^{-1}(f/f_0)^{-\eta} \quad (5)$$

Tomando como frecuencia de referencia, se tiene el valor de $Q_c^{-1}(f_0)$ para cada sismograma que cumple las condiciones de calidad y las limitaciones de localización y magnitud (4).

En cada caso, se calculará la atenuación de las ondas de coda para cada evento con magnitud local y considerando diferentes lapsos de tiempo. El tamaño del área de muestreo dependerá de la distancia foco-receptor y de la longitud de la ventana temporal que se considere.

Así, si queremos considerar una región con una distancia máxima al receptor de R_{max} , la ventana temporal que se considerará en cada sismograma será la mayor ventana para la que por una parte se obtenga un valor de Q_c^{-1} con un coeficiente de correlación superior a 0.7 y que por otra satisfaga la relación $R_{max} = V_S \cdot \Delta t$, donde V_S es la velocidad de las ondas S; es el tiempo de llegada de la onda S y Δt es el lapso de tiempo o longitud de ventana temporal considerada. De esta forma la región que se muestrea en cada caso queda dentro de la zona definida por un círculo de centro en la estación y radio predefinido por la distancia R_{max} . Por otra parte, haciendo variable R_{max} , aumentamos de forma significativa la cantidad de datos útiles. Más concretamente, el ancho de ventana considerada queda definido por la relación $\Delta t = R_{max}/V_S$. Por ejemplo para una distancia efectiva R_{max} y para una velocidad de las ondas S, suponiendo una distancia epicentral de 20 km se obtiene Δt y para distancias epicentrales de 50 y 100 km se obtienen respectivamente Δt y Δt . Los ajustes obtenidos con coeficientes de correlación por debajo de 0.7 se rechazan.

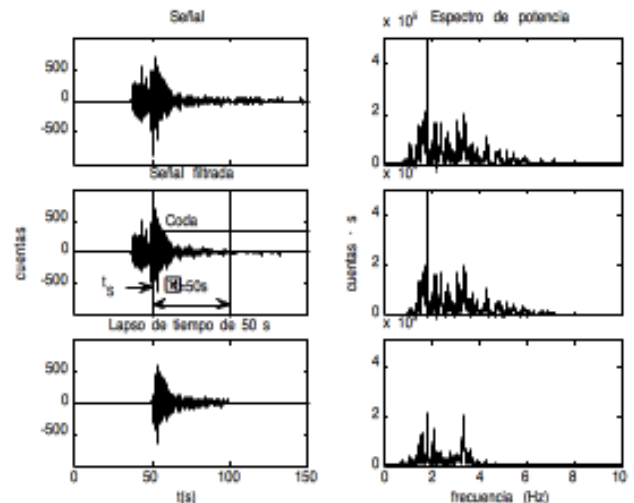


Figura 2: Arriba la señal; en medio la señal filtrada; abajo la señal filtrada, y truncada un lapso de tiempo de 50 s. A la derecha los espectros de potencia de las tres señales.

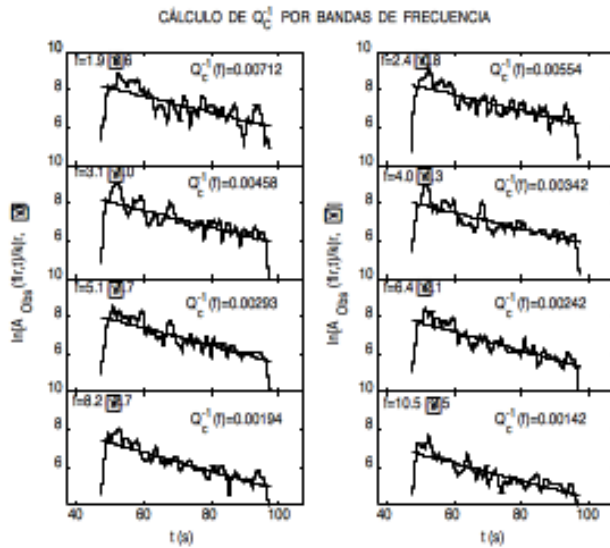


Figura 3: Cálculo de Q_c^{-1} para las distintas bandas de frecuencia aplicadas.

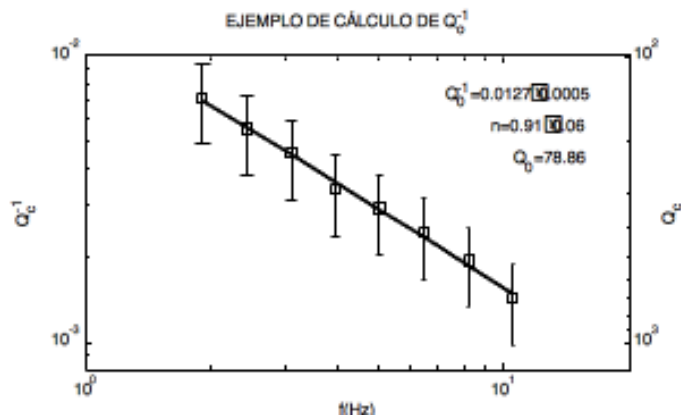


Figura 4: Cálculo de Q_0^{-1} . ¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.

4.3. Análisis de correlación.

La correlación cruzada entre dos señales temporales, y , expresa la similitud o disimilitud entre ellas para diferentes desplazamientos de tiempo de una respecto de la otra. La correlación cruzada entre y se define como:

$$R_{ab}(\tau) = \int_{-\infty}^{\infty} a(t)b(t+\tau)dt \quad (6)$$

Se suele trabajar con la función de correlación normalizada, que toma valores entre 1 y +1 y que se define como:

$$\rho_{ab}(\tau) = \frac{R_{ab}(\tau)}{\sqrt{R_{aa}(0)R_{bb}(0)}} \quad (7)$$

cumpléndose que:

$$|\rho_{ab}(\tau)| \leq 1 \quad (8)$$

De esta forma las funciones de correlación normalizadas no dependen del escalado [11] pudiéndose comparar, entonces de forma homogénea, el grado de correlación entre funciones con diferentes escalados y de características diferentes dando información sólo del grado de similitud-disimilitud entre ellas.

Existen diferentes técnicas para estimar los coeficientes de correlación entre dos series temporales. La naturaleza de los datos usados conlleva que las series temporales y se definan en diferentes instantes de tiempo y, en consecuencia, los intervalos de tiempo entre los diferentes puntos no son constantes ni homogéneos para las diferentes series. Por lo tanto, el uso de técnicas convencionales de estimación de la correlación cruzada requiere que las series temporales sean interpoladas. Jin et al. [5] usan el Software Matlab (versión 6.3) para interpolar las series y para calcular las correlaciones cruzadas. Para ilustrar el análisis de correlación así como su potencial predictivo se van a usar las series temporales obtenidas para California Central por Jin et al. [5] y que sus autores aportan como evidencia sismológica de la hipótesis de la interacción frágil-dúctil.

La 5 muestra ambas series para el periodo de 45 años (1941-1986) y su análisis de correlación.

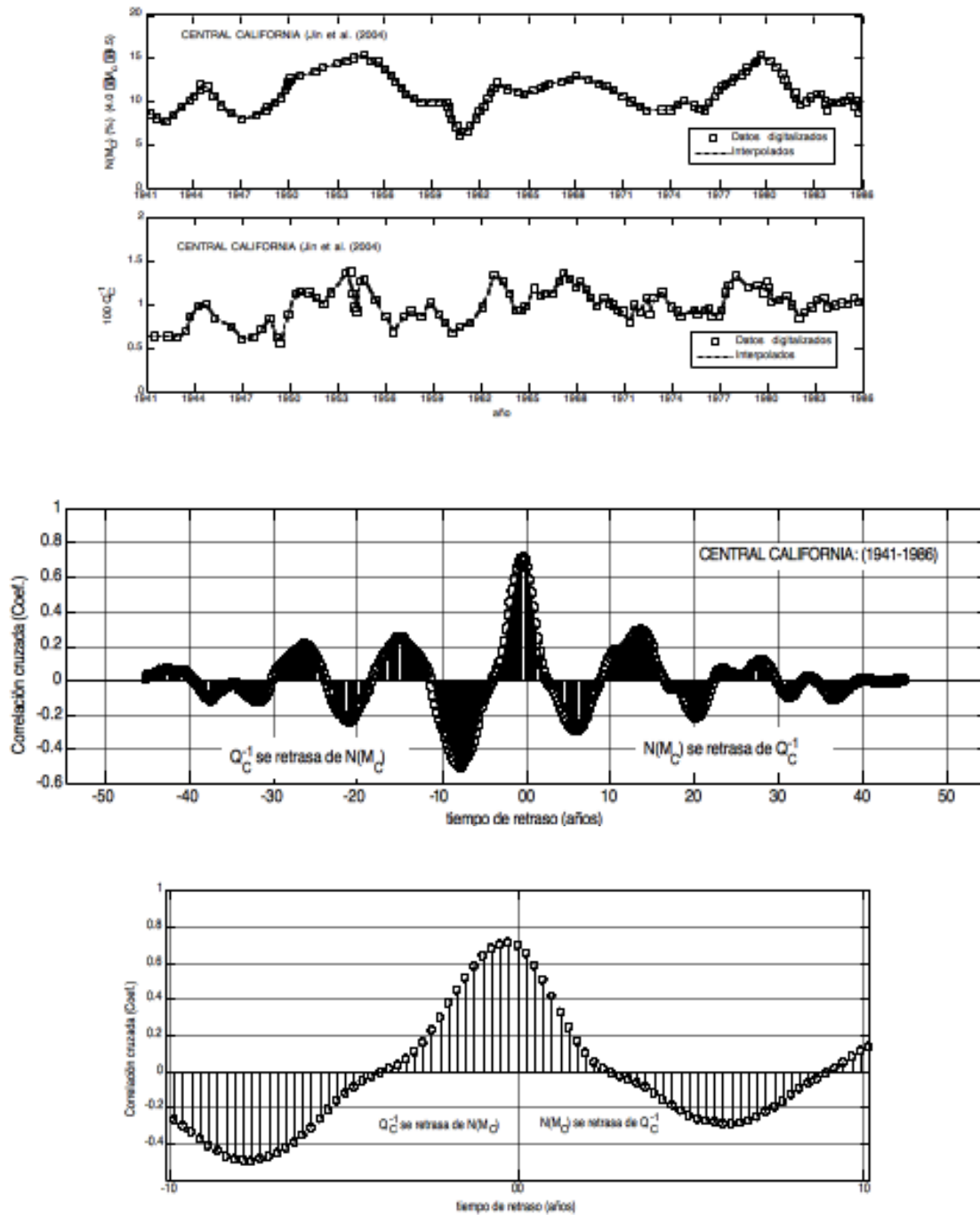


Figura 5: Series temporales que caracterizan la zona frágil (arriba) y la zona dúctil para el período 1941-1986. Las series se han tomado de Jin et al. (2004). Análisis de correlación y un detalle de la misma para tiempos de retraso entre +10 y -10 años.

Las series temporales se han interpolado a paso fijo de 3 meses. Se observa una excelente correlación para un retraso de 3 meses de Q_0^{-1} con respecto a N (M_c) con un coeficiente de correlación de 0.71. En la misma 5 se detallan los coeficientes de correlación para corrimientos temporales relativos de las series de hasta ± 10 años.

Sin embargo, de acuerdo a la hipótesis de la interacción frágil-dúctil, esta correlación puede romperse indicando que el proceso de carga y descarga del sistema frágil-dúctil se desacopla. Cuando esto ocurre es esperable un gran terremoto en la zona de influencia del análisis, es decir en la zona muestreada por las ondas de coda usadas para la construcción de la serie temporal. En la 6 se focaliza el análisis de correlación en el periodo 1981-1991. Mientras el coeficiente de correlación para retraso nulo baja a 0.22, se observa un alto coeficiente de correlación de 0.73 retrasando aproximadamente un año la serie de sismicidad respecto a la de atenuación. Obsérvese además cómo la atenuación sísmica tiende a aumentar en promedio entre el año 1982 y 1989 mientras que la sismicidad tiende a disminuir en el mismo período de tiempo.

Con el propósito de explorar un criterio cuantitativo que permita detectar la caída de correlación de las series y así evidenciar periodos en los que son más probables grandes terremotos, se procede de la forma siguiente: a) se toma una ventana de tiempo en la que se estudia la correlación y se avanza en el tiempo con ventanas de la misma duración temporal solapadas con la anterior; b) para cada ventana temporal, se asigna el valor de la correlación al último año o fecha de la ventana. De esta forma podemos monitorizar la variación de la correlación en el tiempo. El solapamiento entre ventanas nos permite definir el intervalo de muestreo de esta nueva serie. En la 7 se ha usado una longitud de ventana de 15 años con un solape de 14 años y medio.

Se observa una buena correlación hasta finales del año 1987 un año y medio antes del terremoto de Loma Prieta. En esta figura, los cuadrados muestran el coeficiente de correlación para retraso nulo, los círculos muestran el coeficiente de correlación mayor que se obtiene para retrasos de $\pm$ un año y los rombos para el intervalo definido por los retrasos de $\pm$ un año y seis meses. Los tres parámetros son buenos indicadores de la variación de la correlación con el tiempo.

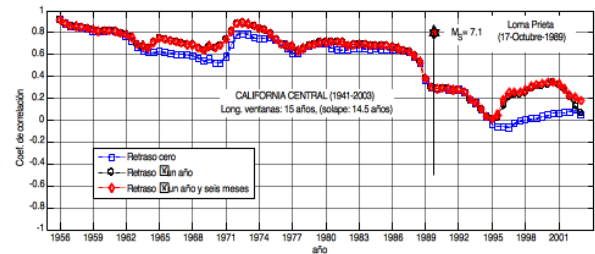


Figura 7: Evolución de la correlación de las series de atenuación y sismicidad anteriores.

Se han explorado los resultados al variar el tamaño de la ventana temporal móvil aplicada. Se observó que se obtenían series que presentaban series con un patrón similar pero con una mayor sensibilidad a variaciones locales y a pequeños desajustes entre las dos series al disminuir el tamaño de la ventana temporal sustancialmente (10 y 5 años). Es decir, las variaciones locales, producen oscilaciones más o menos rápidas o de alta frecuencia en una de las dos series de forma que aunque sigan una misma línea de largo periodo correspondiente a un mismo patrón de variación o temporal, desestabilizan el análisis de correlación ya que éstas pasan a dominar sobre la línea de tendencia.

Zaliapin et al [12] tratan de resolver la influencia de las variaciones locales mediante una técnica que permite analizar tendencias a diferentes escalas. Con todo, a nuestro entender, la técnica de análisis de tendencias multiescala no está exenta de toma de decisiones algo subjetivas, al definir los diferentes intervalos del análisis y éstas deben tomarse para cada serie temporal, siendo dificultosa su aplicación sistemática a diferentes series. Por este motivo, se ha preferido la nueva técnica aquí propuesta que se basa en el uso de ventanas móviles solapadas ya que solo requiere calibrar las ventanas a las series objeto de análisis y permite seguir la variación temporal de la correlación de una forma sistemática y automática.

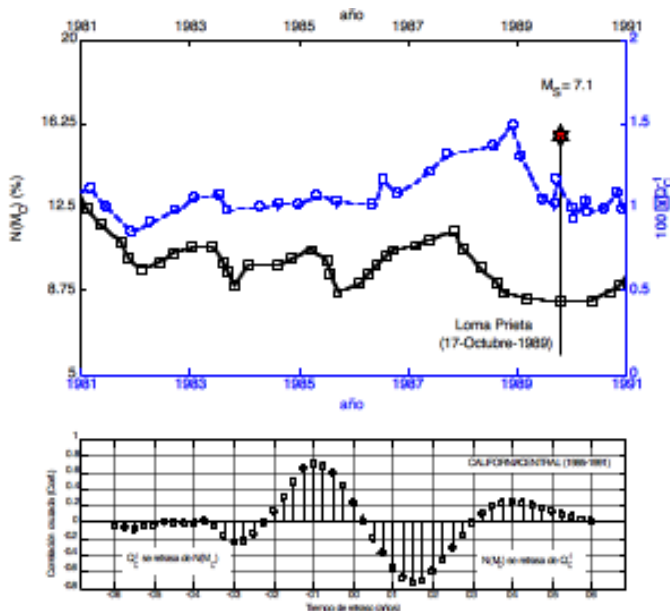


Figura 6: Series temporales 1981-1991. Análisis de correlación para tiempos de retraso entre $+6$ y -6 años.

5. Aplicación

El estudio se efectúa en Colombia, concretamente en tres estaciones en el territorio: Tolima (TOL), Prado (PRA) y Barichara (BAR).

El catálogo para construir la serie de sismicidad se obtiene a partir de la página web de la RSNC dependiente de Ingeominas. Las formas de onda fueron seleccionadas y enviadas por Joam Andrés Martínez, durante los años 2006 y 2007 y financiadas por los proyectos de investigación CGL-2005-04541-03-02/BTE y CGL-2008-00869/BTE. El periodo del análisis es, en los tres casos, 1993-2007, ya que de acuerdo a las informaciones de Ingeominas, no existía una base de datos suficiente antes de 1993. Al cierre de este trabajo tampoco se disponía de datos de formas de onda a partir del año 2007. Para las tres estaciones se ha considerado una distancia efectiva $d_{ef}=150$ km.

En la tabla 1 se muestra el número de formas de onda que se utilizan en cada estación tras descartar las que no cumplen los criterios de calidad necesarios para el análisis.

Estación	Lon (°)	Lat (°)	Actividad	Nº formas de onda
TOL	75.34	4.59	Media-alta. Superficial.	329
PRA	74.90	3.70	Media-alta. Superficial.	821
BAR	73.18	6.64	Media-alta. Profunda-muy profunda	766

Tabla 1: Localización, breve descripción de la actividad sísmica y número de formas de onda utilizadas.

La figura 8 muestra la distribución de estaciones y terremotos con magnitud mayor o igual que 5.5 ($M_L \geq 5.5$) ocurridos en el periodo del análisis y la 2 muestra los principales parámetros de estos terremotos especificando las estaciones en las que se van a usar para observar la correlación-no-correlación antes de su ocurrencia.

Se ha establecido $M_c=4$. Este valor es el que produce resultados más consistentes. Para construir las series de sismicidad además se consideraron diferentes pares (número de terremotos, solapamiento), obteniéndose buenos resultados a partir de (10,3). Finalmente, se seleccionan los pares (30,20) en las estaciones TOL y PRA y (100,50) en BAR. Los valores más elevados para BAR se justifican por la mayor sismicidad de la zona del nido de Bucaramanga. En el caso de las series de atenuación, para las tres estaciones se han considerado los valores medios de 11 sismos consecutivos con solapes de 4, asignando el punto a las medianas estadísticas de las horas origen.

Tabla 2 (derecha) : Terremotos de magnitud . Se indica en negrita la distancia a las estaciones afectadas.

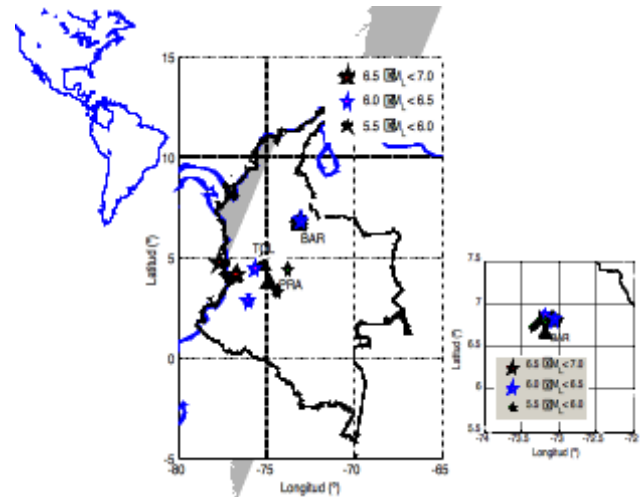


Figura 8: Zona de estudio y terremotos de magnitud superior a 5.5.

También se ha probado usar los valores medios y los resultados obtenidos son consistentes y muy estables. Estas pruebas han puesto de manifiesto la robustez de la construcción de las series temporales de sismicidad y de atenuación.

Con respecto al tipo de interpolación se han probado los métodos 'lineal', 'más cercano', y 'polinómica a trozos' usando los métodos implementados en Matlab como 'linear', 'nearest', y 'spline' respectivamente. El método 'spline' usa interpolación cúbica. Los resultados son estables. Sólo en el caso de ventanas temporales largas, la interpolación por 'splines cúbicos' aumenta la correlación lo que se atribuye a un cierto suavizado de los datos que elimina oscilaciones de alta frecuencia. El método finalmente adoptado es el 'lineal'.

Referencia Terremoto	Fecha	Lon (°O)	Lat (°N)	Prof (km)	M_L	Distancia epicentral (km)		
						(TOL)	(PRA)	(BAR)
Páez	06/06/1994	76.07	2.85	1.00	6.4	209.6	160.5	528.9
Cali	08/02/1995	76.74	4.13	102.0	6.6	163.3	209.5	482.5
Eje Cafetero	25/01/1999	75.70	4.43	0.1	6.1	43.7	120.2	371.4
La Uribe	23/11/2002	74.42	3.30	3.6	5.6	175.9	69.3	395.7
Bajo Baudó	15/11/2004	77.72	4.77	26.2	6.7	264.3	334.3	543.2
Quetame	24/05/2008	73.81	4.41	1.0	5.7	170.7	144.3	257.4
Bucaramanga	18/02/1994	73.31	6.74	154.9	5.7	327.8	380.8	18.1
Bucaramanga	14/04/1994	73.09	6.83	161.6	5.5	351.9	401.3	23.3
Bucaramanga	10/12/1994	73.17	6.82	152.7	6.1	344.9	396.0	20.0
Bucaramanga	01/01/1997	73.15	6.80	152.0	5.8	344.8	395.1	18.1
Bucaramanga	07/03/1997	73.35	6.72	140.7	5.5	323.1	376.8	20.7
Bucaramanga	11/05/1997	73.12	6.81	156.0	5.7	348.0	397.7	20.0
Bucaramanga	11/06/1997	73.02	6.80	148.0	5.9	355.1	402.4	25.1
Bucaramanga	11/06/1997	73.10	6.82	151.4	5.8	350.3	399.8	21.9
Bucaramanga	06/05/1998	73.07	6.82	162.7	5.5	352.7	401.4	23.4
Bucaramanga	14/04/1999	73.13	6.81	156.0	5.7	347.2	397.2	19.7
Bucaramanga	08/11/1999	73.18	6.87	164.2	6.2	348.1	400.3	25.6
Bucaramanga	05/02/2000	73.25	6.82	147.2	5.6	338.8	391.8	21.4
Bucaramanga	12/09/2000	73.12	6.74	158.0	5.6	342.5	391.0	12.9
Bucaramanga	17/12/2000	73.10	6.82	155.2	5.5	350.3	399.8	21.9
Bucaramanga	19/11/2001	73.00	6.81	160.5	5.9	357.4	404.5	27.4
Bucaramanga	03/10/2004	73.04	6.84	157.9	5.6	356.6	405.0	27.1
Bucaramanga	25/02/2005	73.04	6.84	162.1	5.8	356.6	405.0	27.1
Bucaramanga	25/02/2005	73.04	6.78	152.8	5.8	351.9	399.3	21.9
Bucaramanga	10/01/2006	73.10	6.80	150.7	5.6	348.7	397.9	19.8
Bucaramanga	08/05/2006	73.12	6.81	154.5	5.5	348.0	397.7	20.0
Bucaramanga	06/05/2007	73.05	6.82	151.4	6.0	354.2	402.6	24.6

La influencia del intervalo de tiempo usado para establecer la correlación cruzada es insignificante. Con todo se ha tomado un intervalo de tiempo razonable de tres meses (90 días) por ser consistente con la sensibilidad de las series de sismicidad y de atenuación. Se muestran a continuación los resultados obtenidos para cada una de las tres estaciones consideradas.

5.1. Tolima (TOL)

Tolima está situada sobre un eje volcánico en el lado este de la cordillera Central, sobre un volcán activo a 2 520 m de altura. La zona está caracterizada por fallas inversas, con pendiente oeste, y situadas a lo largo del pie de la cordillera. Se dispone de datos de calidad de formas de onda entre 1993 y 2007, permitiendo obtener series temporales de atenuación, Q_c^{-1} , y de sismicidad, $N(M_c)$, para un periodo de 14 años. La 9 sintetiza los resultados obtenidos. Arriba se muestran ambas series temporales y se incluye el terremoto de Armenia que, con una magnitud local de 6.1 ocurrió en el eje cafetero el 25 de septiembre de 1999. La figura de en medio muestra el análisis de correlación global de ambas series. Se observa una clara correlación positiva para el periodo total. El coeficiente de correlación para un retraso nulo es de casi 0.6. En la parte de abajo Error, no se encuentra el origen de la referencia. se muestra el análisis de variación temporal de la correlación. Este análisis se ha efectuado usando ventanas de 4 años con solapes de 3 años y 9 meses de forma que se obtienen 4 puntos para cada año. Como se ha indicado anteriormente, el análisis de correlación de cada ventana no se asigna al tiempo medio de la ventana sino al tiempo final dado que es el instante que este parámetro puede ser medido. La ventaja de esta técnica es que permite seguir la evolución temporal de la correlación con un paso de tiempo relativamente pequeño de forma que puede observarse la pérdida progresiva de correlación identificando el acercamiento o alejamiento de periodos de peligrosidad incrementada. En la gráfica de abajo de la figura 9 se muestran tres coeficientes de correlación. Los cuadrados corresponden al coeficiente de correlación para retraso nulo, los círculos corresponden al máximo coeficiente de correlación en valor absoluto dentro de los retrasos comprendidos entre cero y un año mientras que los rombos corresponden al máximo coeficiente de correlación, siempre con su signo positivo o negativo, dentro de los retrasos entre cero y $\pm$ dos años.

Se ha decidido mantener la representación de los tres puntos por entender que enriquecen el análisis, pero una de las conclusiones de este trabajo es que el coeficiente de correlación para retraso temporal nulo es un buen indicador de la correlación/no-correlación de la sismicidad, y atenuación, , indicando con claridad el acercamiento o alejamiento de periodos de peligrosidad aumentada. Obsérvese cómo el terremoto del Eje Cafetero ocurre tres meses después de que el coeficiente de correlación para retraso nulo se haya mantenido por debajo de cero durante el año y medio anterior y se recupera lentamente hasta valores por encima de 0.8 a finales del año 2006. La 10 muestra el análisis de correlación para el periodo 1995-1999.

Se observa el detalle del desacoplamiento de las dos series temporales. El coeficiente de correlación para retraso nulo es de -0.18 mientras que para un retraso de menos 2 años y tres meses se obtiene un coeficiente de correlación de +0.40, indicando un retraso de la serie de sismicidad respecto a la de atenuación de aproximadamente estos dos años y tres meses. Por otra parte, la 11 muestra el análisis de correlación para el periodo 2001-2006. El coeficiente de correlación para corrimiento temporal nulo es 0.64 mientras que el que corresponde a un corrimiento temporal de -3 meses es de 0.71 indicando una correlación buena correspondiente a un periodo de calma sísmica y de acoplamiento entre los procesos de carga y descarga del sistema frágil-dúctil.

El coeficiente de correlación central se mantiene bajo hasta principios del año 2004 con valores cercanos a 0.2, probablemente indicando la persistencia de una peligrosidad aumentada si bien no se produce ningún otro terremoto de gran magnitud dentro de la zona de análisis.

Así el análisis de correlación para la estación de Tolima confirma la hipótesis de la interacción frágil-dúctil dado que la ocurrencia de un terremoto grande sigue al desacople o no-correlación de las series temporales de sismicidad y de atenuación. Con todo, la relación entre la no-correlación y la ocurrencia de grandes terremotos parece no estar totalmente fundada, dada la persistencia de la no-correlación y la no ocurrencia de un gran terremoto, por lo que probablemente haya que matizar la relación directa entre la pérdida de correlación y el acercamiento seguro de un gran terremoto, lo que complica también y pone en entredicho el poder predictivo a medio plazo de la hipótesis de la interacción frágil-dúctil. Pero estos aspectos se discutirán más abajo en este capítulo y en el capítulo final de esta tesis dedicado a la discusión, conclusiones y recomendaciones.

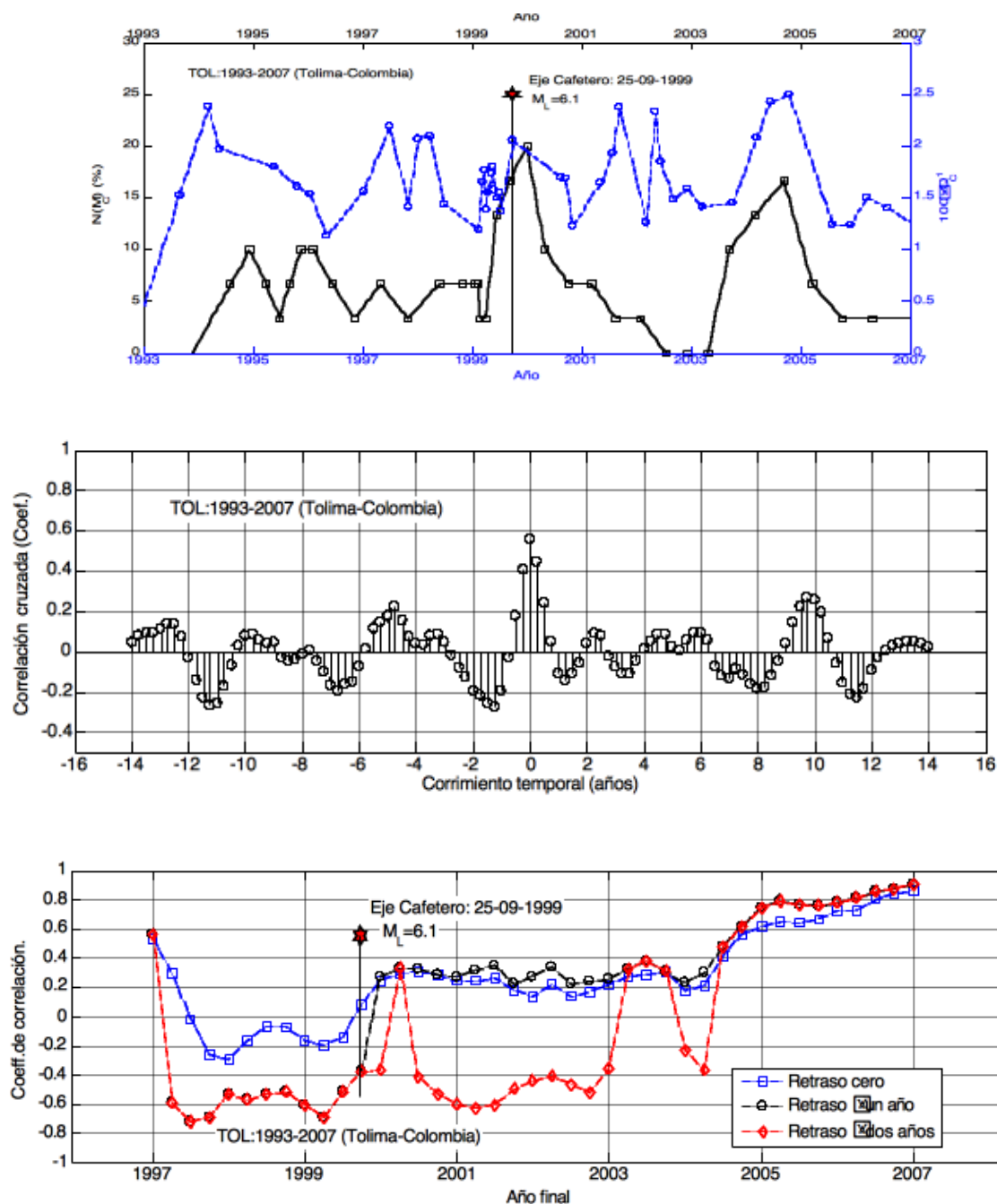


Figura 9: Series temporales 1993-2007 (arriba) y correspondiente análisis de correlación cruzada (centro). Análisis de la variación temporal de correlación (abajo) con los coeficientes de correlación máxima para corrimiento temporal nulo de más menos uno y dos años.

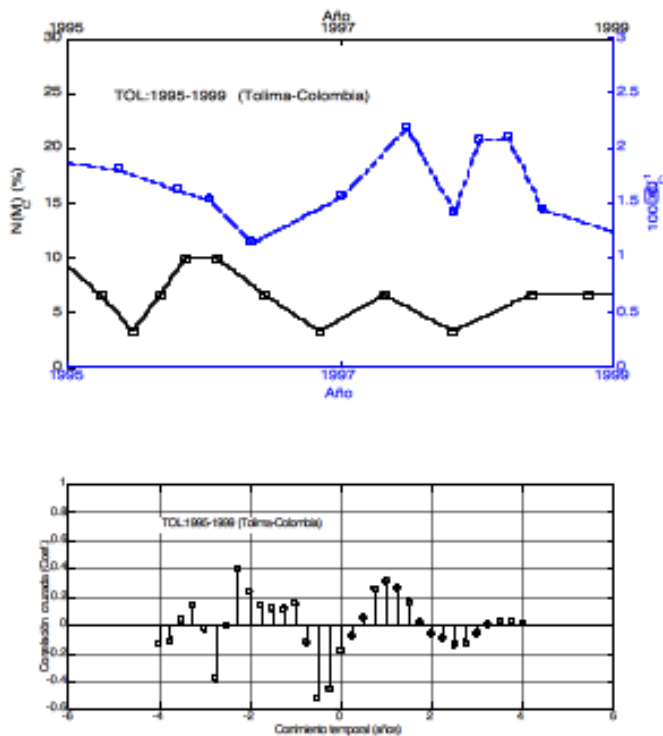


Figura 10: Series temporales 1995-1999 y su correlación cruzada.

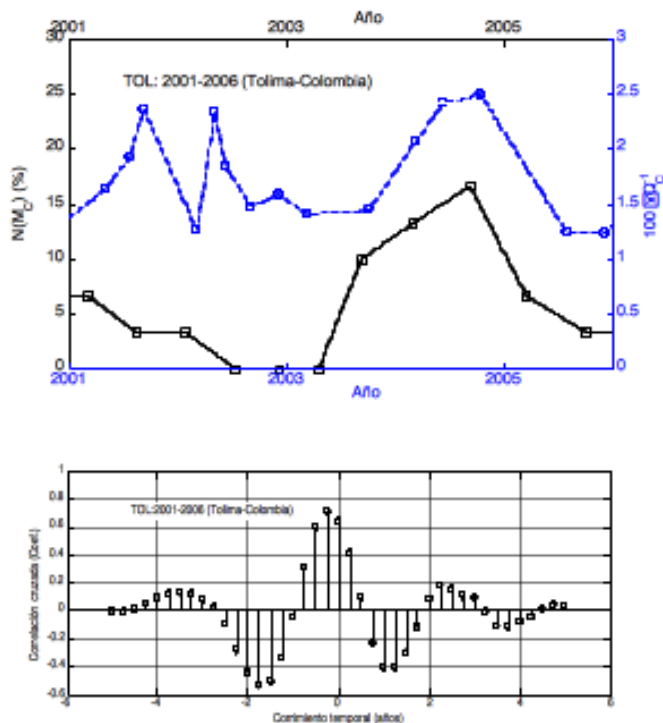


Figura 11: Series temporales para Tolima en el periodo 2001-2006 y su correlación cruzada.

5.2. Prado (PRA)

A 110 km hacia el SE (azimut 144°) de la estación de Tolima (TOL), se encuentra Prado (PRA), la segunda estación usada en el análisis (véase la 8). La estación está situada en el límite sur del sistema de fallas Salinas que delimita la cordillera Oriental. Al igual que TOL, esta estación se caracteriza por una sismicidad superficial y de profundidad intermedia, y un nivel de actividad alto. Se ha procedido de manera análoga a la estación TOL. Se presentan los resultados en la figura 12.

El terremoto de Armenia (Eje Cafetero) ocurrido el 25 de septiembre de 1999 con una magnitud 6.1 ocurre después de varios años de una correlación baja lo que está de acuerdo con la hipótesis de la interacción frágil-dúctil. La magnitud 5.6 del terremoto de 'La Uribe' ocurrido el 23 de noviembre de 2002 quedaría dentro de un periodo de recuperación del régimen normal de acoplamiento entre los procesos de carga-descarga del sistema frágil-dúctil dando indicaciones de los umbrales de magnitud que es capaz de pronosticar esta técnica. Jin et al [5] sólo consideran terremotos de magnitud superior a 6.

En consecuencia, estas observaciones parecen indicar que los terremotos de magnitud por debajo de 6 pueden pertenecer también a periodos normales de acoplamiento entre los procesos de carga y descarga del sistema frágil-dúctil o, en cierto modo, a periodos de tránsito entre periodos de peligrosidad incrementada y periodos de calma. Con todo, la crudeza de los datos involucrados en la determinación de las series temporales obliga a considerar esta conclusión como preliminar

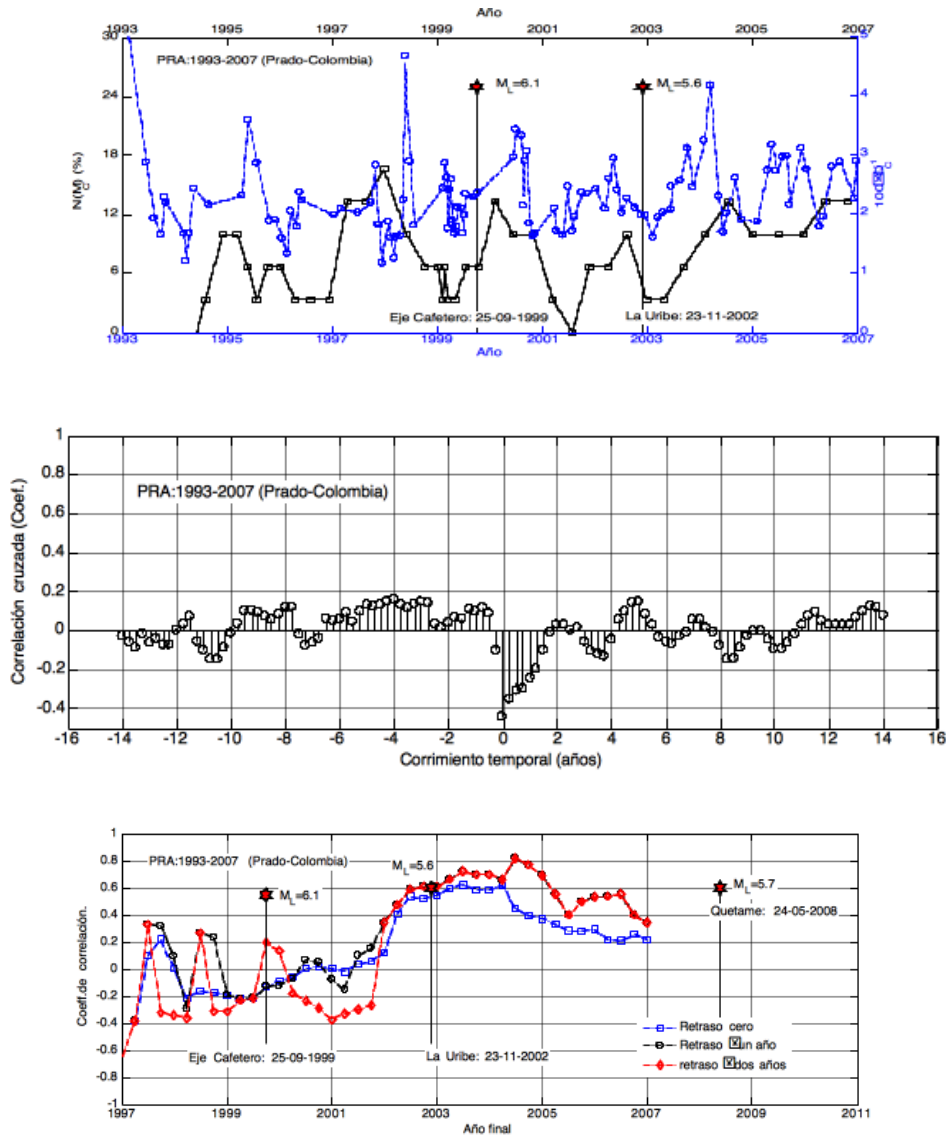


Figura 12: Series temporales 1993-2007 (arriba), de correlación cruzada global (en medio) y variación temporal de correlación (abajo).

5.3. Barichara (BAR)

La tercera estación es Barichara (BAR), más alejada de PRA y TOL, con distancias y azimuts de 330 y 378 km y de 46.25° y 30.15° respectivamente. Situada sobre el conocido Nido sísmico de Bucaramanga la actividad sísmica se caracteriza por la ocurrencia frecuente de sismos profundos con magnitudes por encima de 5.5 (véase 2 y la 8). En los 14 años cubiertos por el estudio, se han contabilizado hasta 21 terremotos, lo que da un promedio de 1.5 terremotos por año. Tres de ellos son de magnitud superior a 6, dos más tienen una magnitud de 5.9 y 4 más tienen una magnitud

de 5.8. En la 8 puede observarse como los sismos se concentran justo debajo de la estación. Las profundidades de los 21 sismos contabilizados se hallan entre los 140 y 160 km. Su distribución temporal cubre prácticamente todo el periodo de análisis por lo que no es esperable hallar periodos de calma. Por otra parte, es posible que la complejidad geotectónica del Nido, no permita detectar y caracterizar una zona de interacción frágil-dúctil. La 13 resume los resultados obtenidos.

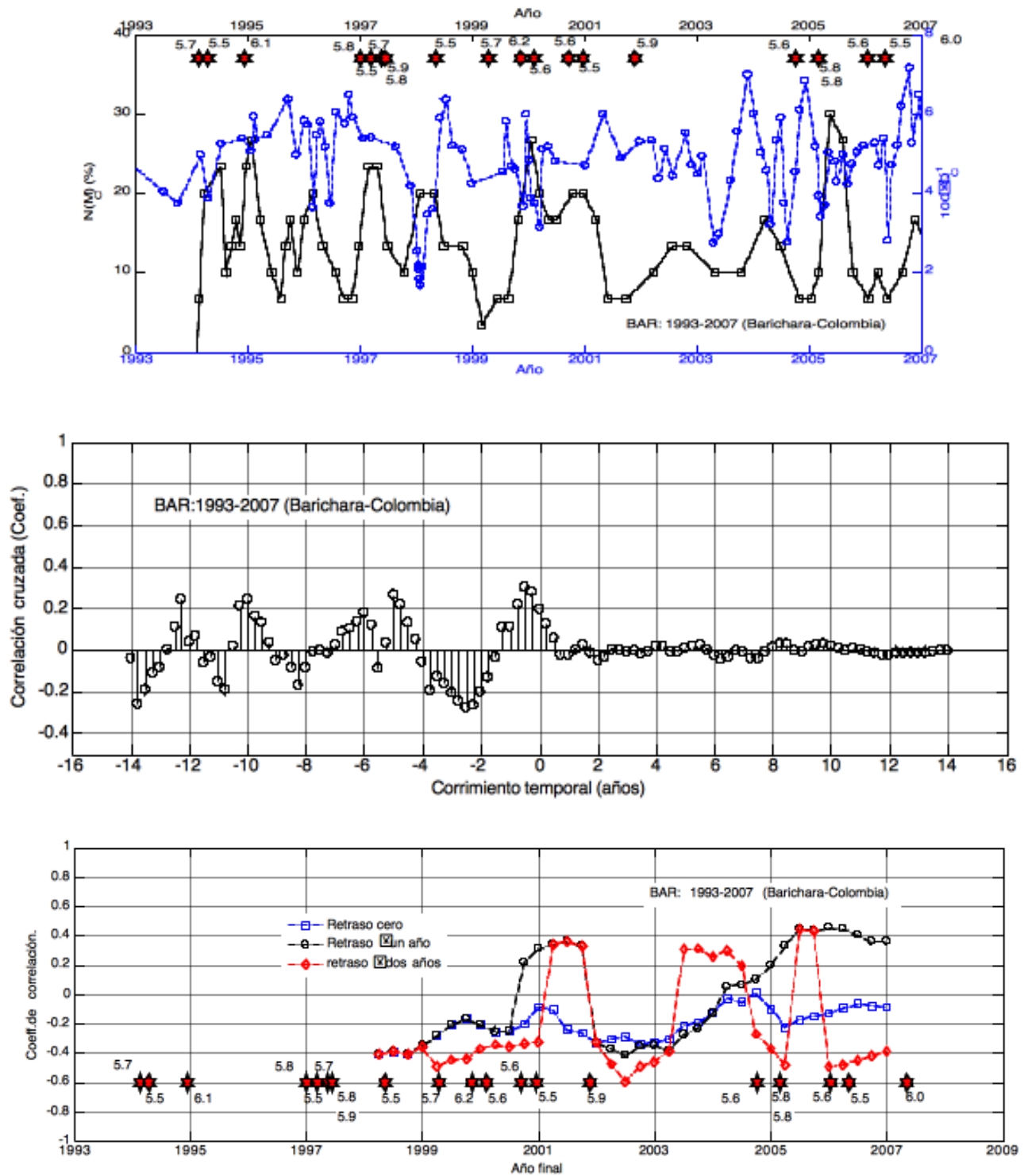


Figura 13: Series temporales 1993-2007 (arriba) ,correlación cruzada y su variación temporal

Se observa una correlación baja para todo el periodo considerado. Los valores típicos de los coeficientes de correlación para un corrimiento temporal nulo varían entre 0 y 0.4. De acuerdo a la teoría de la interacción dúctil-frágil, estaríamos de forma permanente dentro de un periodo de peligrosidad sísmica alta, sin periodos de calma. Así, los resultados obtenidos, dada la ocurrencia frecuente de terremotos relativamente grandes, estarían de acuerdo con esta hipótesis. Con todo, las peculiares características de la zona muestreada por los datos de la estación de BAR obligan a ser precavidos en las conclusiones dado que es posible también que no exista en esta región una zona donde se produzca una interacción dúctil-frágil y en la que se acoplen-desacoplen los procesos de carga y descarga de los esfuerzos tectónicos.

6. Conclusiones

Se ha recopilado y analizado un importante volumen de datos sísmicos de tres estaciones situadas en diferentes ambientes geotectónicos de Colombia. Las dos primeras, TOL y PRA, se hallan en zonas con actividad sísmica predominantemente cortical, mientras la tercera, BAR, se halla justo sobre el Nido Sísmico de Bucaramanga donde predomina una sismicidad frecuente y profunda. Globalmente, los resultados obtenidos, apoyan la hipótesis de la interacción frágil-dúctil dado que tanto para la estación de PRA como de TOL la correlación cae drásticamente antes de la ocurrencia de un gran terremoto, entendido como un terremoto de magnitud superior a 6. La caída de correlación puede estar condicionada también por el tamaño del terremoto y por la distancia hipocentral. En el caso de BAR, también en coherencia con la hipótesis de la interacción frágil-dúctil, la correlación obtenida es baja para todo el periodo del análisis. Esta baja correlación se atribuye a la ocurrencia frecuente de grandes terremotos, típica del desacoplamiento entre los procesos de carga y descarga de los esfuerzos tectónicos. Con todo, debido a los altos niveles de heterogeneidad lateral de la zona, y las particulares condiciones geotectónicas del Nido de Bucaramanga, esta falta de correlación podría atribuirse también a la ausencia o escaso desarrollo de la capa donde se produce la interacción frágil-dúctil.

En referencia a la aplicabilidad del método para pronosticar grandes sismos a medio plazo, nuestra impresión es que la técnica aún se halla en una fase en la que es prematuro su uso directo para la predicción sísmica. Parece establecido que, en determinado tipo de regiones donde existe una zona de interacción frágil-dúctil bien desarrollada, la existencia de correlación alta indica periodos de estabilidad en los que es improbable la ocurrencia de un gran terremoto. Asimismo parece también bien establecido que, en estas regiones, la ocurrencia de un gran terremoto va precedida de una drástica pérdida de la correlación pero, como ocurre en otros parámetros considerados predictores sísmicos, parece prematuro asociar la pérdida de correlación con la ocurrencia segura de un gran terremoto. A la vista de nuestros análisis tanto de la serie

de Jin et al. (2004) para California Central como de las series para las tres estaciones de Colombia, parece más sensato y prudente asociar la caída de correlación con el acercamiento o entrada en un periodo de peligrosidad sísmica incrementada donde las probabilidades de que se den grandes terremotos es alta. Con todo concluimos también que hacen falta más datos y más trabajo para avanzar en aspectos cuantitativos de estas probabilidades incrementadas.

Finalmente, también vale la pena decir que la sencillez de los cálculos involucrados en la construcción de las series temporales y la claridad, relevancia y robustez de los resultados obtenidos, dotan a esta técnica y a la teoría en la que se fundamenta de un enorme potencial y creemos, de un futuro prometedor tal como ya auguraba Aki. Se han aportado nuevas evidencias y se han detectado y acotado dominios geotectónicos donde la hipótesis de la interacción frágil-dúctil se cumple y donde su monitorización y seguimiento pueden y han de ser de gran utilidad no sólo científica sino también social.



7. Referencias

- [1] Chouet, B. 1979. Temporal Variation in the Attenuation of Earthquake Coda near Stone Canyon, California. *Gephys. Res. Lett.* 6: 143-146.
- [2] Jin A, Aki K. 1989. Spatial and Temporal Correlation between Coda Q and Seismicity and Its Physical Mechanism. *J. Gophys. Res.* 94:14041-14059.
- [3] Jin A, Aki K. 1993 Temporal Correlation between Coda Q and seismicity Evidence for a Structural Unit in the Brittle-Ductile Transition Zone. *J. Geodynamics* 17:95-120.
- [4] Aki K. 2003. Seismology of Earthquake and Volcanic Prediction. Lecture notes for the Seventh International Workshop on Non-Linear Dynamics and Earthquake Prediction, Workshop on Volcanic Disaster Mitigation on September 24-26, 2003, Nat. Res. Inst. Earth Sci. Disast. Prev. And Yamanashi Inst. Environ. Sci. p219.
- [5] Jin A, Aki K, Liu Z, Keilis-Borok, VI. 2004. Seismological Evidence for the Brittle-Ductile Interaction Hypothesis on Earthquake Loading. *Earth Planets Space*, 56:823-830.
- [6] Aki K. 2004. A New View of Earthquake and Volcano Precursors. *Earth Planets Space* 56:689-713.
- [7] Aki K, Chouet, LB. 1975. Origin of Coda Waves: Source, Attenuation and Scattering Effects. *J. Geophys. Res.* 80:3322-3342.
- [8] Sato H. 1977. Energy Propagation Including Scattering Effects. Single Isotropic Scattering Approximation. *J. Phys. Earth.* 25:27-41.
- [9] Sato H. 1977. Single Isotropic Scattering Model Including Wave Conversions Simple Theoretical Model of the Short Period Body Wave Propagation. *J. Phys. Earth.* 25:163-176
- [10] Rautian TG, Khalturin VI. 1978. The Use of Coda for Determination of the Earthquake Source Spectrum. *Bull. Seism. Soc. Am.* 68:923-948.
- [11] Proakis JG, Manolakis DG. 1997. Tratamiento digital de señales. Principios, algoritmos y aplicaciones. Madrid, España: Prentice Hall. 1000p.
- [12] Zaliapin I, Gabrielov A, Keilis-Borok V. 2004. Multiscale Trend Analysis. *Fractals* 12:275-292.



LABORATORIO MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN

DEPARTAMENTO INGENIERÍA OBRAS CIVILES
UNIVERSIDAD DE LA FRONTERA

SERVICIOS DE NUESTRO LABORATORIO

ESTUDIO DE
MECÁNICA DE SUELOS

MUESTREO &
ANÁLISIS DE SUELOS

MUESTREO & ANÁLISIS DE
ÁRIDOS PARA DOSIFICACIÓN DE
HORMIGONES & MORTEROS

TOMA DE MUESTRAS DE
HORMIGÓN EN ESTADO FRESCO

EXTRACCIÓN & ENSAYO DE
TESTIGOS DE HORMIGÓN

ENSAYOS DE RESISTENCIA
MECÁNICA AL HORMIGÓN

ASESORÍAS DE
LABORATORIO

ÁREA MECÁNICA DE SUELOS
ÁREA ÁRIDOS & HORMIGONES

HORARIO DE ATENCIÓN

LUNES A VIERNES 09 A 13 HRS. & 14 A 19 HRS.
AVDA. FRANCISCO SALAZAR 01145 TEMUCO
FONO FAX 45 259 2818 LABMATERIALES@UFRO.CL



rioc.cl