

Universidad Autónoma de Querétaro

Facultad de Ingeniería
Maestría en Ciencias (Construcción)

Efecto de la ceniza volante tipo F y del hule
reciclado de neumáticos en las propiedades
mecánicas del concreto

TESIS

Que como parte de los requisitos para obtener el grado de

Maestro en Ciencias (Construcción)

Presenta

Ing. Juan Francisco Mendoza Santiago

Dirigido por

Dr. José Luis Reyes Araiza

Santiago de Querétaro, Querétaro, Octubre de 2013



Universidad Autónoma de Querétaro
 Facultad de Ingeniería
 Maestría en Ciencias (Construcción)

EFFECTO DE LA CENIZA VOLANTE TIPO F Y DEL HULE RECICLADO DE NEUMÁTICOS EN LAS PROPIEDADES MECÁNICAS DEL CONCRETO

TESIS

Que como parte de los requisitos para obtener el grado de

Maestro en Ciencias (Construcción)

Presenta:

Ing. Juan Francisco Mendoza Santiago

Dirigido por:

Dr. José Luis Reyes Araiza

SINODALES

Dr. José Luis Reyes Araiza
 Presidente

Firma

M. en I. Rubén Ramírez Jiménez
 Secretario

Firma

Dr. José de Jesús Pérez Bueno
 Vocal

Firma

Dr. Alejandro Manzano Ramírez
 Suplente

Firma

Dr. Guadalupe Moisés Arroyo Contreras
 Suplente

Firma

Dr. Aurelio Domínguez González
 Director de la Facultad de Ingeniería

Dr. Irineo Torres Pacheco
 Director de Investigación y Posgrado

Centro Universitario
 Querétaro, Qro.
 Octubre 2013
 México

RESUMEN

Debido a los graves problemas ambientales ocasionados por el manejo y eliminación de los neumáticos de desecho y la ceniza volante en México, el principal objetivo de esta investigación es proporcionar más evidencia científica que apoye y promueva el uso de estos residuos industriales en el concreto de cemento Portland. Está ampliamente documentado que el concreto elaborado con ceniza volante presenta una disminución significativa de sus propiedades mecánicas, por lo que en este trabajo se estudió el efecto de la incorporación de fibras cortas, discontinuas, de hule reciclado de neumáticos en las propiedades mecánicas de este concreto ecológico. Para tal propósito se fabricaron 11 mezclas de concreto, las cuales se ensayaron en estado fresco y a las edades de 7, 14, 28 y 90 días. Las variables que se consideraron fueron el tamaño de las fibras (0.00–2.00 mm, 2.00–2.36 mm y 2.36–4.75 mm) y el contenido de fibras en volumen (0.50%, 1.00% y 2.00%). En todas las mezclas de concreto, excepto MC, el cemento Portland se reemplazó con 20%, en peso, de ceniza volante tipo F. Al concreto en estado fresco se le determinó el revenimiento y el peso unitario; en estado endurecido, la resistencia a la compresión, la resistencia a la flexión y la tenacidad. La presencia de las fibras de hule reciclado de neumáticos en el concreto fresco redujo notablemente la trabajabilidad de la mezcla. En estado endurecido, los resultados indicaron que la adición de fibras de hule no recuperó la pérdida de resistencia a la compresión ocasionada por el uso de la ceniza volante en el concreto, antes bien, hubo una reducción adicional en la resistencia; en contraste, la resistencia a la flexión y la tenacidad (absorción de energía a la fractura) sí exhibieron una mejora significativa en comparación con el concreto de referencia. A diferencia del concreto simple, la falla en el concreto adicionado con hule ocurrió gradualmente y de manera uniforme. Finalmente, el hule se trató superficialmente con NaOH para mejorar su adherencia con la matriz del concreto; hubo un incremento en la resistencia a la tensión indirecta y en la resistencia a la compresión respecto al concreto con hule no tratado. De acuerdo con los resultados generales obtenidos, se concluyó que el empleo de fibras de hule reciclado de neumáticos en el concreto puede ser prometedor para obtener un material competente para aplicaciones ingenieriles donde la alta resistencia no sea necesaria.

(Palabras clave: concreto, ceniza volante, fibras, hule reciclado de neumáticos, resistencia a la compresión, resistencia a la flexión, resistencia a la tensión indirecta, tenacidad)

SUMMARY

Due to the serious environmental problems caused by the management and disposal of waste tires and fly ash in Mexico, the main objective of this research is to provide more scientific evidence to support and promote the use of these industrial wastes in Portland cement concrete. It is widely documented that fly ash concrete has a significant decrease in mechanical properties. The effect on mechanical properties of green concrete of incorporating short, discontinuous, recycled tire rubber fibers was discussed in this paper. For this purpose, 11 trial batches were made and were tested in fresh state and after 7, 14, 28 and 90 days of hardening. The factors that were studied were the fiber size (0.00–2.00 mm, 2.00–2.36 mm and 2.36–4.75 mm) and fiber content in volume basis (0.50%, 1.00% and 2.00%). All concrete mixtures except MC, Portland cement was replaced with 20% of Class F fly ash by weight. Slump and unit weight were measured in the fresh state; compressive strength, flexural strength and toughness were measured in the hardened state. The presence of recycled tire rubber fibers in fresh concrete markedly decreased the mix workability. In hardened concrete, the results indicated that the loss in compressive strength caused by use of fly ash in concrete no recovered with addition of rubber fibers, but rather there was an additional reduction strength. In contrast, the flexural strength and toughness (absorption energy to fracture) exhibited significant improvement compared to reference concrete. Unlike plain concrete, the failure in rubberized concrete occurred gently and uniformly. Finally, the rubber was surface-treated with NaOH to enhance its adherence to the concrete matrix; there was an increase in the splitting tensile strength and compressive strength, when compared to untreated rubber concrete. According to the overall results obtained, it was concluded that the use of recycled tire rubber fibers in concrete may be promising to obtain a material suitable for engineering applications where high strength is not necessary.

(Keywords: concrete, fly ash, fibers, recycled tire rubber, compressive strength, flexural strength, splitting tensile strength, toughness)

DEDICATORIAS

A DIOS

Él me ama tanto que me dio dos padres increíbles, dos hermanas tan nobles y una María que moriría por ella; él, que en los momentos más difíciles nunca nos ha abandonado; él es tan bueno que solo quiere que lo amemos sin condiciones, como **ÉL NOS AMA** a nosotros.

A Juanita

Mi madre, tan llena de virtudes, tan noble, tan inocente, tan entregada a sus hijos, tan llena de amor, tan incondicional, tan luchona. **TE AMO CHINGONA.**

A Panchito

Mi padre, el hombre que más me quiere en este mundo, el que ha trabajado toda la vida por amor a su familia, **EL HOMBRE QUE AMO.**

A Ale

Mi hermana mayor, la madre de mi amor chiquito, la única mujer que iguala en cualidades a mi madre, **LA MUJER POR LA QUE SIEMPRE LUCHARÉ.**

A Almita

Mi hermanita loquita, la mujer que me pone el ejemplo de trabajo, de superación, de perseverancia, **LA QFB QUE MÁS ADMIRO.**

A María

Mi sobrina, la mujer más bonita de todas, la mujer con la sonrisa más sincera, el único ser en este mundo capaz de sorprenderme a cada momento. Mi Maki, mi vida entera por ella y para ella. **TE AMO.**

SI DIOS Y MI FAMILIA CONMIGO, ¿QUIÉN CONTRA MÍ?

AGRADECIMIENTOS

Al Dr. José Luis Reyes Araiza, mi director de tesis, por sus consejos que siempre me dieron esa luz que necesitaba cuando no veía la salida; pero sobre todo, por esas charlas interminables, las cuales me dejaron sus mejores enseñanzas.

A la UAQ, mi querida alma mater; en particular a la Facultad de Ingeniería, mi escuela de siempre, mi lugar ideal, a ella por ser mi casa nuevamente en esta aventura que fue la Maestría.

Al CONACYT, porque sin su apoyo económico, este sueño que ahora estoy cumpliendo no sería posible.

Al Laboratorio de Mecánica de Suelos y al Laboratorio de Física y Química de la Facultad de Ingeniería de la UAQ, por haberme permitido realizar el trabajo experimental de mi investigación en sus instalaciones, además por haberme facilitado las herramientas y equipo necesario. En especial agradezco a todo el personal que labora en este lugar por su apoyo y amistad.

A Multillantas Nieto S.A. de C.V., planta renovadora sucursal Querétaro, por haberme proporcionado el hule de neumáticos, material principal en esta investigación.

Al CIDETEQ, en especial al Dr. José de Jesús Pérez Bueno, por haberme proporcionado la ceniza volante que se utilizó en esta investigación.

A la Rectoría de la UAQ, por haber apoyado económicamente mi proyecto de investigación, a través del “Fondo de Proyectos Especiales de Rectoría” FOPER-2013.

A mis compañeros de generación de la Maestría en Ciencias, por el simple hecho de haberlos conocido y haber forjado amistades para toda la vida con algunos de ellos.

A Luis Galván, alumno de la licenciatura en Ingeniería Civil, por el apoyo prestado en toda la etapa experimental de la investigación.

Al Dr. Guadalupe Moisés Arroyo Contreras, al Dr. José de Jesús Pérez Bueno, al Dr. Alejandro Manzano Ramírez, al M. en I. Rubén Ramírez Jiménez, al Dr. José Luis Reyes Araiza, por haber formado parte del sínodo y por haber hecho las correcciones finales a este trabajo de tesis.

ÍNDICE

RESUMEN	i
SUMMARY	ii
DEDICATORIAS	iii
AGRADECIMIENTOS	iv
ÍNDICE	v
ÍNDICE DE TABLAS	vii
ÍNDICE DE FIGURAS	viii
I. INTRODUCCIÓN	1
1.1 Hipótesis	4
1.2 Objetivo general	4
1.2.1 Objetivos particulares	4
II. REVISIÓN DE LITERATURA	5
2.1 Antecedentes históricos del cemento Portland y del concreto	5
2.2 Concreto	7
2.3 Estructura del concreto	7
2.3.1 Microestructura del concreto	8
2.3.2 Pasta de cemento hidratada	9
2.3.3 Composición química del cemento	10
2.3.4 Fase agregado	13
2.3.5 Interfase pasta–agregado	14
2.4 Aditivos para el concreto	14
2.4.1 Aditivos minerales	17
2.4.2 Puzolanas	18
2.4.3 Reacción puzolánica	18
2.4.4 Ceniza volante	19
2.5 Efectos de la ceniza volante en el concreto	22
2.6 Efectos del hule reciclado de neumáticos en el concreto	24
2.7 Concreto fibroreforzado	27
III. PROCEDIMIENTO EXPERIMENTAL	30
3.1 Materiales y su preparación	31
3.1.1 Cemento Portland	31
3.1.2 Ceniza volante	32

3.1.3	Agregados	33
3.1.3.1	Agregado fino	34
3.1.3.2	Agregado grueso	38
3.1.4	Agua	41
3.1.5	Hule reciclado de neumáticos	42
3.2	Mezclas de concreto	45
3.2.1	Dosificación	45
3.2.2	Mezclado	46
3.2.3	Elaboración y curado de especímenes	47
3.2.4	Especificaciones de los lotes de prueba	50
3.3	Métodos de prueba	51
3.3.1	Revenimiento	51
3.3.2	Peso unitario	52
3.3.3	Resistencia a la compresión	53
3.3.4	Resistencia a la flexión	54
3.3.5	Tenacidad	57
IV. RESULTADOS Y DISCUSIÓN		59
4.1	Peso unitario	59
4.2	Trabajabilidad	59
4.3	Resistencia a la compresión	61
4.4	Resistencia a la flexión	69
4.5	Tenacidad	80
4.6	Patrón de falla de los especímenes de concreto en las pruebas de compresión y flexión	84
V. CONCLUSIONES		87
5.1	Recomendaciones	90
BIBLIOGRAFÍA		91
APÉNDICE A. PRETRATAMIENTO DE LA CENIZA VOLANTE TIPO F Y DEL HULE RECICLADO DE NEUMÁTICOS CON HIDRÓXIDO DE SODIO (NaOH)		97
A.1	Resistencia a la compresión	100
A.2	Resistencia a la tensión indirecta	103
APÉNDICE B. DOSIFICACIÓN DE LA MEZCLA DE CONCRETO DE REFERENCIA, MC		110
APÉNDICE C. RESULTADOS ESTADÍSTICOS DE LA PRUEBA DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN		116
APÉNDICE D. RESULTADOS ESTADÍSTICOS DE LA PRUEBA DE RESISTENCIA A LA FLEXIÓN		122

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla		Página
2.1	Componentes básicos del cemento Portland (O'Reilly, 2007).	10
2.2	Productos de la hidratación del cemento (Mehta y Monteiro, 1998).	11
2.3	Clasificación de aditivos para concreto (NMX-C-199-ONNCCE).	16
2.4	Composición química de ceniza volante producto de diferentes tipos de carbón (Ahmaruzzaman, 2010).	21
3.1	Propiedades del cemento CPC 30R (NMX-C-414-ONNCCE).	31
3.2	Composición química de la ceniza volante (%).	33
3.3	Análisis granulométrico del agregado fino.	37
3.4	Análisis granulométrico del agregado grueso.	40
3.5	Propiedades físicas de los agregados.	41
3.6	Propiedades físicas del hule reciclado de neumáticos.	44
3.7	Consumo de los componentes de los concretos para 1m ³ .	46
3.8	Programa experimental.	50
4.1	Propiedades del concreto fresco.	60
4.2	Resistencia a la compresión del concreto endurecido.	61
4.3	Resistencia a la flexión del concreto endurecido.	69
4.4	Resistencia a la flexión teórica (NTC-RCDF).	78
4.5	Valores del índice de tenacidad de las mezclas de concreto a 28 días.	80

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura		Página
2.1	El Panteón de Roma.	5
2.2	Macroestructura de una muestra de concreto.	8
2.3	Materias primas para la producción de cemento (CANACEM).	9
2.4	Modelo simplificado de hidratación de cemento Portland propuesto por Scrivener (O'Reilly, 2007).	13
2.5	Ceniza volante a 4000 aumentos (ACI 232).	20
3.1	Diagrama de flujo del procedimiento experimental.	30
3.2	Cemento Portland Compuesto CPC 30R, marca Moctezuma.	31
3.3	Imagen obtenida con microscopio electrónico de barrido (SEM) de la ceniza volante empleada en la investigación, la cual está constituida por cenoesferas.	32
3.4	Arena.	34
3.5	Requisitos granulométricos para el agregado fino, ASTM C 33.	37
3.6	Grava.	38
3.7	Requisitos granulométricos para el agregado grueso, ASTM C 33.	40
3.8	Hule reciclado de neumáticos utilizado en la investigación.	43
3.9	Adición de hule reciclado de neumáticos a la mezcla de concreto.	47
3.10	Elaboración y curado de los especímenes de prueba.	49
3.11	Prueba de revenimiento en el concreto.	52
3.12	Comparación de revenimientos típicos.	52
3.13	Cilindros de concreto en la prueba de compresión.	54
3.14	Vigas de concreto en la prueba de flexión.	56
3.15	Determinación de la tenacidad del concreto en la prueba de compresión.	57
3.16	Determinación del índice de tenacidad.	58
4.1	Evolución de la resistencia a la compresión de las mezclas de concreto.	62
4.2	Evolución de la resistencia a la compresión del concreto que contiene 0.50% de hule.	63
4.3	Evolución de la resistencia a la compresión del concreto que contiene 1.00% de hule.	63

4.4	Evolución de la resistencia a la compresión del concreto que contiene 2.00% de hule.	64
4.5	Reducción de la resistencia a la compresión (28 días), respecto a MC, en función del contenido de hule.	66
4.6	Reducción de la resistencia a la compresión (28 días), respecto a M0, en función del contenido de hule.	67
4.7	Resistencia a la compresión (28 días) de las mezclas de concreto en función del tamaño nominal de las partículas de hule.	68
4.8	Evolución de la resistencia a la flexión de las mezclas de concreto.	70
4.9	Evolución de la resistencia a la flexión del concreto que contiene 0.50% de hule.	71
4.10	Evolución de la resistencia a la flexión del concreto que contiene 1.00% de hule.	71
4.11	Evolución de la resistencia a la flexión del concreto que contiene 2.00% de hule.	72
4.12	Reducción de la resistencia a la flexión (28 días), respecto a MC, en función del contenido de hule.	74
4.13	Incremento de la resistencia a la flexión (28 días), respecto a M0, en función del contenido de hule.	75
4.14	Resistencia a la flexión (28 días) de las mezclas de concreto en función del tamaño nominal de las partículas de hule.	76
4.15	Relación entre la resistencia a la flexión y la resistencia a la compresión, a 28 días, de las mezclas de concreto.	77
4.16	Respuesta carga aplicada vs deformación para la prueba de compresión simple, a 28 días, de las mezclas de concreto: (a) respuesta representativa de los diferentes tipos de concreto, respuesta del concreto con (b) 0.50%, (c) 1.00% y (d) 2.00% de contenido de hule reciclado de neumáticos.	81
4.16	(Continuación).	82
4.17	Patrones de falla de los cilindros de concreto en la prueba de compresión a 28 días.	85
4.18	Superficies de fractura de las vigas de concreto en la prueba de flexión a 28 días.	86

I. INTRODUCCIÓN

El concreto hasta el día de hoy sigue siendo el material de construcción más importante y más ampliamente utilizado por el hombre, por sus adecuadas propiedades ingenieriles, su bajo costo de producción, su bajo consumo de energía y sus ventajas ecológicas (O'Reilly, 2007). Forma parte del desarrollo de la humanidad desde tiempos inmemorables y es imposible concebir cubrir las demandas de construcción, actuales y futuras, de la población mundial sin su presencia y perfeccionamiento.

A pesar del bajo consumo de energía en la producción del concreto comparado con otros materiales de construcción, la producción de cemento Portland, principal componente del concreto, consume una notable cantidad de energía, además de que genera grandes emisiones de CO₂. Tomando en cuenta que la producción actual de cemento Portland es de aproximadamente 3,600 millones de toneladas al año (USGS Mineral Commodities Summary, 2012), la industria del cemento arroja a la atmosfera más o menos el 6% de todas las emisiones de carbono hechas por el hombre (Imbabi et al., 2013).

Debido a esta grave problemática ambiental, uno de los mayores desafíos que enfrenta la industria del concreto es enfocar sus objetivos hacia el logro del desarrollo sustentable, hacia la obtención de concretos sustentables (Mehta y Monteiro, 1998). Con esta visión, hay muchos pasos que se pueden dar para mejorar el proceso de producción del concreto y uno de los primeros consiste en la utilización de residuos industriales, tal como la ceniza volante (desperdicio de las carboeléctricas) como sustituto parcial del cemento Portland. La industria carboeléctrica mexicana genera cada año aproximadamente 2,000,000 de toneladas de ceniza volante (Gamero, 2008).

En México un número significativo de empresas de la industria del concreto son conscientes de los beneficios del uso de la ceniza volante pero su utilización en la práctica raramente se encuentra porque estos concretos son comercializados como concretos especiales, que no son demandados por los clientes potenciales debido a su elevado costo. De las estadísticas proporcionadas por la Cámara Nacional del Cemento de México (CANACEM), la producción de cemento Portland en el año 2012 fue de 36.2 millones de toneladas y el consumo fue de 34.6 millones de toneladas.

Por otro lado, el manejo de los neumáticos de desecho es otro grave problema ambiental. Se estima que a nivel mundial 1,000 millones de neumáticos llegan al final de su vida útil cada año (Martínez et al., 2013). Se calcula que en México son desechados casi 50 neumáticos de automotores por minuto, lo que significa unos 25 millones al año. Un reporte de la Asociación Nacional de Distribuidores de Llantas y Plantas Renovadoras A.C. (ANDELLAC), establece que, si esta tendencia se mantiene, dentro de una década habrá, al menos, otros 250 millones de neumáticos de desecho; es decir, adicionales a los 200 millones que ya se han acumulado en los últimos diez años en los cementerios de llantas de la frontera norte y el Valle de México, principalmente. Por lo tanto, la utilización del hule restante del proceso de revitalización de neumáticos puede reducir el impacto ambiental y ayudar a la preservación de los recursos naturales.

La utilización del hule reciclado de neumáticos ha sido ampliamente estudiada durante los últimos 20 años en aplicaciones tales como pavimentos de asfalto y sistemas de impermeabilización (Hanson et al., 2005; Chiu, 2008). Otros estudios han evaluado la viabilidad de su utilización en las mezclas de concreto de cemento Portland, la mayoría utilizándolo como sustituto de los agregados minerales (Atahan y Yücel, 2012; Liu et al., 2012). Algunos resultados obtenidos en cuanto a las propiedades físicas y mecánicas de estos concretos muestran una disminución en la resistencia a la compresión y el módulo de elasticidad. Esta tendencia es ligeramente influenciada por el tamaño de partícula del hule. Para la

resistencia a la flexión, las muestras con hule reciclado de neumáticos mostraron valores más altos que el de la mezcla de referencia, probablemente debido al efecto de las fibras de hule (Yilmaz y Degirmenci, 2009). Una disminución significativa en el comportamiento frágil del concreto que contiene hule reciclado de neumáticos también se ha reportado. A diferencia del concreto convencional, la falla de este concreto se produce suavemente y de manera uniforme y no causa ninguna separación en la muestra (Khaloo et al., 2008).

Del otro lado, por si mismo el uso de la ceniza volante en el concreto convencional mejora su comportamiento tanto en estado fresco como en estado endurecido. Los resultados en términos de propiedades mecánicas, durabilidad y sustentabilidad han sido ampliamente difundidos (Siddique, 2004; Oner et al., 2005). Sin embargo, las investigaciones realizadas a través de los años también han concluido que, cuando la ceniza volante se utiliza como sustituto parcial del cemento, las propiedades de resistencia de estos concretos disminuyen en edades tempranas en comparación con una mezcla de concreto convencional (Durán-Herrera et al., 2011). Uno de los caminos para intentar recuperar la resistencia perdida por el uso de la ceniza volante es la inclusión de fibras en estas mezclas, las cuales han demostrado ser muy eficaces en mejorar algunas propiedades mecánicas del concreto tales como la resistencia a la flexión, la resistencia al impacto, la resistencia a la tensión y la ductilidad (Siddique, 2003; Topçu y Canbaz, 2007; Siddique et al., 2012).

En forma general, la actuación de las fibras en el concreto cambia con la variación en la formulación del concreto, así como con el tipo de material de la fibra, la geometría, la distribución, la orientación y la concentración (Zollo, 1997).

Un área que no ha sido ampliamente estudiada hasta el momento es el efecto de la adición de fibras de hule reciclado de neumáticos en las propiedades mecánicas del concreto con ceniza volante. La mayoría de los trabajos se han enfocado en estudiar el concreto con ceniza volante y el concreto reforzado con

fibras por separado; es por esto que tomar en cuenta tanto las fibras de refuerzo como la ceniza volante formando parte de un mismo concreto es un campo de oportunidad para la investigación presentada en este documento.

1.1 Hipótesis

La adición de fibras cortas discontinuas de hule reciclado de neumáticos al concreto ecológico de cemento Portland–ceniza volante tipo F mejora las propiedades mecánicas a edades tempranas.

1.2 Objetivo general

Obtener un concreto con propiedades mecánicas superiores a las del concreto ecológico elaborado con cemento Portland y ceniza volante tipo F, mediante la incorporación de fibras de hule reciclado de neumáticos a la mezcla.

1.2.1 Objetivos particulares

- Obtener un material que pueda ser utilizado en la construcción de estructuras de concreto.
- Incrementar a corto plazo las propiedades mecánicas del concreto elaborado con cemento Portland y ceniza volante tipo F.
- Cambiar significativamente el comportamiento frágil del concreto.
- Obtener un material que posea gran capacidad para absorber energía.
- Establecer correlaciones entre las variables principales y las propiedades mecánicas del material que puedan ser una herramienta útil para la aplicación práctica de los resultados.

II. REVISIÓN DE LITERATURA

2.1 Antecedentes históricos del cemento Portland y del concreto

A comienzos del imperio romano, Agripa, en el año 27 a.n.e., construyó el Panteón de Roma, el cual tiene una cúpula de 44 metros de claro, la cual está construida de concreto y se encuentra aligerada por medio de casetones. Pasaron muchos años hasta que en 1756, el británico John Smeaton dio el primer paso en el empleo de la materia prima actual del cemento. Fabricó morteros hechos de mezclas de calizas con arcillas y descubrió que los mejores eran los que poseían una proporción importante de arcilla. Para 1796, James Parker patentó en Inglaterra un método para fabricar cemento hidráulico por calcinación de nódulos de cal, con alto contenido de arcilla. A este cemento se le conoció con el nombre de “cemento romano” (CANACEM).

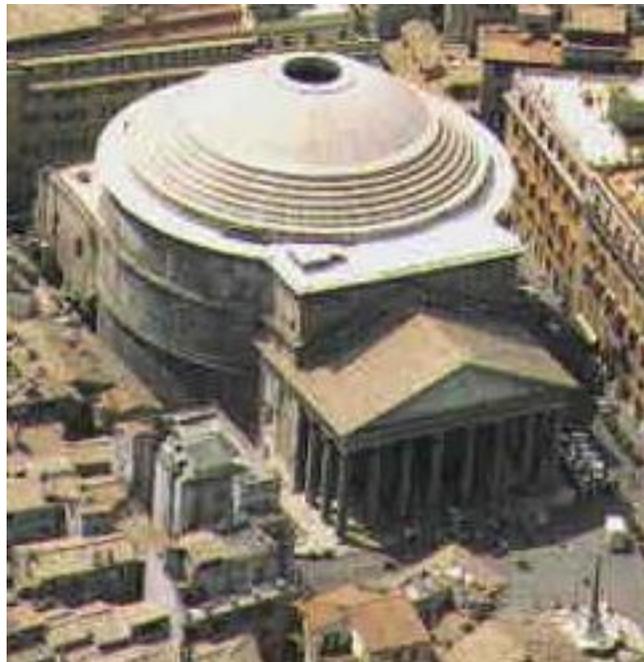


Figura 2.1 El Panteón de Roma.

Louis Vicat, considerado el creador del cemento, empleó el sistema de vía húmeda para su fabricación, con el que marcó el inicio del actual proceso. Publicó importantes trabajos en 1818 y 1828 sobre la fabricación del cemento por medio de mezclas de calizas y arcillas dosificadas en las proporciones convenientes y molidas conjuntamente. Joseph Aspdin, en el año 1824, patentó en Inglaterra la fórmula de cemento, al quemar polvo fino de gis con arcilla en un horno de cal hasta que el dióxido de carbono era retirado. El producto así obtenido recibió el nombre de cemento Portland, ya que, una vez que se mezcla con agua y se endurece, resulta una masa pétreo semejante en color, solidez y durabilidad a una grava calcárea de la Isla de Portland en Inglaterra (O'Reilly, 2007).

Vicat también puso de manifiesto los inconvenientes del exceso o insuficiencia de la cantidad de arena en una argamasa, recomendando la mezcla de arenas finas y gruesas; estableciendo así las reglas, de manera cualitativa, de la composición granulométrica. Además, expuso la influencia de la compacidad en la resistencia del conglomerado y los inconvenientes del exceso de agua y de las consistencias muy fluidas, anticipando antes que nadie el papel preponderante de la relación agua/cemento (a/c) sobre las propiedades mecánicas de los conglomerados (O'Reilly, 2007).

Por otra parte, la base de las teorías actuales de hidratación del cemento se derivan del gran trabajo que Le Chatelier publicó en el año de 1887, en el cual, mediante observaciones efectuadas en un microscopio óptico determinó cuáles son los componentes presentes en el cemento Portland y reveló cómo se producen las reacciones químicas principales durante el proceso de fraguado.

A través de esta síntesis cronológica se pone de manifiesto la evolución que han tenido el cemento y el concreto gracias a las investigaciones científicas realizadas por una gran cantidad de personajes notables. El concreto, de acuerdo a las tendencias mundiales de crecimiento poblacional y económico, tiene asegurado un papel trascendental en el futuro tanto de los países desarrollados

como de los que están en vías de desarrollo. Es por esto, que a pesar de todo el conocimiento que hoy se tiene sobre el comportamiento de este material es imperante el seguir con las investigaciones acerca de cómo mejorar las cualidades y aminorar las debilidades. Se debe hacer notar que el concreto no solamente debe ser resistente y durable. En estos tiempos, en donde cada día se va deteriorando más el medioambiente, se debe exigir que también sea sustentable. El concreto debe ser el mejor lugar para almacenar residuos provenientes de otros procesos industriales. Lamentablemente, esta necesidad se ha quedado en segundo plano, sobre todo en países en desarrollo como México, mientras que en países ricos se está incentivando grandemente el reciclaje a través de este material de construcción.

2.2 Concreto

Según la definición dada en la norma ASTM C 125, el concreto es un material compuesto que consiste esencialmente en un medio conglomerante dentro del cual se hallan ahogadas partículas o fragmentos de agregados, generalmente una combinación de agregado fino y agregado grueso. En el informe del Comité ACI 116 se añade que en el concreto de cemento Portland el conglomerante es una mezcla de cemento Portland y agua.

2.3 Estructura del concreto

La estructura del concreto está constituida por tres componentes: el agregado, la pasta de cemento hidratada y la zona de transición entre la pasta y el agregado (Neville, 1999).

La macroestructura (estructura total) está conformada por los elementos gruesos que pueden ser percibidos por el ojo humano y la microestructura es la que está conformada por los elementos que requieren de la aplicación microscópica para ser observada (Mehta y Monteiro, 1998).

En la sección transversal de la muestra de concreto de la Figura 2.2 se pueden observar partículas de agregados de diferentes tamaños y la masa que los aglutina formada por la pasta de cemento hidratada endurecida.



Figura 2.2 Macroestructura de una muestra de concreto.

Conociendo que las propiedades fundamentales del concreto vienen dadas por su estructura interna, es conveniente conocer con más detalle su microestructura y las interacciones que en ella se dan.

2.3.1 Microestructura del concreto

La microestructura es la fase sólida en la que el concreto ha alcanzado un desarrollo mecánico debido a las reacciones químicas del cemento con el agua, produciéndose una cierta rigidez otorgada por los productos que se generan de dichas reacciones (Mehta y Monteiro, 1998).

Las características de la microestructura están relacionadas con la porosidad de la pasta de cemento endurecida, la conexión entre los poros, la

distribución de sus tamaños, la capacidad para el transporte de fluidos, las relaciones y equilibrios entre los diferentes productos de la hidratación, la naturaleza de la interfase entre la pasta hidratada y el agregado, así como otros factores. Debido a su naturaleza dinámica, es importante tener un conocimiento con mayor detalle de los componentes individuales del concreto.

2.3.2 Pasta de cemento hidratada

De acuerdo a la definición dada en el informe del Comité ACI 116, el cemento es un material inorgánico finamente pulverizado que fragua y endurece por interacción química con el agua y es capaz de hacerlo bajo el agua. En la Figura 2.3 se muestran las materias primas que se utilizan en la producción de cemento, al igual que las cantidades necesarias de cada una de ellas.

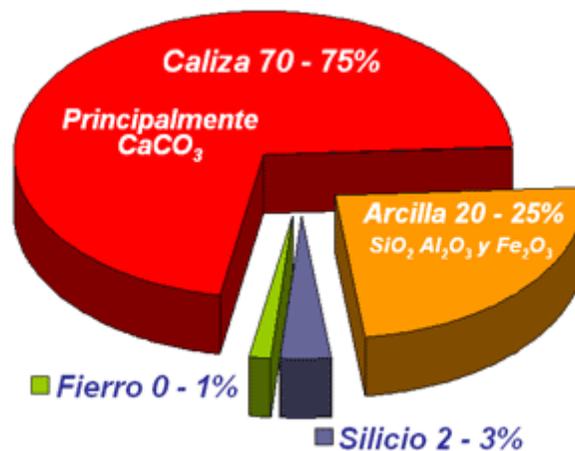


Figura 2.3 Materias primas para la producción de cemento (CANACEM).

En una mezcla de concreto la pasta de cemento es la mezcla de cemento, agua y aire (poros), la cual tiene la función de aglutinar las partículas de agregado al cubrir su superficie y llenar los espacios libres entre partículas. Es considerada como el componente más activo del concreto, generalmente su cantidad se limita al mínimo por razones de tipo técnico y especialmente de tipo económico (Gauthereau, 1991).

2.3.3 Composición química del cemento

El cemento anhidro al ponerse en contacto con el agua reacciona químicamente, produciéndose una serie de nuevos componentes hidratados; dichos componentes se desarrollan en forma tal que establecen una determinada microestructura que se manifiesta por el crecimiento, la ubicación y la relación entre los cristales que se forman.

La composición química del cemento anhidro se expone en la Tabla 2.1:

Tabla 2.1 Componentes básicos del cemento Portland (O'Reilly, 2007).

Componente	Contenido, (%)
Silicato tricálcico (SC_3)	45 - 60
Silicato dicálcico (SC_2)	15 - 30
Aluminato tricálcico (AC_3)	6 - 12
Ferro aluminato tetracálcico (AFC_4)	6 - 8

Estos componentes al entrar en contacto con el agua reaccionan y originan los siguientes productos (Tabla 2.2):

Tabla 2.2 Productos de la hidratación del cemento (Mehta y Monteiro, 1998).

Componente	Descripción	Contenido, (%)
Silicato cálcico hidratado (SCH)	Estructura cristalina no muy desarrollada. Es el más importante de todos los compuestos formados.	50 - 60
Hidróxido de calcio (CH)	Estructura cristalina bien definida, es conocido como Portlandita. Limitada contribución a la resistencia, es un compuesto muy soluble que afecta la durabilidad.	20 - 25
Sulfoaluminato de calcio	Estructura cristalina bien definida, es conocido como Ettringita.	15 - 20

Scrivener (1989) describió el progreso de la hidratación del cemento Portland respecto al tiempo de acuerdo a los siguientes pasos:

- a) Grano de cemento no hidratado. Contiene parte de cada uno de los componentes mineralógicos.
- b) A los 10 minutos del comienzo de la hidratación. El sulfato cálcico se ha disuelto en el agua próxima al grano y posteriormente reacciona con el aluminato formando Ettringita. Se forma un gel amorfo, rico en aluminato en la superficie del grano. Pequeñas agujas de aluminato se colocan tanto en el borde del gel como en la disolución.
- c) A las 10 horas. La reacción del SC_3 da lugar a la formación de una capa de SCH exterior que se apoya en los cristales de Ettringita, dejando un espacio de aproximadamente 1 μm respecto a la superficie del grano. Se produce el fraguado.

- d) A las 18 horas. Se produce una segunda hidratación del aluminato, originando otra vez la aparición de agujas de Ettringita, pero su forma es ahora mucho más alargada que antes. Comienza la formación de una capa interior de SCH a partir de la hidratación de los silicatos. Comienza el proceso de endurecimiento.

- e) Entre 1 y 3 días. El aluminato reacciona con la Ettringita que se encuentra en la capa externa del gel, dando origen a cristales hexagonales de monosulfatos Afm. Además, continúa el desarrollo de la capa interior del gel SCH con lo que va disminuyendo paulatinamente la distancia entre la capa externa y la superficie del grano (ya hidratado en parte).

- f) A los 14 días. Se ha formado ya suficiente SCH en la capa interior como para rellenar y hacer desaparecer el hueco entre el grano y la capa exterior. El gel de esta última capa se ha convertido en más fibroso.

- g) Después de varios años. El material anhidro va reaccionando lentamente mediante mecanismos de disoluciones sólidas para formar SCH adicional en la “zona interna”.

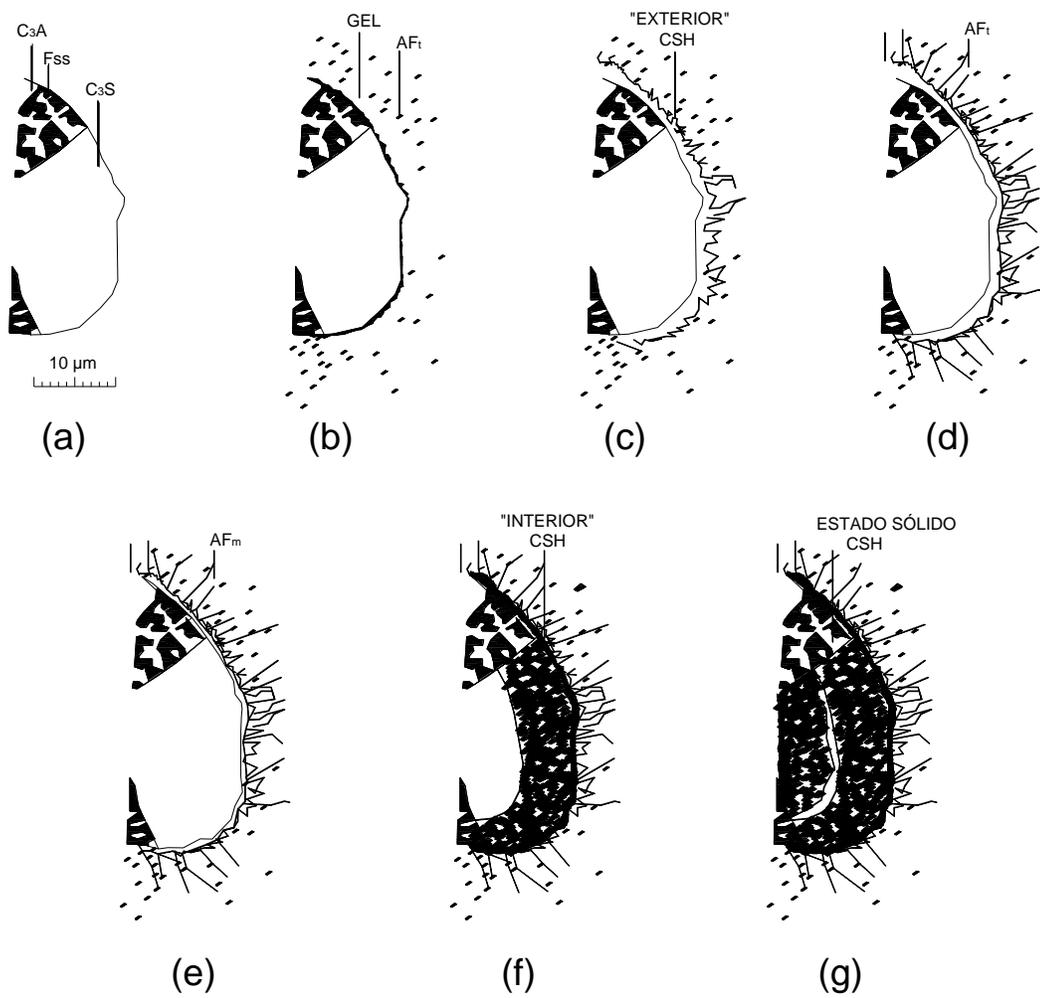


Figura 2.4 Modelo simplificado de hidratación de cemento Portland propuesto por Scrivener (O'Reilly, 2007).

2.3.4 Fase agregado

Siendo en general más resistente que las otras dos fases del concreto, la fase agregado no tiene influencia directa en la resistencia del concreto, excepto en el caso de algunos agregados altamente porosos y débiles. El tamaño y la forma del agregado grueso pueden sin embargo afectar la resistencia del concreto en una forma indirecta (Mehta y Monteiro, 1998).

2.3.5 Interfase pasta–agregado

Esta interfase tiene una gran influencia en el comportamiento del concreto, por lo cual, resulta determinante el conocimiento de sus propiedades principales. La zona de transición tiene las siguientes características:

- Se produce un aumento de la concentración de agua alrededor del agregado grueso, lo que genera un aumento de la relación agua/cemento.
- Presenta mayor porosidad que en el resto de la masa de pasta de cemento hidratada.
- Contiene mayor cantidad de hidróxido de calcio y Ettringita.
- Aumenta notablemente la microfisuración en las proximidades de los agregados.

2.4 Aditivos para el concreto

Como se mencionó anteriormente en este documento, los componentes del concreto son el cemento, los agregados y el agua, por lo que cualquier otro material o producto que se incorpore en su elaboración puede ser considerado como un aditivo. Una definición formal, de acuerdo al informe del Comité ACI 116, nos dice que un aditivo es un material diferente al agua, agregados, cemento y fibras de refuerzo, que se utiliza como un ingrediente del concreto o mortero y que se agrega a la mezcla inmediatamente antes, durante o después de su mezclado. Tomando como referencia esta definición, queda claro que el catálogo de materiales y productos que pueden ser empleados como aditivos es muy extenso. Sin embargo, debe tenerse presente que cualquier tipo de ingrediente no puede ser un aditivo para el concreto; al margen de la definición, se debe considerar como aditivo a cualquier material que se añade al concreto para modificar favorablemente sus propiedades y durabilidad.

En la industria de la construcción se han desarrollado gran cantidad de aditivos para el concreto con el fin de otorgarle características específicas favorables dependiendo del tipo de estructura a construir, de las especificaciones técnicas, de las condiciones ambientales y climatológicas adversas a las que estará expuesta, de las exigencias de los reglamentos y de las autoridades, de los plazos de ejecución y de la vida útil que deba cumplir. En proyectos de construcción, algunos de los beneficios más importantes que se persiguen al emplear los aditivos son:

- Aumentar la plasticidad del concreto sin aumentar el contenido de agua.
- Reducir el sangrado y la segregación.
- Retardar o acelerar el tiempo de fraguado.
- Acelerar la velocidad del desarrollo de la resistencia a edades tempranas.
- Reducir la velocidad de la evolución de calor.
- Mejorar la durabilidad del concreto en condiciones agresivas de exposición.

La obtención de estas y otras ventajas técnicas en el concreto, tanto en estado fresco como en estado endurecido, han hecho que hoy en día el uso de los aditivos para el concreto sea muy extenso y práctico, llegando a emplearse uno o más productos de este tipo en un mismo concreto.

En la Tabla 2.3 se muestra una clasificación de los aditivos, según la normatividad mexicana (NMX-C-199-ONNCCE):

Tabla 2.3 Clasificación de aditivos para concreto (NMX-C-199-ONNCCE).

Tipo de Aditivo	Efecto deseado en el concreto
Acelerantes	<ul style="list-style-type: none"> • Aceleran el desarrollo de resistencia
Inclusores de aire	<ul style="list-style-type: none"> • Usualmente mejoran la trabajabilidad • Disminuyen el sangrado • Inducen el control de los efectos por congelamiento y deshielo
Reductores de agua y controladores de fraguado	
(A) Reductores de agua simple	<ul style="list-style-type: none"> • Disminuyen el contenido de agua
(B) Retardantes	<ul style="list-style-type: none"> • Inducen un retardo controlado sobre el tiempo de fraguado
(C) Retardante y reductor de agua	<ul style="list-style-type: none"> • Induce retardo en el tiempo de fraguado del agua • Reducción en el contenido de agua
(D) Acelerante y reductor de agua	<ul style="list-style-type: none"> • Acelera el desarrollo de resistencia • Reducción en el contenido de agua
(E) Reductor de agua de alto rango (plastificante)	<ul style="list-style-type: none"> • Reduce radicalmente el contenido de agua • Incrementa el revenimiento sin incremento del agua • Incrementa la fluidez de la mezcla
(F) Reductor de agua de alto rango y retardante	<ul style="list-style-type: none"> • Marcada reducción del contenido de agua • Incrementa la fluidez de la mezcla
Minerales finamente divididos	<ul style="list-style-type: none"> • Mejora la resistencia contra el ataque de los sulfatos • Reduce la permeabilidad • Controla la reacción álcali-agregado • Disminuye los efectos por lixiviación • Produce disminución del calor de hidratación
Diversos	
Formadores de gas	<ul style="list-style-type: none"> • Para producir concretos celulares
Para mezclas de inyección	<ul style="list-style-type: none"> • Induce estabilidad, reduce la contracción de la mezcla
Para control de expansión	<ul style="list-style-type: none"> • Regula la expansión
Adhesivos integrales	<ul style="list-style-type: none"> • Aumentan la adherencia de concreto nuevo con concreto endurecido
Auxiliares de bombeo	<ul style="list-style-type: none"> • Incrementan la cohesión y viscosidad de la mezcla
Repelentes de humedad	<ul style="list-style-type: none"> • Reducen la velocidad de penetración del agua
Reductores de permeabilidad	<ul style="list-style-type: none"> • Reducen la permeabilidad
Inhibidores de reacción tipo de álcali-agregado	<ul style="list-style-type: none"> • Reducen las expansiones causadas por esta reacción
Inhibidores de la corrosión	<ul style="list-style-type: none"> • Reducen la permeabilidad del concreto con acero

2.4.1 Aditivos minerales

Los aditivos minerales son materiales de sílice finamente divididos que se agregan al concreto en relativamente grandes cantidades, generalmente del rango de 20 a 100 por ciento por peso de cemento Portland (Mehta y Monteiro, 1998). A través de los años, las puzolanas en estado natural se han utilizado pero en años recientes, por motivos económicos y principalmente por razones ecológicas, muchos residuos industriales son la fuente principal de los aditivos minerales para el concreto.

Este tipo de aditivos, además de reducir los costos de producción del concreto y de aumentar la trabajabilidad en estado fresco, también pueden emplearse para mejorar la resistencia del concreto al agrietamiento térmico, contrarrestar la expansión álcali-agregado y proteger de los ataques de los sulfatos. Sin embargo, no deben ser empleados para subsanar la mala calidad de los componentes del concreto y la mala dosificación de la mezcla.

Algunos de los aditivos minerales son puzolanas (como la ceniza volante de bajo contenido de calcio), algunos son cementantes (como la escoria granulada de alto horno), mientras que otros son tanto cementantes como puzolanas (como la ceniza volante de alto contenido de calcio). La norma ASTM C 618 clasifica a este tipo de aditivos en tres diferentes clases:

- Clase N. Puzolanas naturales o calcinadas tales como las tierras diatomáceas, los horstenos opalinos y las lutitas, turbas y cenizas volcánicas o pumicita y los materiales calcinados como las arcillas.
- Clase F. Ceniza volante generalmente producida por la quema de carbón de antracita o bituminoso (solo posee propiedades puzolánicas).
- Clase C. Ceniza volante generalmente producida por la quema de lignito o de carbón subbituminoso (tiene algunas propiedades cementantes, además de las puzolánicas).

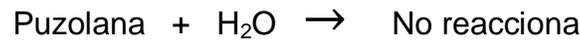
2.4.2 Puzolanas

Las puzolanas se definen como un material silíceo o silíceo y aluminoso que en si mismo posee escaso valor cementante pero que en forma finamente dividida y en presencia de agua reacciona químicamente con el hidróxido de calcio a temperaturas habituales formando compuestos que sí poseen propiedades cementantes (ACI 116).

2.4.3 Reacción puzolánica

Las puzolanas reaccionan con los productos de la hidratación del cemento Portland para formar gel de SCH y así mejorar las propiedades cementantes.

Las puzolanas tienen una composición variable, pero en forma general su reacción con agua será:



Pero en presencia de hidróxido de calcio la reacción será:



Con esta reacción el hidróxido de calcio, débil y soluble, disminuye, mientras que el contenido de SCH se incrementa dándole al concreto una mayor resistencia y durabilidad aunque con un desarrollo lento.

2.4.4 Ceniza volante

La ceniza volante es un subproducto de la combustión del carbón y es ampliamente utilizada como un ingrediente en el concreto de cemento Portland. Su uso en el concreto es cada vez mayor porque además de mejorar algunas de sus propiedades resulta en un menor costo de producción.

De acuerdo a la definición dada en el informe del Comité ACI 116, la ceniza volante es un residuo finamente dividido, resultado de la combustión de carbón molido o en polvo, que es transportado por los gases de escape desde la cámara de combustión a través de la caldera.

Este subproducto se compone de partículas de polvo finas predominantemente de forma esférica, ya sean sólidas o huecas, y en su mayoría de naturaleza vítrea (amorfa). Esta forma esférica de las partículas es consecuencia del rápido enfriamiento de la ceniza volante a la salida de la cámara de combustión, aunque Lane y Best (1982) reportaron que la forma de las partículas de la ceniza volante es también una función del tamaño de la partícula.

El tamaño individual de la partícula de la mayoría de las cenizas volantes provenientes de carbón bituminoso es generalmente similar al del limo (menos de 0.075 mm o una malla No. 200). No obstante, los tamaños pueden variar desde menos de 1 μm hasta más de 1 mm. En cuanto a las cenizas volantes provenientes de carbón subbituminoso son también del tamaño de los limos pero, por lo general, son más gruesas que las provenientes del carbón bituminoso.

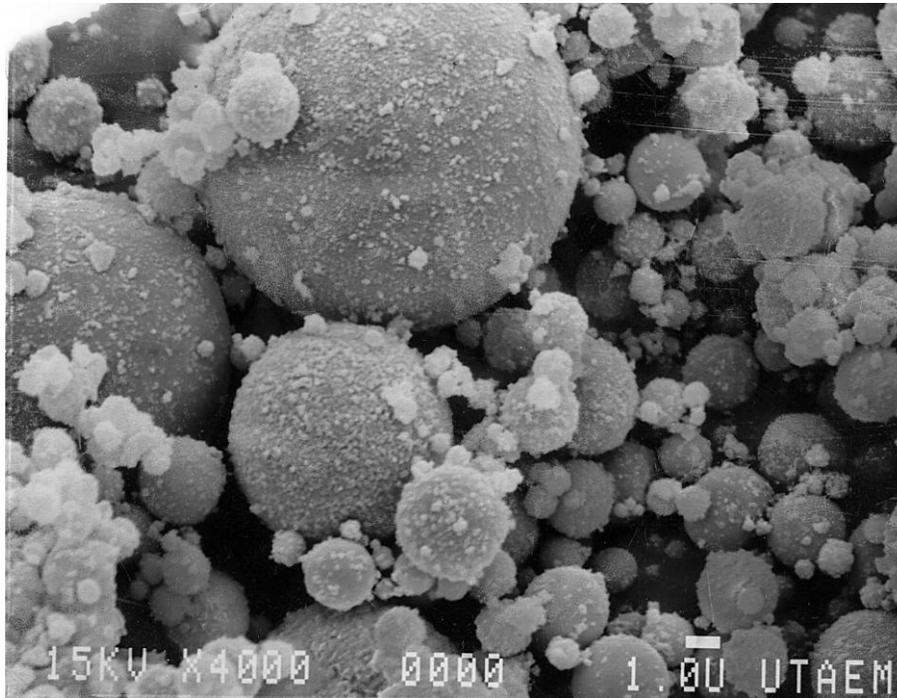


Figura 2.5 Ceniza volante a 4000 aumentos (ACI 232).

El peso específico de las cenizas volantes, por lo general, oscila desde 2.1 hasta 3.0, mientras que su área de superficie específica puede variar desde 170 hasta 1,000 m²/kg (Roy et al., 1981).

El color de la ceniza volante puede variar de gris claro a negro, dependiendo de la cantidad de carbón no quemado en la ceniza. Aunque el color de la ceniza volante no es una preocupación ingenieril sino estética, el cambio en éste puede indicar una variación en las propiedades de la ceniza volante debido a cambios en la fuente de carbón, el contenido de carbón, el contenido de hierro o las condiciones de quemado.

Respecto a las propiedades químicas, éstas son influenciadas en gran medida por las propiedades del carbón quemado y las técnicas utilizadas para su manipulación y almacenamiento. En la Tabla 2.4 se compara el rango normal de los componentes químicos de la ceniza volante de carbón bituminoso, con los de

la ceniza volante de carbón de lignito y con los de la ceniza volante de carbón subbituminoso.

Tabla 2.4 Composición química de ceniza volante producto de diferentes tipos de carbón (Ahmaruzzaman, 2010).

Componente	Bituminoso (%)	Subbituminoso (%)	Lignito (%)
SiO ₂	20 - 60	40 - 60	15 - 45
Al ₂ O ₃	5 - 35	20 - 30	10 - 25
Fe ₂ O ₃	10 - 40	4 - 10	4 - 15
CaO	1 - 12	5 - 30	15 - 40
MgO	0 - 5	1 - 6	3 - 10
SO ₃	0 - 4	0 - 2	0 - 10
Na ₂ O	0 - 4	0 - 2	0 - 6
K ₂ O	0 - 3	0 - 4	0 - 4
LOI	0 - 15	0 - 3	0 - 5

De acuerdo a la norma ASTM C 618, la principal diferencia entre la ceniza volante clase C y clase F está en la cantidad de calcio y sílice, alúmina y el contenido de hierro en las cenizas. En la ceniza volante clase F el calcio total varía típicamente de 1% a 12%, principalmente en forma de hidróxido de calcio, sulfato de calcio y los componentes vítreos, en combinación con sílice y alúmina. En contraste, en la ceniza volante clase C se ha reportado contenido de óxido de calcio tan alto como 30% a 40%. Otra diferencia entre estos dos tipos de ceniza volante es que la cantidad de álcalis (sodio y potasio combinado) y sulfatos (SO₄) son generalmente más altos en la clase C que en la clase F.

En cuanto a la composición mineralógica, se puede decir que depende de factores geológicos relacionados con la formación y deposición del carbón y sus condiciones de combustión. Esta composición se puede establecer mediante un

análisis de difracción de rayos X (McCarthy et al., 1988). Las fases minerales dominantes son el cuarzo, la caolinita y la illita (Joshi y Lothia, 1997).

Las cenizas volantes con bajo contenido de calcio se caracterizan por tener fases cristalinas químicamente inactivas tales como el cuarzo, la mullita y la hematita. Mientras que las cenizas volantes con alto contenido de calcio pueden tener estas cuatro fases, además de anhidrita, sulfato alcalino, silicato dicálcico y aluminato tricálcico (ACI 232).

Según Mukherjee et al. (2008) la ceniza volante puede ser considerada como el quinto recurso más grande de materias primas en el mundo.

2.5 Efectos de la ceniza volante en el concreto

El costo unitario del concreto se reduce con la sustitución parcial del cemento Portland con ceniza volante. Por lo tanto, la justificación para utilizar ceniza volante se basa en parte por razones económicas, y también debido a los efectos benéficos que le provoca a las mezclas de concreto tales como: una menor demanda de agua para obtener una trabajabilidad similar a la de un concreto sin ceniza volante, disminución de la relación agua/cemento, descenso en el sangrado, reducción de la permeabilidad, disminución del calor de hidratación y también ayuda en la reducción del agrietamiento a edades tempranas. El concreto hecho con ceniza volante también proporciona una mayor protección al acero de refuerzo contra la acción de los agentes naturales externos e incrementa la resistencia a los sulfatos.

Ravina y Mehta (1986) reportaron que mediante la sustitución de 35% a 50% de cemento Portland con ceniza volante, hubo una disminución de la demanda de agua de entre 5% y 7% para lograr el revenimiento designado.

Idorn y Henriksen (1984) encontraron que el uso de la ceniza volante en las mezclas de concreto, generalmente, reduce el sangrado; esto se debe a que en estas mezclas hay una mayor área superficial de las partículas sólidas y un menor contenido de agua para una trabajabilidad dada.

Jawed y Skainy (1981) aseveraron que la ceniza volante clase F retarda la hidratación temprana del silicato tricálcico, lo que aumenta el tiempo de fraguado con el consecuente retardo en el desarrollo de la resistencia.

La resistencia a una determinada edad y la velocidad con la que esta resistencia es ganada se ven afectadas por las características de la ceniza volante, el tipo de cemento y las proporciones con las que cada uno de estos componentes son utilizados en el concreto. La relación entre la resistencia a la tensión y la resistencia a la compresión de concretos con y sin ceniza volante es la misma. Las cenizas volantes clase C exhiben un mayor grado de reactividad a edades tempranas en comparación con las cenizas volantes clase F, aunque en ambos casos la actividad puzolánica aumenta proporcionalmente con el contenido de partículas de ceniza menores a 45 μm o malla No. 325 (Yazici y Arel, 2012).

En cuanto al módulo de elasticidad, éste también es menor a edades tempranas y un poco mayor a edades más tardías comparado con concretos sin ceniza volante. Así, los efectos de la ceniza volante en el módulo de elasticidad no son tan importantes como sus efectos en la resistencia.

Como regla general, la ceniza volante clase F puede mejorar la resistencia a los sulfatos de las mezclas de concreto. Se cree que el aumento de la resistencia a los sulfatos debe ser debido, en parte, a la continua reacción de la ceniza volante con los hidróxidos generados en el concreto, lo que produce más SCH, el cual llena los poros capilares de la pasta de cemento reduciendo la permeabilidad y en consecuencia la entrada de soluciones de sulfato (Torii y Kawamura, 1994).

Siddique (2004) reportó que la ceniza volante clase F se puede utilizar adecuadamente hasta en un 50% de sustitución de cemento en el concreto para elaborar elementos prefabricados. El uso de altos volúmenes de este tipo de ceniza disminuyó la resistencia a la compresión a 28 días, la resistencia a la flexión y a la tensión indirecta, el módulo de elasticidad y la resistencia a la abrasión del concreto.

Otro tipo de obras en las que la utilización de la ceniza volante en el concreto ha sido investigada es en la construcción de presas de concreto. Gao et al. (2007) reportaron que la resistencia a la compresión del concreto con un 50% de ceniza volante a los 90 días fue más alta que la del concreto con un 30% de contenido de ceniza volante o la de aquellos sin ceniza volante. Otro efecto benéfico es que la ceniza volante puede disminuir la deformación de las presas de concreto, cuando está presente en un 50%. Además, las deformaciones por contracción y expansión se reducen significativamente.

2.6 Efectos del hule reciclado de neumáticos en el concreto

Durante la década de 1970, con el inicio de la crisis energética y junto con el aumento de la conciencia ambiental, se empezó a poner mayor énfasis en el uso de productos industriales de desecho, tal como los neumáticos de desecho como un aditivo para el concreto (Topçu, 1995). Estos antecedentes aunados al continuo aumento del número de neumáticos que llegan al final de su vida útil, han provocado que en los últimos años un número importante de investigaciones hayan centrado su atención en la utilización de hule proveniente de neumáticos de desecho, en diferentes formas y tamaños, en el concreto.

Albano et al. (2005) reemplazaron el agregado fino por 5% y 10% de hule reciclado de neumáticos, reportando una disminución de hasta 88% en el revenimiento del concreto. Batayneh et al. (2008) utilizaron hule de neumáticos (0.075–4.75 mm) en el concreto, que sustituyó a la arena en varios porcentajes

(20%, 40%, 60% y 100%). Estos autores señalan que con el aumento del contenido de hule disminuye el revenimiento en el concreto. Aiello y Leuzzi (2010) utilizaron hule en forma de tiras para sustituir los agregados grueso y fino (10–25 mm) con 1% en peso del cemento de un plastificante observando un incremento en la trabajabilidad. Guneyisi (2010) utilizó hule de neumáticos de desecho para reemplazar la arena en las mezclas de concreto, en diferentes porcentajes. Este investigador reporta que la adición de ceniza volante ayuda a reducir la cantidad de superplastificante en las mezclas de concreto con alto contenido de hule. Aunque la mayoría de las investigaciones muestran que los agregados de hule conducen a una disminución en la trabajabilidad del concreto, algunos investigadores han reportado que no se presenta ninguna pérdida de la trabajabilidad y otros incluso han observado un comportamiento opuesto. Esto significa, que la trabajabilidad es muy dependiente de las características de los agregados de hule de neumáticos de desecho.

Ghaly y Cahill (2005) estudiaron la utilización de diferentes porcentajes de hule en el concreto (5%, 10% y 15%) reemplazando a los agregados minerales. Ellos se dieron cuenta de que a medida que aumenta el consumo de hule la reducción de la resistencia a la compresión también aumenta. Estos autores mencionan que el hule de neumáticos con menores dimensiones conduce a una menor pérdida de la resistencia. Aiello y Leuzzi (2010) utilizaron hule en forma de tiras para sustituir los agregados grueso y fino concluyendo que el tamaño de las partículas de hule tiene una gran influencia en la resistencia a la compresión. Estos investigadores notaron que cuando el agregado grueso es sustituido con partículas de hule la pérdida de la resistencia a la compresión es mucho mayor comparada con la pérdida de la resistencia a la compresión del concreto en el cual el agregado fino fue reemplazado por partículas de hule. El aumento de la pérdida de la resistencia a la compresión con el incremento del contenido de hule está relacionado con la baja resistencia a la compresión de los agregados de hule y con la baja adherencia (interacción) entre éstos y la pasta de cemento.

En cuanto a la resistencia a la tensión, Ganjian et al. (2009) reportaron que cuando hule de neumáticos en forma de hojuelas reemplaza a los agregados minerales la resistencia a la tensión es considerablemente más baja que para el concreto que contiene hule en polvo. En el primer caso, la reducción de la resistencia estuvo entre 30% y 60%; mientras que para el concreto con hule en polvo, la reducción fue de entre 15% y 30%; para un nivel de sustitución de 5% y 10% en ambos casos. Este comportamiento ellos lo atribuyen a la muy baja interacción que se presenta entre el hule en forma de hojuelas y la pasta de cemento. En el estudio realizado por Aiello y Leuzzi (2010) se obtuvo una resistencia a la tensión por flexión relativamente alta. Un nivel de sustitución de 50% y 75% del agregado fino, condujo a una reducción en la resistencia de solamente 5.81% y 7.30%, respectivamente. En cambio, cuando el agregado grueso fue sustituido en los mismos porcentajes, la reducción de la resistencia a la tensión llegó a un 28.20%.

Debido a la correlación que existe entre la resistencia a la compresión y el módulo de elasticidad, es de esperarse que el concreto adicionado con hule reciclado de neumáticos posea un módulo de elasticidad más bajo que el concreto de referencia. Esto es respaldado por Turatsinze et al. (2007), quienes reportaron una disminución del módulo de elasticidad de 40% cuando el mismo porcentaje de reducción se da en la resistencia a la compresión.

Los concretos con contenido de hule reciclado de neumáticos son conocidos por su alta tenacidad, esto es debido a que tienen una gran capacidad de absorción de energía (Li et al., 2004). Balaha et al. (2007) reportaron un incremento de 63.20% en el coeficiente de amortiguamiento (capacidad propia del concreto para disminuir la amplitud de las vibraciones libres) para un concreto con 20% de contenido de hule.

Estos atributos permiten que este tipo de concreto pueda ser especialmente recomendado para ser utilizado en estructuras de concreto localizadas en zonas de alto riesgo sísmico. También sería adecuado su uso en estructuras de barrera en carreteras, donde no es necesaria una resistencia alta pero si es deseable que el concreto cuente con una tenacidad alta ya que estas estructuras se someten a impactos directos en los accidentes. Por tanto, el empleo de concreto con hule reciclado de neumáticos podría reducir el daño a los vehículos y, lo más importante, reducir la pérdida de vidas humanas en los accidentes de tránsito y en los terremotos.

2.7 Concreto fibroreforzado

Los materiales compuestos o composites consisten en una o más fases discontinuas embebidas en una fase continua. La fase discontinua es, generalmente, más dura y más fuerte que la fase continua y se le llama refuerzo o material de refuerzo; mientras que la fase continua es llamada matriz. Las propiedades resultantes de los composites son fuertemente influenciadas por las propiedades individuales de los materiales constituyentes, su distribución y la interacción entre ellos (Ibarra, 1996).

Un material compuesto fibroreforzado para la construcción está formado por una matriz cementicia y por una fase reforzante constituida por fibras de origen natural o sintético. Aunque los materiales cementicios, morteros y concretos, presentan ventajas en cuanto a su resistencia mecánica y rigidez para uso estructural, también presentan deficiencias por su baja resistencia al impacto y a la tensión debidas principalmente a su alta fragilidad. La adición de fibras mejora una o más propiedades, siendo su principal contribución la ductilidad y la tenacidad, cualidades necesarias en estructuras localizadas en zonas de alto riesgo sísmico. Estas propiedades son determinadas fundamentalmente por la naturaleza de las fibras, las propiedades de la matriz, la morfología del sistema, la interacción de la interfase y la tecnología de fabricación (Delvasto et al., 1996).

Las fibras de refuerzo proporcionan características importantes, creando un nuevo material que muestra una excelente ductilidad, incrementando los esfuerzos de tensión y la resistencia a la falla; y por lo tanto, retrasando la ruptura y la deformación. Las fibras de refuerzo pueden ser utilizadas tanto en concreto normal como en concreto reforzado; donde las fibras mejoran el comportamiento del material, mientras que el acero de refuerzo garantiza la resistencia a la tensión causada por cargas externas (Ibarra, 1996). El tipo y naturaleza de las fibras que se utilizan son tan variadas como: metálicas, sintéticas o naturales. Sin embargo, hay que hacer notar que un concreto de buena calidad reforzado con fibras metálicas o sintéticas comerciales es demasiado caro.

Por otro lado, otros tipos de fibras de refuerzo no tienen una influencia decisiva en la resistencia del concreto, proporcionan solo un modesto incremento de resistencia al colapso. Esto debido, principalmente, al porcentaje de fibras en la mezcla y al inconveniente de utilizar fibras con un alto costo; especialmente cuando las fibras de hule son abundantes y de bajo costo. Tomando en cuenta estas consideraciones, las fibras de hule pudieran ser utilizadas para la construcción de ciertas estructuras tales como: tuberías, banquetas, pisos industriales, pavimentos y durmientes de ferrocarril.

Por lo que refiere al tamaño de las fibras de refuerzo en el concreto, Arroyo e Ibarra (1994) citan que la influencia de las fibras cortas como refuerzo del concreto no es fácil de analizar, aunque lo más importante de tener en cuenta para obtener realmente el efecto reforzante es la longitud crítica de la fibra, que es aquella que proporciona un refuerzo real al material compuesto. En general, los procedimientos de medida de las longitudes críticas de las fibras son complicados; por lo cual, se acude a procedimientos más sencillos como es la observación de la superficie de fractura de los composites. Estos autores consideran que se tiene un valor óptimo de la rigidez del material compuesto cuando la relación longitud a diámetro de las fibras (relación de aspecto) es superior a 100.

En los composites, las cargas no son directamente aplicadas sobre las fibras sino que son aplicadas a la matriz del concreto y después transferidas a las fibras a través de los extremos de éstas; por lo que las propiedades del concreto fibroreforzado son una función de la longitud de la fibra.

Agarwal y Broutman (1980) encontraron que la orientación de las fibras afecta directamente la distribución de las cargas entre las fibras y la matriz. Ellos dedujeron que había una máxima contribución a las propiedades mecánicas y a la tenacidad por parte de las fibras solamente cuando éstas están orientadas paralelamente a la dirección de la carga aplicada o perpendicularmente a la propagación de las grietas; mientras que una orientación perpendicular a la carga o paralela a las grietas no tiene ningún efecto benéfico en el concreto.

III. PROCEDIMIENTO EXPERIMENTAL

El trabajo de investigación presentado en este documento se llevó a cabo en las instalaciones de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Autónoma de Querétaro, Campus Centro Universitario, ubicado en el Cerro de las Campanas en la ciudad de Santiago de Querétaro, Qro., México. En específico, los trabajos fueron realizados en los laboratorios de Mecánica de Suelos y de Física y Química de dicha Facultad. En la Figura 3.1 se muestra el diagrama de flujo del procedimiento experimental que se siguió y en el cuerpo de este capítulo se describe de manera clara y precisa cada una de sus partes.

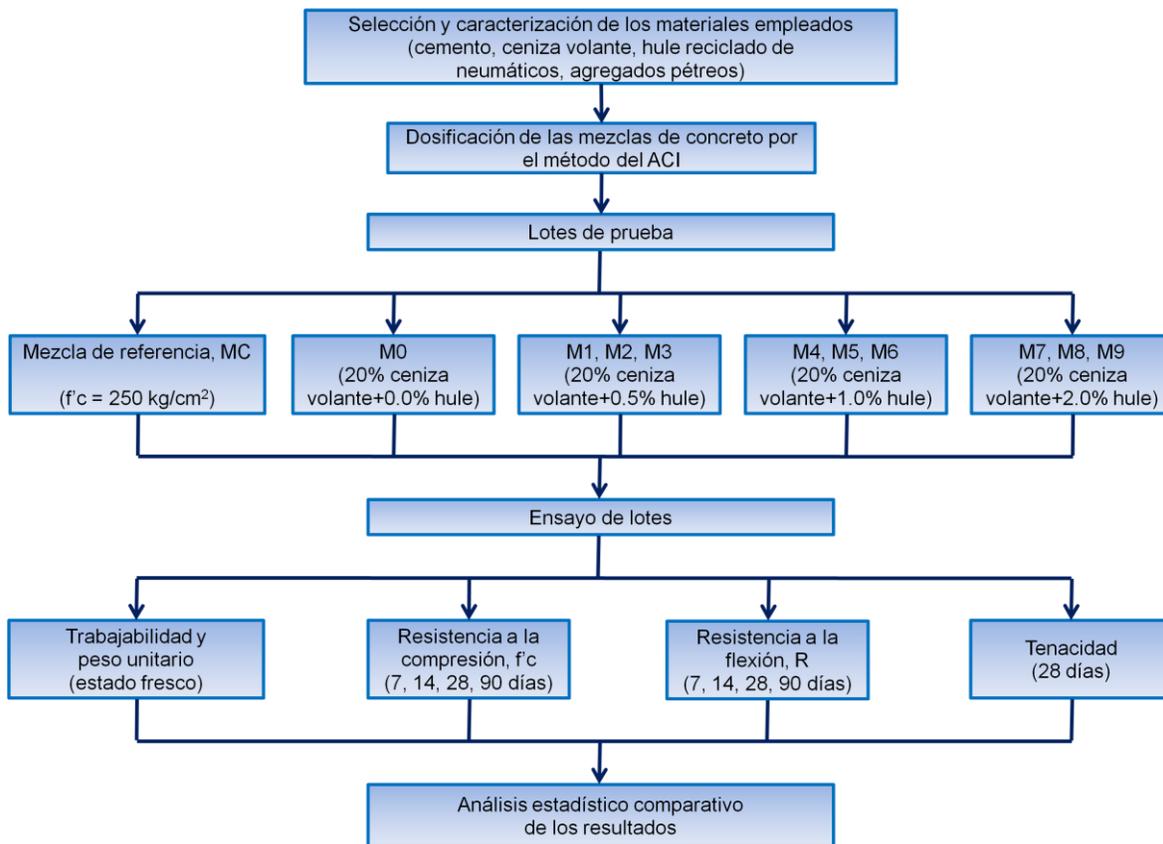


Figura 3.1 Diagrama de flujo del procedimiento experimental.

3.1 Materiales y su preparación

3.1.1 Cemento Portland



Figura 3.2 Cemento Portland Compuesto CPC 30R, marca Moctezuma.

Para la investigación se empleó cemento CPC 30R de la marca Moctezuma con alta resistencia inicial. Este cemento corresponde a la clasificación CPC (Cemento Portland Compuesto) de la actual norma mexicana para cementos en México, NMX-C-414-ONNCCE, y sus propiedades de acuerdo a esta norma se muestran en la Tabla 3.1.

Tabla 3.1 Propiedades del cemento CPC 30R (NMX-C-414-ONNCCE).

Tiempo de fraguado (min)	
Inicial	45 (mínimo)
Final	600 (máximo)
Resistencia a la compresión (kg/cm ²)	
3 días	204 (mínimo)
28 días	306 (máximo)

3.1.2 Ceniza volante

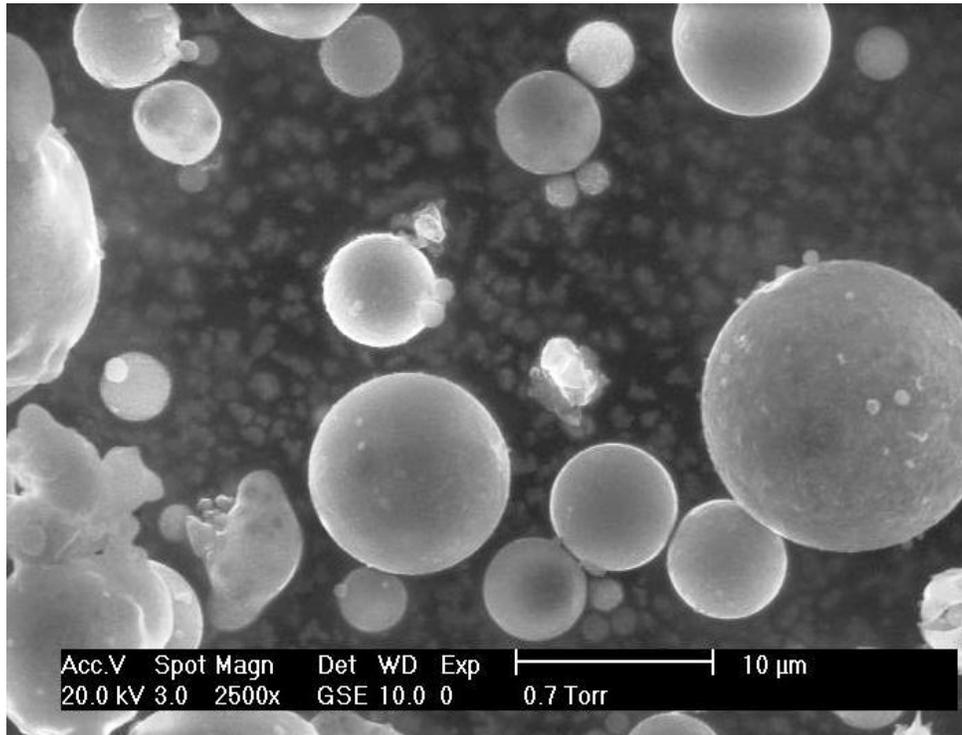


Figura 3.3 Imagen obtenida con microscopio electrónico de barrido (SEM) de la ceniza volante empleada en la investigación, la cual está constituida por cenoesferas.

La ceniza volante utilizada en esta investigación se obtuvo de La Central Carboeléctrica Río Escondido (José López Portillo), localizada en la ciudad de Piedras Negras, Coahuila, México. Debido a su bajo contenido de óxido de calcio (CaO), esta ceniza volante está clasificada como tipo F, de acuerdo con la norma ASTM C 618. La densidad de la ceniza volante fue de 3.2 g/cm^3 . La composición química de la ceniza volante fue obtenida por el método de fluorescencia de rayos X (FRX) y los resultados se presentan en la Tabla 3.2. La ceniza volante no fue procesada y se utilizó tal cual se recibió.

Tabla 3.2 Composición química de la ceniza volante (%).

Óxido	Ceniza volante clase F	ASTM C 618
SiO ₂	61.85	-
Al ₂ O ₃	23.58	-
Fe ₂ O ₃	5.08	-
SiO ₂ + Al ₂ O ₃ + Fe ₂ O ₃	90.51	70.0 (mínimo)
TiO ₂	0.84	-
MnO	0.01	-
MgO	0.78	5.0 (máximo)
CaO	3.71	-
Na ₂ O	0.41	1.5 (máximo)
K ₂ O	1.17	-
P ₂ O ₅	0.04	-
SO ₃	No detectado	5.0 (máximo)
PxC	2.16	-
Suma	99.63	

Adicionalmente, también se hizo la determinación del material cristalino por la técnica de difracción de rayos X (DRX). En los resultados obtenidos se apreció principalmente mullita (Al₆Si₂O₁₃) y cuarzo (SiO₂), hematita y magemita (fases cristalinas de óxido de hierro, Fe₂O₃).

3.1.3 Agregados

La norma ASTM C 33 define los requisitos para la graduación y la calidad del agregado fino y grueso para su uso en el concreto. En este trabajo de investigación se utilizaron materiales típicos de la región de Santiago de Querétaro. Como agregado fino se empleó arena de banco y como agregado grueso grava triturada con un tamaño nominal de 3/4". Tanto el agregado fino como el agregado grueso fueron caracterizados para obtener sus propiedades físicas de acuerdo con las especificaciones de las normas ASTM aplicables.

Resulta de fundamental importancia la graduación del tamaño de las partículas de los agregados con el fin de producir un empaquetamiento lo más denso posible en el concreto. De igual manera es importante que el agregado tenga buena solidez, durabilidad y resistencia a la intemperie; que su superficie esté libre de impurezas como arcillas, limos o materia orgánica, las cuales pueden debilitar la adherencia con la pasta de cemento, y que no se produzca una relación química desfavorable entre el agregado y el cemento (reactividad álcali-agregado).

3.1.3.1 Agregado fino



Figura 3.4 Arena.

A continuación se describen brevemente las pruebas realizadas a la arena de banco para su caracterización:

- a) Porcentaje de desperdicios. El objetivo de esta prueba fue determinar la cantidad de grava presente en la muestra de arena. Se determinó el peso total de la muestra; se cribó a través de la malla No. 4 (4.75 mm); y se pesó el retenido de dicha malla. Se obtuvo la relación entre el peso retenido y el peso total de la muestra, la cual corresponde al contenido de grava en la muestra.

- b) Contenido total de humedad evaporable. Este valor se obtuvo siguiendo las especificaciones de la norma ASTM C 566. Este método cubre la determinación de la densidad del porcentaje de humedad evaporable en una muestra de agregado por el secado tanto de la humedad superficial como de la humedad dentro de los poros del agregado. Algunos agregados pueden contener agua que está químicamente combinada en los minerales del agregado. Esta agua no es evaporable y no está incluida en el porcentaje determinado por este método. Se secó completamente la muestra de ensayo en la parrilla a fuego directo para obtener el peso seco.
- c) Densidad aparente (peso unitario). Este valor se obtuvo siguiendo las especificaciones de la norma ASTM C 29/C 29M. Este método de prueba se refiere a la determinación de la densidad aparente (peso unitario) entre las partículas de los agregados a granel en condición compactada o suelta. La densidad aparente del agregado está definida como la masa por unidad de volumen ocupado por el conjunto de partículas del agregado a granel (incluyendo el volumen de las partículas individuales y el volumen de los vacíos entre las partículas). Se aplicó el procedimiento de paleo para calcular la densidad en masa suelta: se llenó el recipiente hasta el nivel de derrame con ayuda de un cucharón (altura de caída de los agregados de no más de 50 mm por encima del tope del recipiente); se niveló la superficie del agregado con una regla metálica; por último, se determinó la masa del recipiente más su contenido y la masa del recipiente por separado. La densidad en masa compactada se determinó mediante el procedimiento de varillado: se llenó el recipiente a un tercio y se niveló la superficie con los dedos; se varilló la capa de agregado dando 25 golpes con una varilla punta de bala, distribuyéndolos uniformemente sobre la superficie; se llenó el recipiente a dos tercios de la capacidad total y se volvió a nivelar y varillar; se llenó el recipiente hasta el nivel de derrame y se varilló nuevamente; se niveló la superficie del agregado con una regla metálica; por último, se determinó la masa del recipiente más su contenido y por separado la masa del recipiente.

- d) Densidad y absorción. Estos valores se obtuvieron siguiendo las especificaciones de la norma ASTM C 128. Este método de ensayo cubre la determinación de la densidad promedio de una determinada cantidad de partículas de agregado (no incluyendo los vacíos entre las partículas), la densidad relativa y la absorción del agregado fino. Se sumergió una muestra del agregado en agua por 24 ± 4 horas para esencialmente llenar los poros. Luego se removió la muestra del agua; se secó el agua de la superficie de las partículas; y se determinó la masa. Subsecuentemente, se colocó la muestra (o una porción de la misma) en un recipiente graduado y se determinó el volumen de la misma por el método gravimétrico o volumétrico. Finalmente, se secó la muestra en el horno y se determinó su masa. Utilizando los valores de masa obtenidos y las fórmulas indicadas en este método de ensayo fue posible calcular la densidad relativa y la absorción.
- e) Granulometría. La granulometría del agregado fino se obtuvo siguiendo las especificaciones de la norma ASTM C 136. Este método de ensayo cubre la determinación por mallas de la distribución por tamaño de partículas del agregado fino y hace referencia a la norma ASTM C 33, la cual contiene los requisitos de graduación. Una muestra de ensayo de agregado seco de masa conocida se separó a través de una serie de mallas de aberturas progresivamente más pequeñas para la determinación de la distribución por tamaño de partículas.

Los resultados del análisis granulométrico son presentados en la Figura 3.5 y Tabla 3.3. De igual manera, las propiedades físicas obtenidas en el agregado fino son mostradas en la Tabla 3.5.

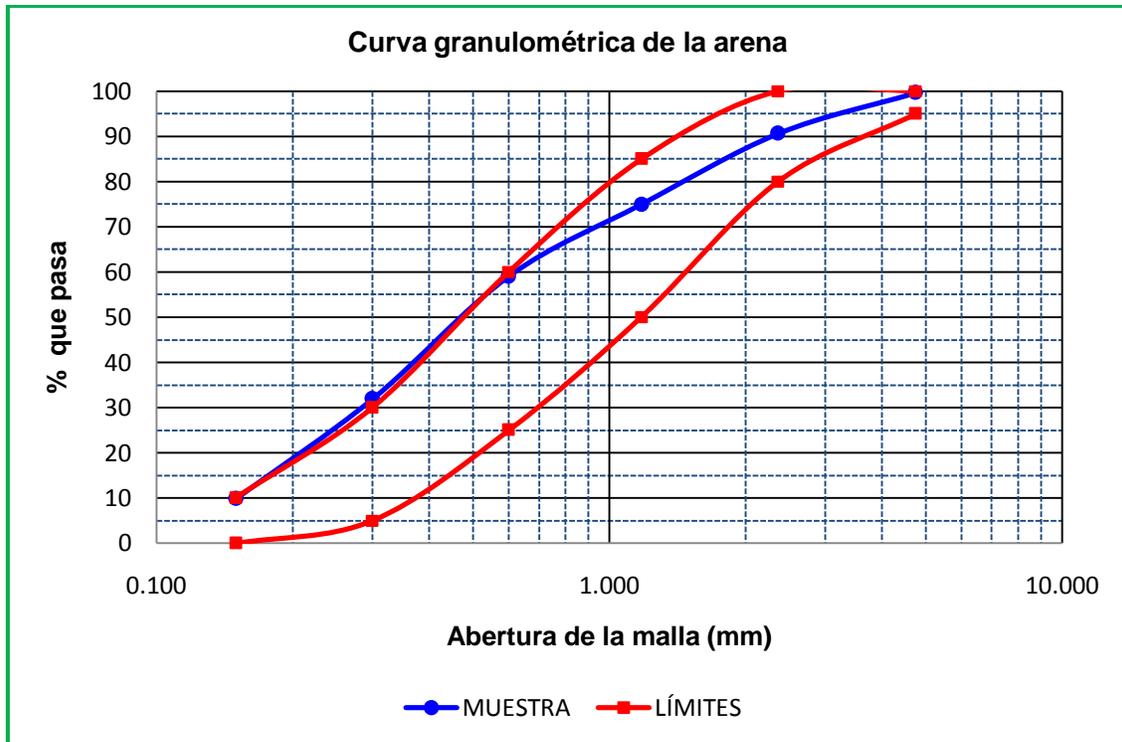


Figura 3.5 Requisitos granulométricos para el agregado fino, ASTM C 33.

Tabla 3.3 Análisis granulométrico del agregado fino.

Malla No.	Abertura (mm)	ASTM C 33 % que pasa		Arena
		Mín	Máx	% que pasa
3/8"	9.500	100	100	100.00
4	4.750	95	100	99.63
8	2.360	80	100	90.59
16	1.180	50	85	74.92
30	0.600	25	60	59.01
50	0.300	5	30	31.91
100	0.150	0	10	9.81

3.1.3.2 Agregado grueso



Figura 3.6 Grava.

A continuación se describen brevemente las pruebas realizadas a la grava triturada para su caracterización:

- Porcentaje de desperdicios. El objetivo de esta prueba fue determinar el porcentaje de arena presente en la muestra de grava. Se determinó el peso total de la muestra; se cribó a través de la malla No. 4 (4.75 mm); y se pesó el material que pasó dicha malla. Se obtuvo la relación entre el peso que pasó la malla y el peso total de la muestra, la cual corresponde al contenido de arena en la muestra.
- Contenido total de humedad evaporable. Este valor se obtuvo siguiendo las especificaciones de la norma ASTM C 566. El objetivo de este método de ensaye así como su procedimiento son los mismos que ya se describieron anteriormente para la caracterización del agregado fino.
- Densidad aparente (peso unitario). Este valor se obtuvo siguiendo las especificaciones de la norma ASTM C 29/C 29M. Este método de prueba se refiere a la determinación de la densidad aparente (peso unitario) entre

las partículas de los agregados a granel en condición compactada o suelta. Se aplicó el procedimiento de paleo para calcular la densidad en masa suelta y la densidad en masa compactada se determinó mediante el procedimiento de varillado. La diferencia con estos mismos procedimientos ya descritos para el agregado fino es que para el agregado grueso se niveló la superficie del agregado con los dedos, de tal manera que cualquier proyección ligera de los pedazos más grandes del agregado grueso equilibre aproximadamente los vacíos más grandes en la superficie por debajo del tope del recipiente. Por último, para los dos procedimientos se determinó la masa del recipiente más su contenido y por separado la masa del recipiente.

- Densidad y absorción. Estos valores se obtuvieron siguiendo las especificaciones de la norma ASTM C 127. Este método de ensayo cubre la determinación de la densidad promedio de una determinada cantidad de partículas de agregado (no incluyendo los vacíos entre las partículas), la densidad relativa y la absorción del agregado grueso. Se sumergió una muestra del agregado en agua por 24 ± 4 horas para esencialmente llenar los poros. Luego se removió la muestra del agua; se secó el agua de la superficie de las partículas; y se determinó el volumen de la muestra por el método de desplazamiento de agua. Finalmente, se secó la muestra en el horno y se determinó su masa. Utilizando los valores de masa obtenidos y las fórmulas indicadas en este método de ensayo fue posible calcular la densidad relativa y la absorción.
- Granulometría. La granulometría del agregado grueso se obtuvo siguiendo las especificaciones de la norma ASTM C 136. Este método de ensayo cubre la determinación por mallas de la distribución por tamaño de partículas del agregado grueso y hace referencia a la norma ASTM C 33, la cual contiene los requisitos de graduación.

Los resultados del análisis granulométrico en el agregado grueso son presentados en la Figura 3.7 y Tabla 3.4. De igual manera, las propiedades físicas obtenidas en el agregado grueso son mostradas en la Tabla 3.5.

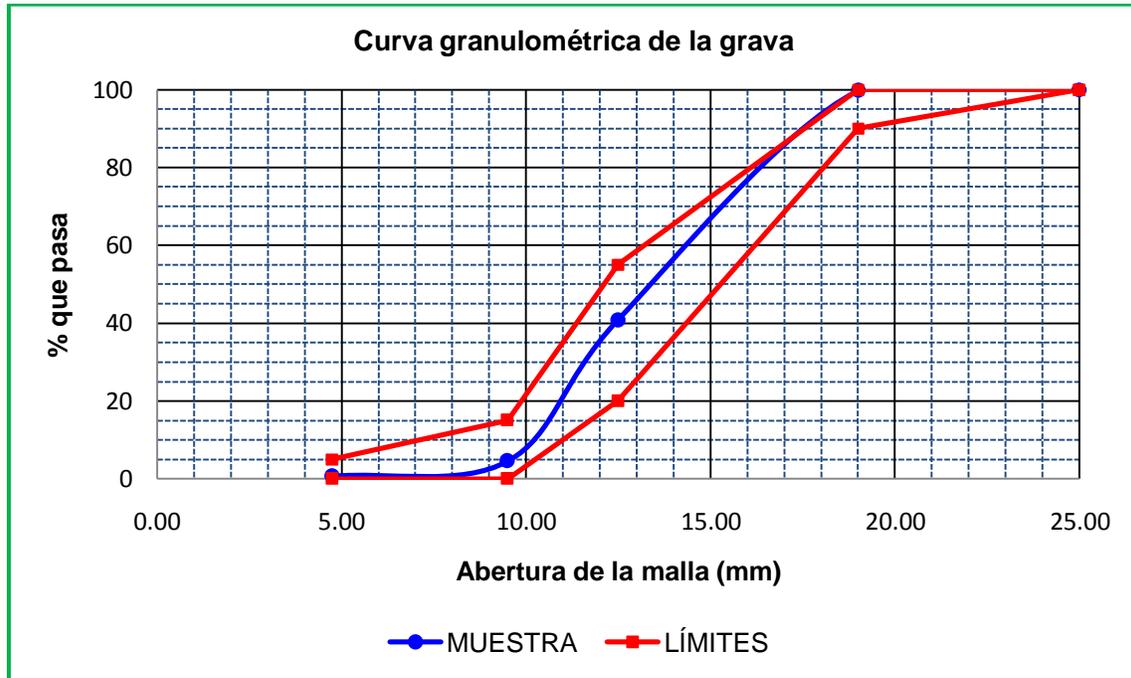


Figura 3.7 Requisitos granulométricos para el agregado grueso, ASTM C 33.

Tabla 3.4 Análisis granulométrico del agregado grueso.

Malla No.	Abertura (mm)	ASTM C 33		Grava
		% que pasa		% que pasa
		Mín	Máx	
1"	25.00	100	100	100.00
3/4"	19.00	90	100	99.77
1/2"	12.50	20	55	40.78
3/8"	9.50	0	15	4.55
No. 4	4.75	0	5	0.67

Tabla 3.5 Propiedades físicas de los agregados.

Propiedad	Agregado fino	Agregado grueso
Tipo de agregado	Arena	Grava triturada
Tamaño máximo (mm)	4.75	19.00
Desperdicios (%)	2.67	0.32
Humedad (%)	5.43	1.45
Peso unitario seco suelto (kg/m ³)	1093.62	1421.32
Peso unitario seco compacto (kg/m ³)	1291.00	1554.70
Densidad relativa	2.58	2.61
Absorción (%)	7.44	2.61
Módulo de finura	2.34	-

3.1.4 Agua

El agua utilizada, tanto para la elaboración de las mezclas como para el curado del concreto, fue agua potable de la ciudad de Santiago de Querétaro. En el primer caso, fue de uso interno como agua de mezclado; y en el segundo, se empleó exteriormente cuando el concreto se curó con agua.

Los requisitos de calidad del agua de mezclado para el concreto no tienen ninguna relación obligada con el aspecto bacteriológico sino que básicamente se refieren a sus características físico-químicas y a sus efectos sobre el comportamiento y las propiedades del concreto, pero generalmente se considera que el agua que es buena para consumo humano es satisfactoria como agua de mezclado en la elaboración del concreto.

El agua tiene ingredientes nocivos tales como: sedimentos, aceites, azúcar o químicos perjudiciales. Un contenido excesivo de estos ingredientes es dañino para la resistencia mecánica, propiedades de fraguado del cemento, puede afectar en forma adversa la trabajabilidad de la mezcla y la corrosión del acero de refuerzo.

3.1.5 Hule reciclado de neumáticos

El hule utilizado en esta investigación, como adición (en forma de fibras) a las mezclas de concreto, provenía de una mezcla de neumáticos de vehículos ligeros (automóviles) y de vehículos pesados (camiones). Este material es el residuo o subproducto del proceso industrial de renovación de neumáticos. Y fue obtenido de la empresa Multillantas Nieto S.A. de C.V., planta renovadora sucursal Querétaro, localizada en Av. 5 de Febrero, zona industrial Benito Juárez, en la ciudad de Santiago de Querétaro.

El material tal cual se recibió fue sometido a la determinación por mallas de la distribución por tamaño de las partículas. Se encontraron tres diferentes fracciones de tamaño del hule reciclado de neumáticos: 4.75–2.36 mm (retenido en la malla No. 8), 2.36–2.00 mm (retenido en la malla No. 10) y 2.00–0.00 mm (pasó la malla No. 10). De este proceso fue obtenido hule en forma de fibras para los tamaños de 4.75–2.36 mm y 2.36–2.00 mm, de longitud y sección transversal muy heterogéneas. Las partículas de fracción de tamaño de 2.00–0.00 mm no tienen forma de fibras, pero este material fue utilizado en la investigación por representar la mayor cantidad en la muestra de hule obtenida, con un 70% del total, aproximadamente. La Figura 3.8 muestra las tres diferentes fracciones de tamaño del hule reciclado de neumáticos utilizadas en el programa experimental.

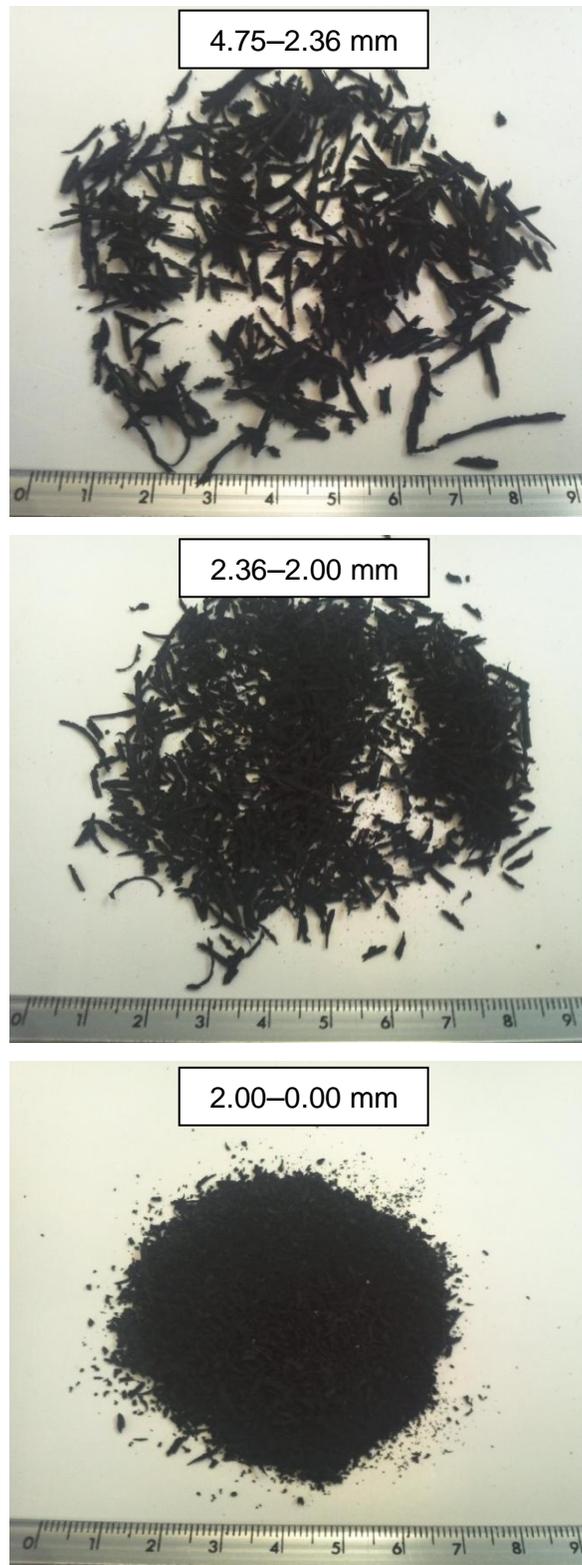


Figura 3.8 Hule reciclado de neumáticos utilizado en la investigación.

Del material seleccionado también se determinaron las siguientes propiedades físicas:

- a) Densidad aparente (peso unitario). Este valor se obtuvo siguiendo las especificaciones para agregado grueso de la norma ASTM C 29/C 29M. Se aplicó el procedimiento de paleo para calcular la densidad en masa suelta y la densidad en masa compactada se determinó mediante el procedimiento de varillado.

- b) Absorción. Este valor se obtuvo siguiendo las especificaciones para agregado grueso de la norma ASTM C 127. Se sumergió una muestra del hule, de tamaño mayor que la malla No. 4, en agua por 24± 4 horas para esencialmente llenar los poros. Luego se removió la muestra del agua; se secó el agua de la superficie de las partículas; y finalmente, se secó la muestra en el horno y se determinó su masa.

Los resultados de las propiedades físicas obtenidas en el hule reciclado de neumáticos son presentados en la Tabla 3.6.

Tabla 3.6 Propiedades físicas del hule reciclado de neumáticos.

Propiedad	Tamaño nominal (mm)		
	4.75-2.36	2.36-2.00	2.00-0.00
Color	Negro	Negro	Negro
Peso unitario seco suelto (kg/m ³)	262.96	294.81	368.25
Peso unitario seco compacto (kg/m ³)	335.66	363.00	427.46
Absorción (%)	4.47	4.47	4.47

3.2 Mezclas de concreto

3.2.1 Dosificación

Un concreto normal, sin aire incorporado, de cemento Portland con una resistencia nominal a la compresión a 28 días de edad de 250 kg/cm^2 fue dosificado como la mezcla de control, MC, siguiendo las recomendaciones presentadas en el informe del Comité ACI 211.1. El objetivo principal fue alcanzar una mezcla con una consistencia (revenimiento) de $170 \pm 25 \text{ mm}$ para facilitar la manipulación, colocación y compactación de las mezclas de concreto modificadas con hule reciclado de neumáticos.

Un total de 11 mezclas de concreto fueron elaboradas. Una de control (MC), sin ceniza volante ni hule. En las mezclas M0 a M9, el cemento Portland fue sustituido parcialmente con ceniza volante tipo F, en 20% del peso. Este nivel de sustitución de ceniza volante se eligió con base en los resultados previos obtenidos por Baltazar (2010), el cual reportó que la menor pérdida de resistencia a la compresión se presenta para un 20% de sustitución, además de que con este porcentaje ya se logra justificar completamente el beneficio económico.

Subsecuentemente, en las mezclas M1 a M9, tres porcentajes de fibras (0.50%, 1.00% y 2.00%, en volumen de la masa total de concreto), de cada una de las tres fracciones de hule reciclado de neumáticos fueron adicionados. Para las mezclas con fibras de hule reciclado de neumáticos los consumos de los materiales componentes del concreto fueron los mismos que para la mezcla de control; simplemente se agregaron las fibras en la cantidad prevista al final del mezclado. Los consumos de los materiales componentes de las mezclas de concreto se indican en la Tabla 3.7.

Tabla 3.7 Consumo de los componentes de los concretos para 1m³.

Mezcla	Tamaño de hule (mm)	Hule (%)	Cemento (kg)	Ceniza volante (kg)	Agua (kg)	Arena (kg)	Grava (kg)	Hule (kg)	Rel a/c
MC	-	0.00	392.73	0.00	216.00	635.15	1026.10	0.00	0.55
M0	-	0.00	314.18	78.55	216.00	635.15	1026.10	0.00	0.69
M1	4.75 - 2.36	0.50	314.18	78.55	216.00	635.15	1026.10	11.40	0.69
M2	2.36 - 2.00	0.50	314.18	78.55	216.00	635.15	1026.10	11.40	0.69
M3	2.00 - 0.00	0.50	314.18	78.55	216.00	635.15	1026.10	11.40	0.69
M4	4.75 - 2.36	1.00	314.18	78.55	216.00	635.15	1026.10	22.92	0.69
M5	2.36 - 2.00	1.00	314.18	78.55	216.00	635.15	1026.10	22.92	0.69
M6	2.00 - 0.00	1.00	314.18	78.55	216.00	635.15	1026.10	22.92	0.69
M7	4.75 - 2.36	2.00	314.18	78.55	216.00	635.15	1026.10	46.32	0.69
M8	2.36 - 2.00	2.00	314.18	78.55	216.00	635.15	1026.10	46.32	0.69
M9	2.00 - 0.00	2.00	314.18	78.55	216.00	635.15	1026.10	46.32	0.69

3.2.2 Mezclado

El mezclado del concreto utilizado en la investigación se realizó en una revoladora eléctrica de concreto. Primero se incorporaron la arena, la grava y el agua de absorción, dejándolos mezclar por un minuto; enseguida se añadieron el cemento, la ceniza volante y el agua restante, y se continuó el mezclado por otros tres minutos, seguido de un reposo de tres minutos y de dos minutos adicionales de mezclado para romper el fraguado falso en caso de que éste se presentara. Las fibras de hule se añadieron al final del tiempo de mezclado descrito anteriormente (Figura 3.9), mezclando todos los materiales incluidos durante otros dos minutos.



Figura 3.9 Adición de hule reciclado de neumáticos a la mezcla de concreto.

En la introducción de las fibras a la mezcla se aseguró de que fuera una adición individual de las fibras; es decir, que las fibras se introdujeron a la revolvedora de manera individual y éstas fueron removidas desde el punto de entrada por la acción del mezclado. Esto se hizo con la finalidad de producir una distribución uniforme de las fibras en la mezcla.

Finalmente, para eliminar la segregación se colocó el concreto recién elaborado en un recipiente húmedo y limpio, y se remezcló a pala hasta lograr una apariencia uniforme.

3.2.3 Elaboración y curado de especímenes

Siguiendo las especificaciones de la norma ASTM C 192, se elaboraron y curaron todos los especímenes de prueba requeridos según el programa experimental. Para esto se colocó el concreto en capas en los moldes correspondientes; tanto para los cilindros como para las vigas, el moldeado se hizo en dos capas de aproximadamente igual espesor.

Todos los especímenes elaborados fueron compactados mediante un proceso de varillado; el cual consistió en varillar cada capa con una varilla punta de bala, dando 25 golpes para los cilindros y 90 golpes para las vigas, distribuyendo éstos uniformemente sobre la superficie. Luego de que cada capa fue varillada, se golpeó ligeramente el exterior del molde 10 a 15 veces con un mazo de hule para cerrar los vacíos dejados por el varillado y para liberar cualquier burbuja de aire grande que pudiera haber estado atrapada. Al final, se enrasó y acabó la superficie del concreto con una llana metálica.

Inmediatamente después del acabado, los especímenes fueron cubiertos con bolsas de plástico para evitar la evaporación de agua del concreto no endurecido. Pasadas 24 ± 8 horas de haber sido moldeados, los especímenes fueron retirados de los moldes y se pasaron a un cuarto de curado donde se curaron en húmedo a una temperatura de 23 ± 2 °C hasta la edad de ensaye. Esta condición de curado se cumplió almacenando los cilindros y las vigas en tinas con agua.

Un curado adecuado es vital para la calidad del concreto. El curado tiene una fuerte influencia en las propiedades del concreto en estado endurecido tales como la durabilidad y la resistencia. El desarrollo de la resistencia superficial en el concreto se puede reducir significativamente cuando el curado es defectuoso. Como es bien sabido, curar el concreto ayuda a la hidratación de los materiales cementantes, por lo que un buen curado significa que la evaporación debe ser prevenida o reducida.



Figura 3.10 Elaboración y curado de los especímenes de prueba.

3.2.4 Especificaciones de los lotes de prueba

Dos diferentes tipos de especímenes fueron utilizados: cilindros y vigas. Las dimensiones de los cilindros fueron 10 cm de diámetro y 20 cm de altura; mientras que las dimensiones de las vigas fueron 15 x 15 x 60 cm.

Un total de 11 lotes de cilindros y vigas fueron elaborados, correspondientes a cada una de las mezclas de concreto, dando como resultado: 132 cilindros y 99 vigas. Los detalles de la composición de los lotes de prueba son presentados en la Tabla 3.8.

Las edades de prueba de los especímenes fueron: 7, 14, 28 y 90 días. Para los cilindros, se ensayaron tres especímenes para cada edad de prueba. Para las vigas, se ensayaron dos especímenes para cada edad de prueba; excepto para la edad de 28 días, en la cual se ensayaron tres especímenes.

Tabla 3.8 Programa experimental.

Mezcla	Tamaño de hule (mm)	Ceniza volante (%)	Hule (%)	Especimen en la prueba de compresión	Especimen en la prueba de flexión
MC	-	0	0.00	12.00	9.00
M0	-	20	0.00	12.00	9.00
M1	4.75 - 2.36	20	0.50	12.00	9.00
M2	2.36 - 2.00	20	0.50	12.00	9.00
M3	2.00 - 0.00	20	0.50	12.00	9.00
M4	4.75 - 2.36	20	1.00	12.00	9.00
M5	2.36 - 2.00	20	1.00	12.00	9.00
M6	2.00 - 0.00	20	1.00	12.00	9.00
M7	4.75 - 2.36	20	2.00	12.00	9.00
M8	2.36 - 2.00	20	2.00	12.00	9.00
M9	2.00 - 0.00	20	2.00	12.00	9.00

3.3 Métodos de prueba

Hay una serie de métodos de prueba normalizados por la ASTM (American Society for Testing and Materials) para la determinación de las propiedades del concreto. En esta investigación se seleccionaron algunos de ellos para determinar las propiedades físicas y mecánicas que más influyen en el comportamiento estructural del material estudiado.

Al concreto fresco se le determinaron las siguientes propiedades: consistencia y peso unitario. Mientras que las propiedades determinadas en el concreto endurecido fueron: la resistencia a la compresión, la resistencia a la flexión y la tenacidad.

3.3.1 Revenimiento

La trabajabilidad o consistencia es definida como la relativa facilidad o dificultad con la cual el concreto puede ser mezclado, transportado, colocado, compactado y acabado (ACI 116).

Con el fin de evaluar la influencia de las partículas de hule reciclado de neumáticos, adicionadas en forma de fibras, en la trabajabilidad del concreto fresco, se llevaron a cabo pruebas de revenimiento de acuerdo con la norma ASTM C 143. Primero, se humedeció y colocó un molde con forma de cono truncado sobre una placa metálica plana y humedecida. De cada una de las mezclas de concreto recién elaboradas se llenó el molde en tres capas, cada una con aproximadamente 1/3 del volumen del molde; se varilló cada capa 25 veces; después de haber varillado la última capa, se enrasó la superficie del concreto con la varilla de compactación. Inmediatamente después, se retiró el molde levantándolo cuidadosamente en dirección vertical en 5 ± 2 segundos. De inmediato se midió el revenimiento (Figura 3.11).



Figura 3.11 Prueba de revenimiento en el concreto.

Una comparación de diferentes tipos de revenimiento se muestra en la Figura 3.12.

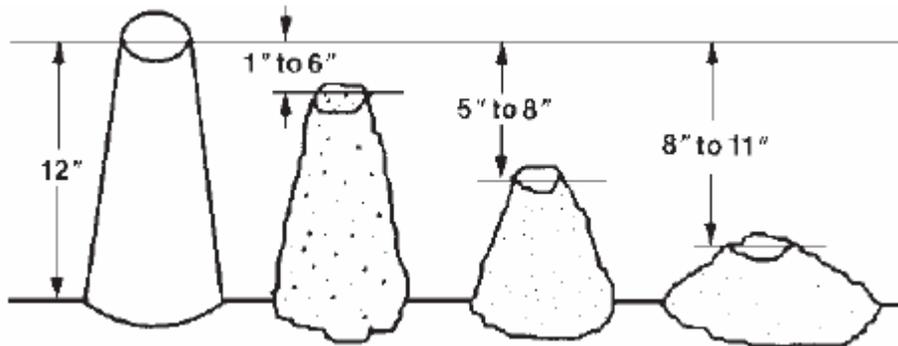


Figura 3.12 Comparación de revenimientos típicos.

3.3.2 Peso unitario

Con el fin de evaluar la influencia de las partículas de hule reciclado de neumáticos, adicionadas en forma de fibras, en el peso unitario del concreto fresco, se llevó a cabo su determinación de acuerdo con la norma ASTM C 138/C 138M.

Para esto, primeramente se colocó el concreto recién mezclado en el recipiente de medida en tres capas de aproximadamente el mismo volumen. Se varilló cada capa con 25 golpes de una varilla punta de bala; después de varillar cada capa, se golpeó suavemente los lados del recipiente con un mazo de hule. Después de haber varillado la última capa, se enrasó la superficie del concreto con una llana metálica. Finalmente, se limpió todo el concreto del exterior del recipiente y se determinó el peso del concreto en el mismo. El peso unitario, en kg/m^3 , se calculó dividiendo la masa neta del concreto entre el volumen del recipiente de medición.

3.3.3 Resistencia a la compresión

La respuesta de un elemento estructural de concreto reforzado se determina en parte por la respuesta a compresión del concreto simple. Por este motivo, se caracterizó la respuesta del concreto simple sobre la base de la resistencia a la compresión de cilindros de 10 cm de diámetro y 20 cm de altura, de conformidad con los requerimientos de la norma ASTM C 39/C 39M.

En este método de prueba se aplicó una carga axial, continuamente y sin impacto, de compresión a los cilindros moldeados a una velocidad prescrita hasta que ocurrió la falla. La resistencia a la compresión de cada espécimen se calculó dividiendo la carga máxima alcanzada durante la prueba por el área de la sección transversal del espécimen.

Previo a las pruebas, los extremos de los especímenes, por tener irregularidades y apartarse de la perpendicularidad a los ejes en más de 0.5° , debieron ser nivelados mediante un cabeceo con azufre de acuerdo con los requerimientos de la norma ASTM C 617/C 617M.

Se ensayaron tres especímenes para cada edad de prueba, dando un total de 12 cilindros por cada una de las 11 mezclas de concreto elaboradas. Las edades de prueba fueron: 7, 14, 28 y 90 días.



Figura 3.13 Cilindros de concreto en la prueba de compresión.

3.3.4 Resistencia a la flexión

La falla del concreto casi siempre está asociada, en última instancia, con una falla por tensión. Esta situación es particularmente válida para estructuras en las que las condiciones de carga son a flexión como en el caso de los pavimentos de concreto, en donde el diseño de las mezclas se realiza con la finalidad de obtener una cierta resistencia de tensión por flexión.

La resistencia a la flexión o módulo de ruptura del concreto es una medida indirecta de la resistencia a la tensión. Dada la importancia de esta propiedad se caracterizó la respuesta del concreto simple sobre la base de la resistencia a la flexión de vigas de 15 x 15 x 60 cm, de conformidad con los requerimientos de la norma ASTM C 78. Este método de prueba cubre la determinación del esfuerzo de flexión del concreto utilizando una viga simplemente apoyada con cargas en los tercios del claro.

Las pruebas de flexión de los especímenes se realizaron tan pronto como fue posible después de haberlos sacado de las tinas de almacenamiento, para evitar posibles reducciones en la medida del esfuerzo de flexión. Se giró el espécimen sobre uno de sus lados con respecto a la posición como fue moldeado y se centró en los bloques de apoyo; se centró el sistema de carga con relación a la fuerza aplicada y se pusieron los bloques de aplicación de carga en contacto con la superficie del espécimen en los tercios del claro. Se cargó el espécimen uniformemente y sin sacudidas, la carga se aplicó a una velocidad constante hasta el punto de ruptura. Para determinar las dimensiones de la sección del espécimen que se utilizaron en el cálculo del módulo de ruptura, se tomaron medidas a través de una de las caras fracturadas después de la prueba.

Cuando la fractura se inició en la superficie de tensión dentro del tercio medio de la viga, el módulo de ruptura se calculó como sigue:

$$R = PL / bd^2 \quad \text{Ec. 3.1}$$

donde:

R = módulo de ruptura, kg/cm²;

P = carga máxima aplicada indicada por la máquina de ensayo, kg;

L = longitud del claro, cm;

b = ancho promedio del espécimen en la fractura, cm;

d = altura promedio del espécimen en la fractura, cm.

Cuando la fractura se originó en la superficie de tensión fuera del tercio medio de la viga por no más del 5% de la longitud del claro, el módulo de ruptura se calculó de la siguiente manera:

$$R = 3Pa / bd^2 \quad \text{Ec. 3.2}$$

donde:

a = distancia promedio entre la línea de la fractura y el apoyo más cercano, se mide en la superficie de tensión de la viga, cm.

Si la fractura se produjo en la superficie de tensión fuera del tercio medio de la viga por más del 5% de la longitud del claro, se descartan los resultados de la prueba.



Figura 3.14 Vigas de concreto en la prueba de flexión.

Se ensayaron dos especímenes para cada edad de prueba, excepto para la edad de 28 días, en la cual se ensayaron tres especímenes; dando un total de nueve vigas por cada una de las 11 mezclas de concreto elaboradas. Las edades de prueba fueron: 7, 14, 28 y 90 días.

3.3.5 Tenacidad

La tenacidad del concreto, que es la energía absorbida por el material, se mide como el área bajo la curva carga–deflexión o esfuerzo–deformación.

En este trabajo de investigación, dichas curvas se obtuvieron durante la realización de las pruebas de compresión a la edad de 28 días. En los ensayos de compresión se midió indirectamente la deformación vertical de los cilindros de concreto como el desplazamiento de la platina móvil que tiene la máquina de pruebas Tinius Olsen. Estas mediciones se hicieron con la ayuda de micrómetros digitales marca Mitutoyo.

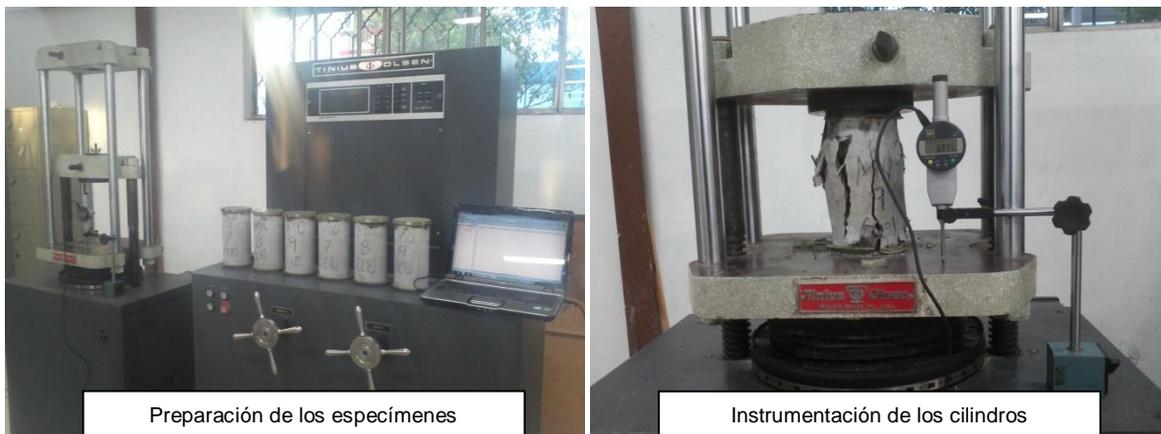


Figura 3.15 Determinación de la tenacidad del concreto en la prueba de compresión.

La tenacidad del concreto se determinó mediante el cálculo del área bajo la curva carga–desplazamiento hasta el 80% de la carga máxima, en la región de post–falla. El valor de la tenacidad es definido como la relación entre el área bajo la curva carga–desplazamiento hasta el 80% de la carga máxima ($T_{80\%}$) en la región de post–falla y el área bajo la curva carga–desplazamiento hasta la carga máxima ($T_{100\%}$). La Figura 3.16 ilustra cómo fueron calculadas estas áreas.

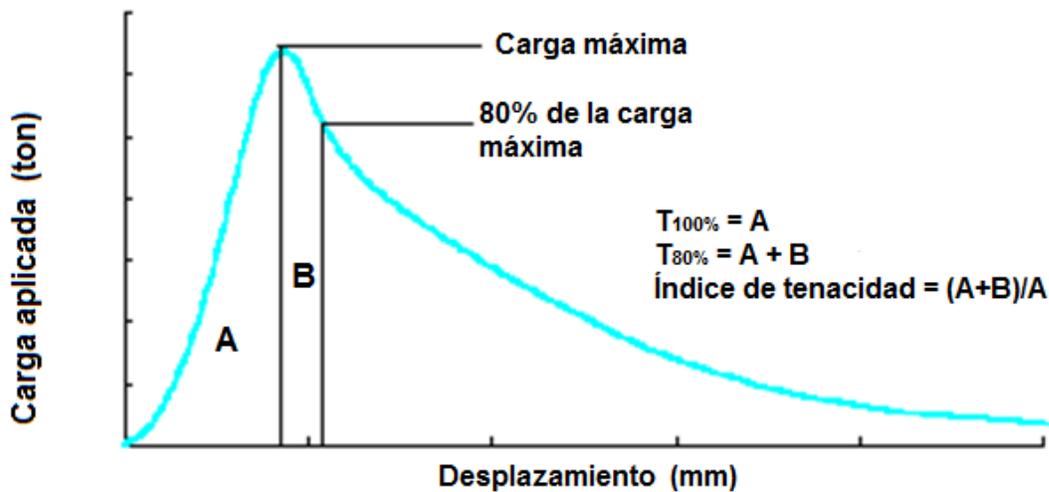


Figura 3.16 Determinación del índice de tenacidad.

Cabe señalar que el factor de 80% de la carga máxima se seleccionó para limitar mayores reducciones en el nivel de resistencia. Así, de acuerdo con Khaloo et al. (2008), el índice de tenacidad (T_i) es expresado como sigue:

$$T_i = T_{80\%} / T_{100\%} \quad \text{Ec. 3.3}$$

IV. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1 Peso unitario

Se llevó a cabo la determinación del peso unitario del concreto fresco para las 11 mezclas que componen el experimento. Los resultados de esta prueba se presentan en la Tabla 4.1. El peso unitario del concreto con consumo de ceniza volante reforzado con fibras de hule reciclado de neumáticos es ligeramente más bajo que el peso unitario del concreto de referencia. A medida que el contenido de hule se incrementa en las mezclas de concreto, el peso unitario se reduce, resultando en concretos más ligeros. La mayor reducción presentada es de 7% para la mezcla M9 con respecto a la mezcla de control MC. Esta disminución se atribuye al bajo peso unitario de las partículas de hule reciclado de neumáticos utilizado. Los resultados obtenidos por Khaloo et al. (2008), al reemplazar parcialmente los agregados minerales en el concreto con hule de neumáticos, respaldan esta conclusión.

4.2 Trabajabilidad

Se realizaron pruebas de revenimiento para determinar la consistencia del concreto fresco. Los resultados de estas pruebas, pertenecientes a las 11 mezclas elaboradas, se muestran en la Tabla 4.1. Se puede observar que el revenimiento de la mezcla M0, en la cual se sustituyó 20%, en peso, de cemento Portland por ceniza volante, aumenta 5.5% con respecto a la mezcla MC. La influencia de la ceniza volante en la trabajabilidad del concreto fresco es principalmente atribuida a la forma esférica de sus partículas. De acuerdo con Siddique (2004), esta forma esférica de las partículas de ceniza volante reduce la fricción interna en el concreto fresco; por lo tanto, incrementa su capacidad de flujo.

En las mezclas restantes el revenimiento se ve disminuido con la inclusión de las fibras de hule reciclado de neumáticos. Además, el incremento en el contenido de hule provoca una reducción adicional en el revenimiento. Esta pérdida de revenimiento, respecto a MC, llega a ser hasta de 22%, 36% y 61% para contenidos de hule de 0.50%, 1.00% y 2.00%, respectivamente. Los resultados obtenidos en este trabajo de investigación están en buen acuerdo con las mediciones de la trabajabilidad reportadas por Batayneh et al. (2008). La disminución de la trabajabilidad se debe, principalmente, a que las fibras de hule dificultan la fluidez en el concreto fresco. Por lo tanto, puede concluirse que la adición de hule reciclado de neumáticos a las mezclas de concreto causa una notable disminución en la trabajabilidad. Esta afirmación se apoya en el estudio realizado por Khatib y Bayomy (1999). Finalmente, debe decirse también que las mezclas de concreto adicionadas con hule tuvieron una muy buena trabajabilidad, esto debido al elevado revenimiento utilizado en la dosificación de la mezcla MC.

Tabla 4.1 Propiedades del concreto fresco.

Mezcla	Tamaño de hule (mm)	Ceniza volante (%)	Hule (%)	Peso unitario (kg/m ³)	Revenimiento (cm)
MC	-	0	0.00	2291	18.0
M0	-	20	0.00	2253	19.0
M1	4.75 - 2.36	20	0.50	2209	14.0
M2	2.36 - 2.00	20	0.50	2239	14.0
M3	2.00 - 0.00	20	0.50	2252	16.0
M4	4.75 - 2.36	20	1.00	2218	12.0
M5	2.36 - 2.00	20	1.00	2229	12.5
M6	2.00 - 0.00	20	1.00	2224	11.5
M7	4.75 - 2.36	20	2.00	2183	8.0
M8	2.36 - 2.00	20	2.00	2180	7.0
M9	2.00 - 0.00	20	2.00	2137	9.0

4.3 Resistencia a la compresión

La resistencia a la compresión de cada una de las 11 mezclas de concreto (MC, M0, M1, M2, M3, M4, M5, M6, M7, M8 y M9) fue medida a las edades de 7, 14, 28 y 90 días y los resultados se presentan en la Tabla 4.2. Los resultados de la resistencia a la compresión del concreto también se muestran en las Figuras 4.1 a 4.7.

Tabla 4.2 Resistencia a la compresión del concreto endurecido.

Mezcla	Tamaño de hule (mm)	Ceniza volante (%)	Hule (%)	Resistencia a la compresión, f'c (kg/cm ²)			
				7 días	14 días	28 días	90 días
MC	-	0	0.00	156	207	232	239
M0	-	20	0.00	106	129	161	187
M1	4.75 - 2.36	20	0.50	110	118	151	170
M2	2.36 - 2.00	20	0.50	114	122	142	170
M3	2.00 - 0.00	20	0.50	111	120	126	162
M4	4.75 - 2.36	20	1.00	92	117	140	167
M5	2.36 - 2.00	20	1.00	102	127	137	163
M6	2.00 - 0.00	20	1.00	92	124	119	166
M7	4.75 - 2.36	20	2.00	99	118	133	152
M8	2.36 - 2.00	20	2.00	91	110	128	161
M9	2.00 - 0.00	20	2.00	86	98	115	150

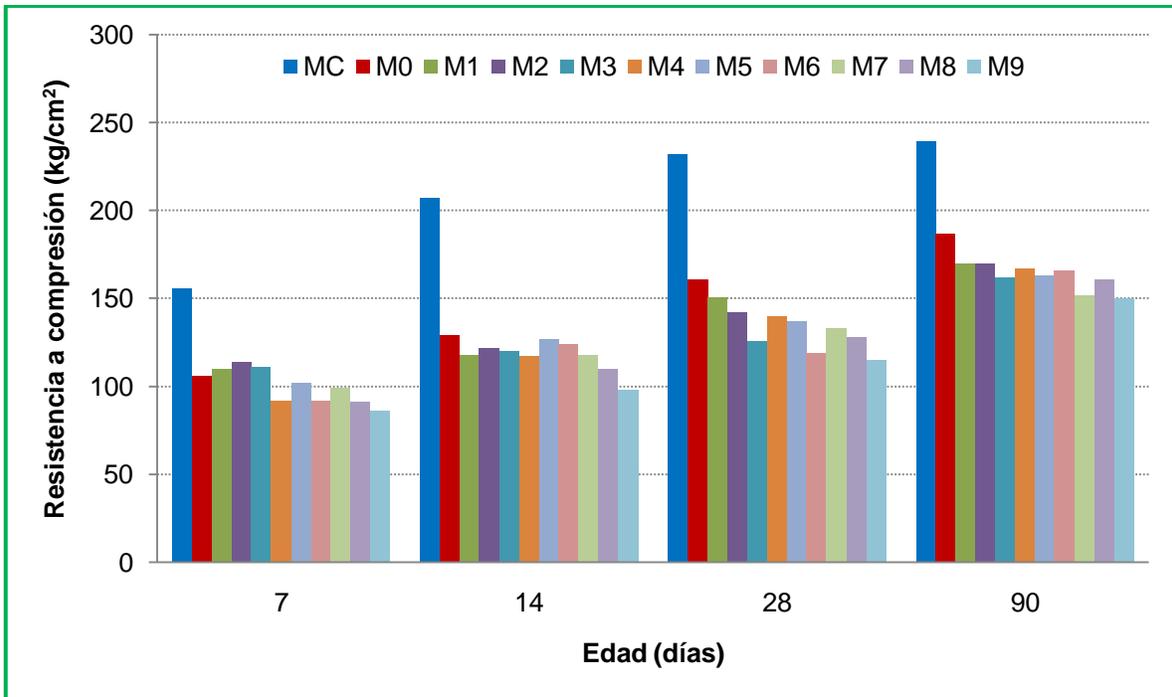


Figura 4.1 Evolución de la resistencia a la compresión de las mezclas de concreto.

La reducción en la resistencia a la compresión del concreto es debida a la sustitución de cemento Portland con ceniza volante tipo F, resultando en una lenta reacción puzolánica de la ceniza volante. La presencia de la ceniza volante en la mezcla M0, en comparación con la mezcla de control MC, reduce la resistencia a la compresión a 28 días en 31%. Este porcentaje de pérdida está en línea con los resultados obtenidos por Baltazar (2010). Sin embargo, la reducción en la resistencia es mucho menor para la edad de 90 días, lo cual indica un significativo aumento de la reacción puzolánica de la ceniza volante a largo plazo que conduce a una recuperación de la resistencia, llegando a reducir el porcentaje de pérdida a solo 22%. En la Figura 4.1 se puede observar también que la adición de fibras de hule reciclado de neumáticos al concreto no recupera la pérdida de resistencia a la compresión ocasionada por el empleo de la ceniza volante. Puertas et al. (2003) y Karahan y Atis (2011) reportan, para fibras de polipropileno, que la incorporación de estas fibras en el concreto tampoco afecta positivamente la resistencia a la compresión.

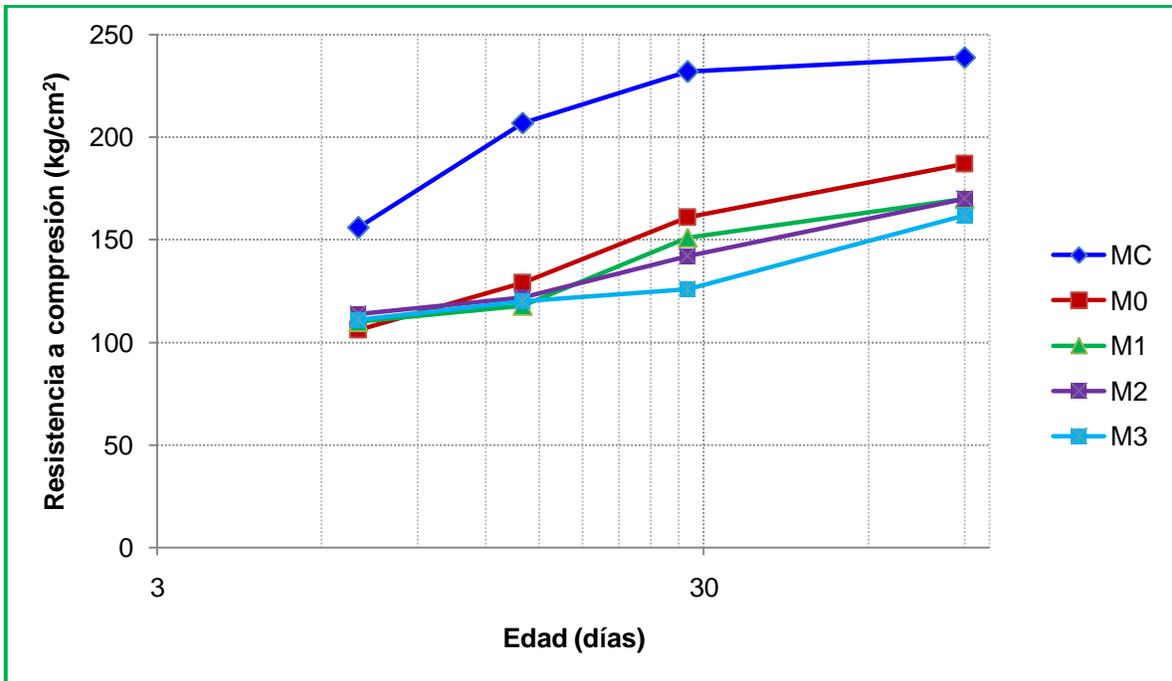


Figura 4.2 Evolución de la resistencia a la compresión del concreto que contiene 0.50% de hule.

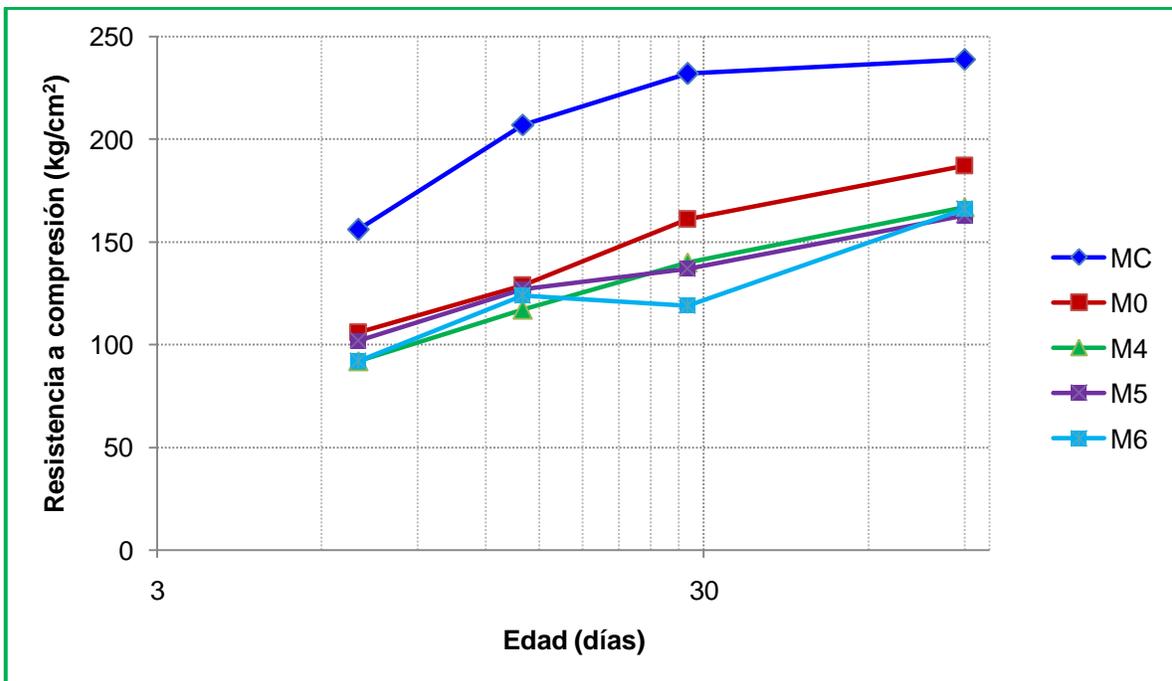


Figura 4.3 Evolución de la resistencia a la compresión del concreto que contiene 1.00% de hule.

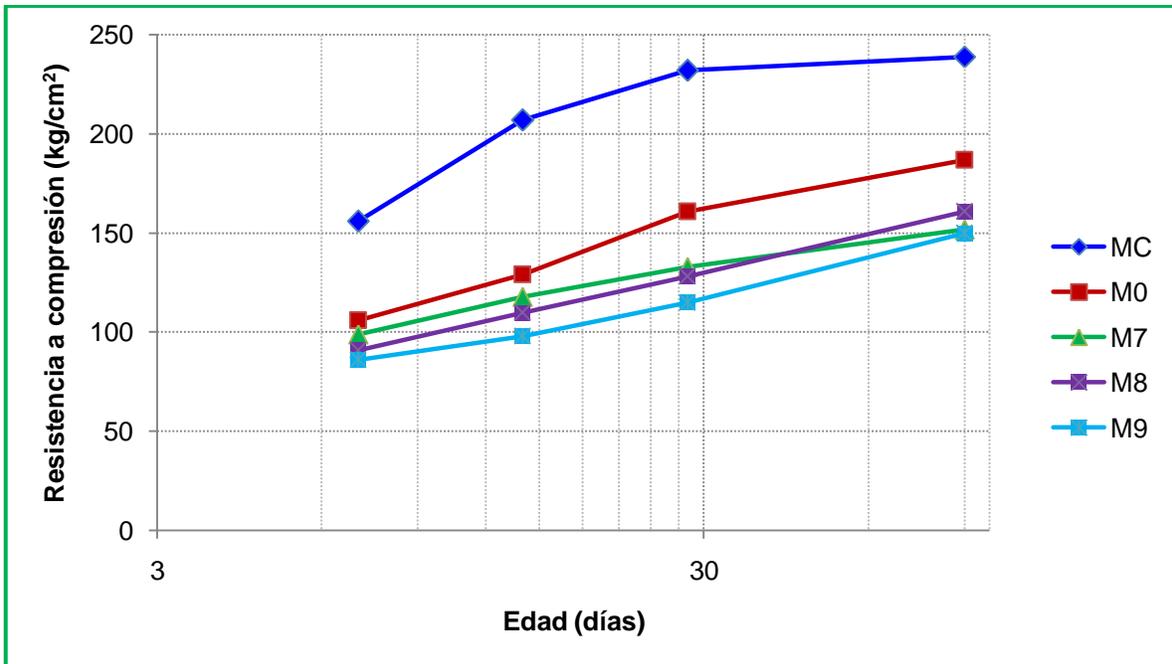


Figura 4.4 Evolución de la resistencia a la compresión del concreto que contiene 2.00% de hule.

En las Figuras 4.2 a 4.4 se muestra el desarrollo de la resistencia a la compresión a través del tiempo para los tres diferentes contenidos de hule. Para estos tres diferentes contenidos de hule, 0.50%, 1.00% y 2.00%, la resistencia a la compresión tiene una disminución adicional a la pérdida ocasionada por la ceniza volante. A la edad de 90 días, todas las mezclas que contienen hule reciclado de neumáticos presentan una recuperación en la resistencia; sin embargo, esta mejora es debida, al igual que en el caso de la mezcla M0, única y exclusivamente al inicio de la reacción puzolánica de la ceniza volante contenida en las mezclas.

La disminución adicional de la resistencia a la compresión de los concretos que contienen hule reciclado de neumáticos puede ser atribuida a:

- Las dificultades físicas para proveer una distribución homogénea de las fibras de hule en el concreto fresco, causando esto variaciones en el porcentaje de reducción de la resistencia con respecto a las mezclas de control, MC y M0.

- Las propiedades físicas de las partículas de hule, puesto que éstas son menos rígidas que la pasta de cemento–ceniza volante y que los agregados. Al introducir un material menos rígido y menos denso, éste actúa como un concentrador de esfuerzos que provoca microagrietamiento en la matriz del concreto, lo que conduce a una pérdida de la resistencia (Li et al., 2004).
- La pobre adherencia que se desarrolla en la interfase entre la matriz cemento-ceniza volante y las fibras de hule. Esta debilidad se puede observar en lo “fácil” que es extraer las fibras de los especímenes ensayados simplemente utilizando un par de dedos de la mano.
- La reducción de la consistencia en las mezclas de concreto fresco, lo cual implica una reducción en el grado de compactación que se puede alcanzar al momento de moldear los especímenes de prueba.

La relación entre el porcentaje de contenido de hule reciclado de neumáticos y la reducción de la resistencia a la compresión a 28 días, con respecto a las mezclas MC y M0, se muestra en las Figuras 4.5 y 4.6.

Como se puede observar, el consumo de hule reciclado de neumáticos reduce la resistencia a la compresión del concreto. Se puede decir que a mayor contenido de hule en la mezcla, mayor es la reducción en la resistencia. Un examen detallado de las Figuras 4.5 y 4.6 revela que el incremento del contenido de hule mantiene una relación lineal con la pérdida de resistencia a la compresión. Teniendo, para la comparación con la mezcla MC, una pérdida máxima del 50% de la resistencia para un contenido de hule del 2.00%; y para la comparación con la mezcla M0, una pérdida máxima del 29% para ese mismo contenido de hule. En general, la pendiente de esta relación lineal es menor cuando el contenido de hule está por encima del 1.00%; sin embargo, el contenido de hule entre 1.00% y 2.00% continúa con la disminución de la resistencia. Los resultados obtenidos indican que la pérdida de la resistencia a la compresión para los diferentes

contenidos de hule varía desde 35% (0.50% de hule) hasta 50% (2.00% de hule), con respecto a la mezcla de control MC; y desde 6% (0.50% de hule) hasta 29% (2.00% de hule), con respecto a la mezcla de control M0.

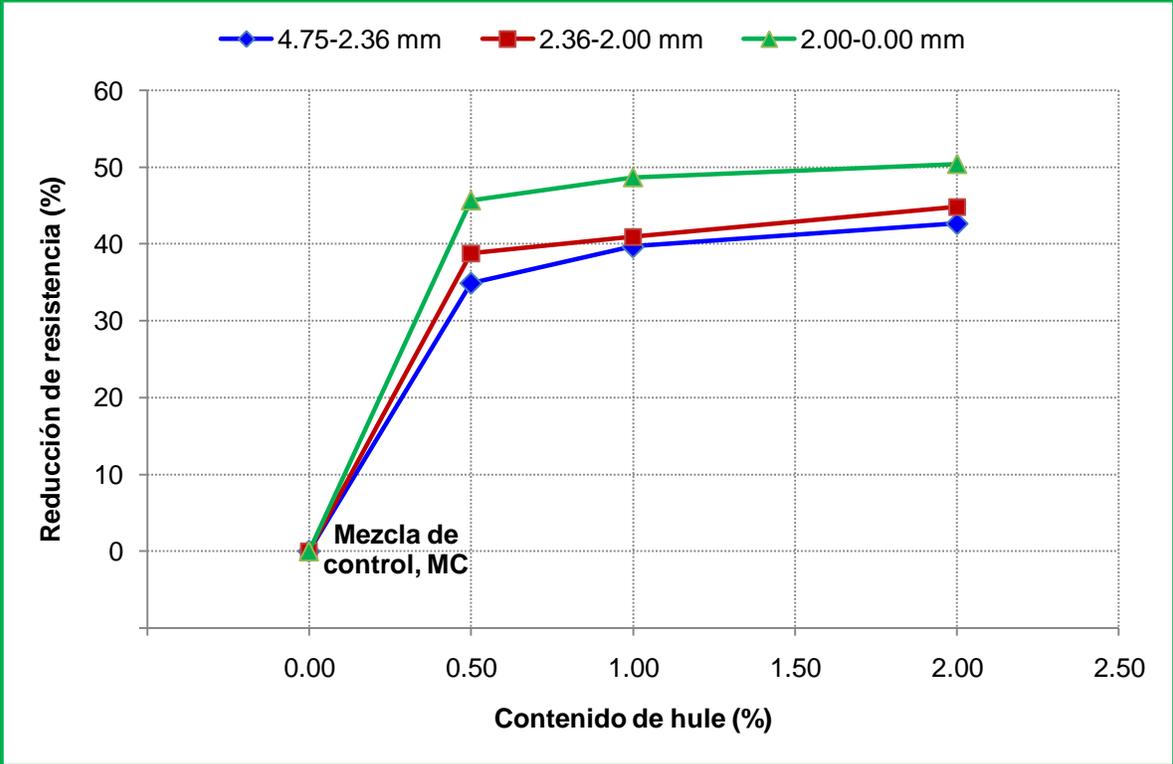


Figura 4.5 Reducción de la resistencia a la compresión (28 días), respecto a MC, en función del contenido de hule.

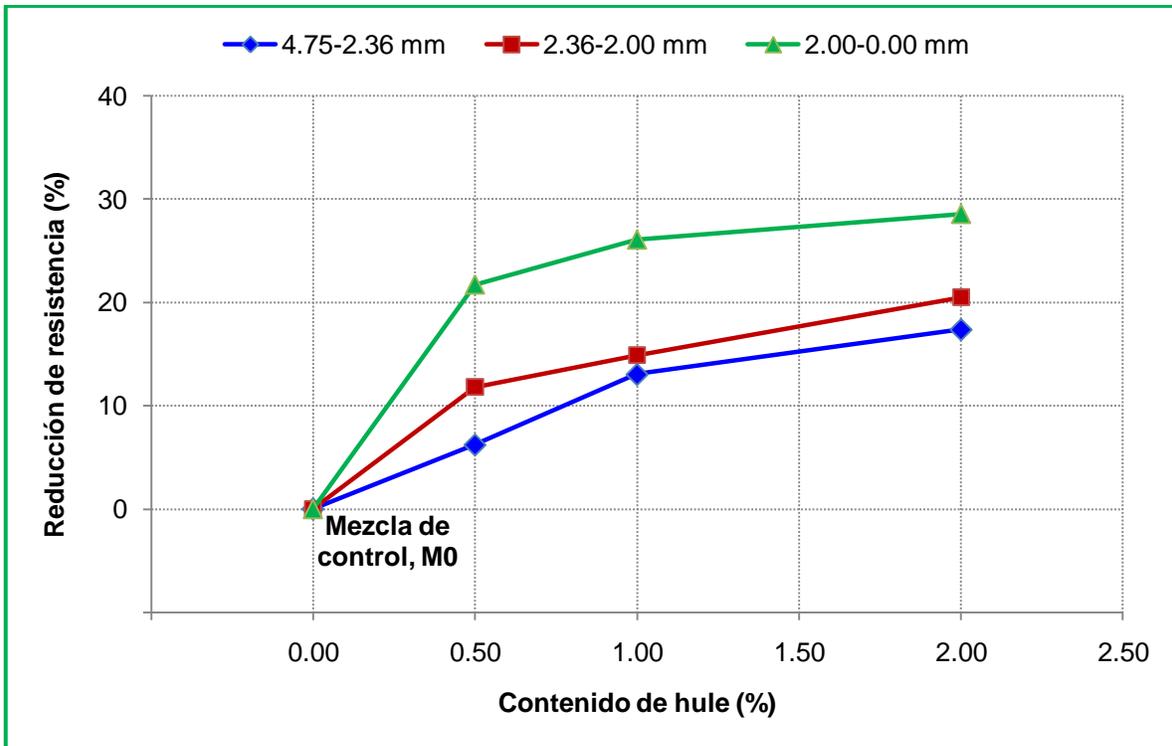


Figura 4.6 Reducción de la resistencia a la compresión (28 días), respecto a M0, en función del contenido de hule.

La resistencia a la compresión a 28 días de edad, como una función del tamaño nominal de las partículas de hule, para los diferentes contenidos de hule se presenta en la Figura 4.7.

La tendencia de la reducción de la resistencia a la compresión es notablemente influenciada por el tamaño nominal de las partículas de hule. La comparación entre las tres fracciones de tamaño utilizadas en la investigación indica que las mezclas con fibras de hule con un tamaño nominal de 4.75–2.36 mm tienen la menor pérdida en la resistencia, la cual está entre 6% y 17%, respecto a la mezcla de control M0. La fracción de tamaño de partículas de 2.00–0.00 mm es la que más afecta desfavorablemente a la resistencia, con una pérdida de entre 22% y 29%, respecto a la mezcla de control M0.

Estudios previos también indican que la mayor reducción de la resistencia a la compresión del concreto con consumo de hule de neumáticos es observada con el empleo de porcentajes de hule más altos y que el tamaño de las partículas de este material también afecta desfavorablemente a la resistencia (Topçu, 1995).

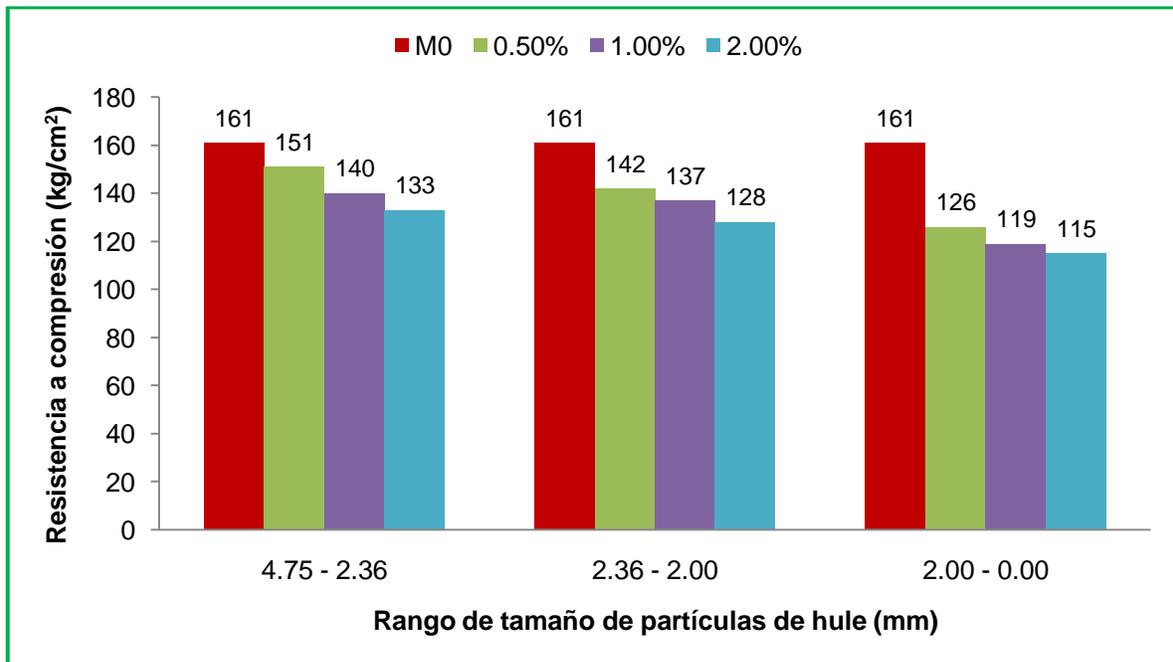


Figura 4.7 Resistencia a la compresión (28 días) de las mezclas de concreto en función del tamaño nominal de las partículas de hule.

Con toda esta evidencia experimental se puede concluir que hay una tendencia a la disminución de la resistencia a la compresión con el aumento en el consumo de hule reciclado de neumáticos. De los especímenes de prueba ensayados, también se puede concluir que entre mayor sea la longitud de las fibras de hule, mayor es la adherencia que se desarrolla con la matriz del concreto; y por tanto, la pérdida de resistencia es menor.

4.4 Resistencia a la flexión

La resistencia a la flexión de cada una de las 11 mezclas de concreto (MC, M0, M1, M2, M3, M4, M5, M6, M7, M8 y M9) fue medida a las edades de 7, 14, 28 y 90 días y los resultados se presentan en la Tabla 4.3. Los resultados de la resistencia a la flexión del concreto también se muestran en las Figuras 4.8 a 4.15.

Tabla 4.3 Resistencia a la flexión del concreto endurecido.

Mezcla	Tamaño de hule (mm)	Ceniza volante (%)	Hule (%)	Resistencia a la flexión, R (kg/cm ²)			
				7 días	14 días	28 días	90 días
MC	-	0	0.00	28.34	30.21	34.87	36.48
M0	-	20	0.00	22.24	26.47	28.12	32.07
M1	4.75 - 2.36	20	0.50	20.84	33.76	34.27	36.32
M2	2.36 - 2.00	20	0.50	18.73	31.14	33.55	36.01
M3	2.00 - 0.00	20	0.50	23.05	29.33	30.85	35.76
M4	4.75 - 2.36	20	1.00	24.57	25.57	31.64	34.47
M5	2.36 - 2.00	20	1.00	24.86	29.44	31.81	33.91
M6	2.00 - 0.00	20	1.00	21.85	27.88	30.11	32.75
M7	4.75 - 2.36	20	2.00	20.10	24.92	29.02	31.75
M8	2.36 - 2.00	20	2.00	20.39	23.24	28.84	30.63
M9	2.00 - 0.00	20	2.00	20.49	23.39	28.21	30.10

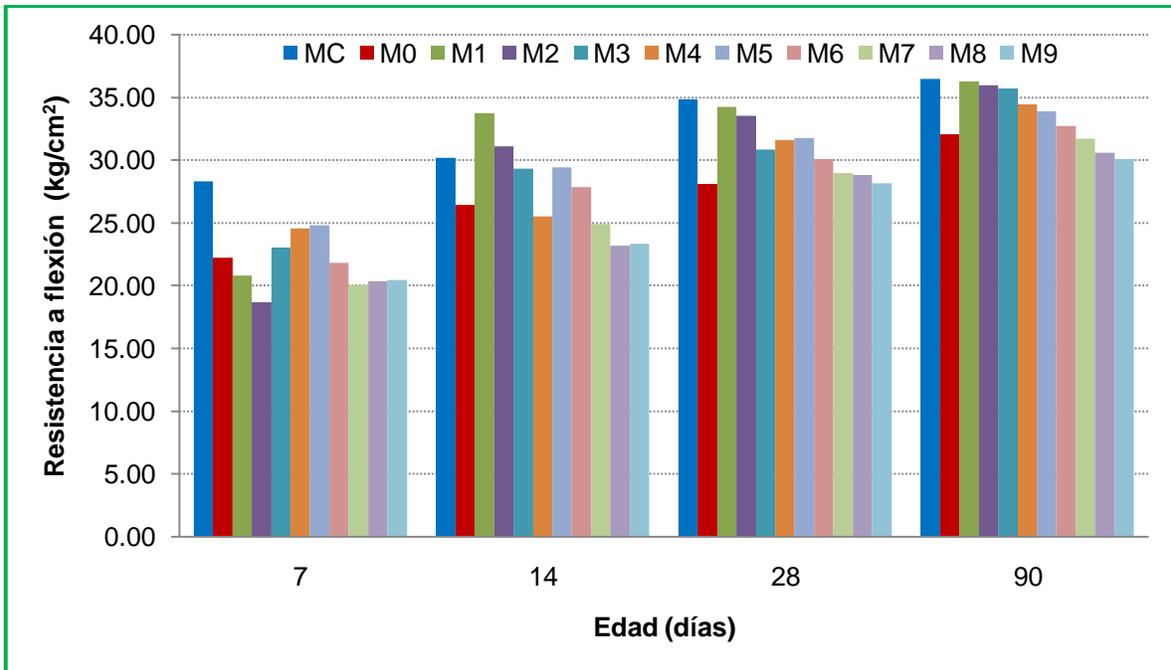


Figura 4.8 Evolución de la resistencia a la flexión de las mezclas de concreto.

La Figura 4.8 revela que la resistencia a la flexión del concreto disminuye con el empleo de la ceniza volante tipo F en sustitución del cemento Portland. Cuando se compara con el concreto simple, mezcla de control MC, la presencia de la ceniza volante en el concreto disminuye la resistencia a la flexión a 28 días en 19% para la mezcla M0, que tiene una tasa de reemplazo del 20% de ceniza volante. Siddique (2004) también reporta la reducción de la resistencia a la flexión para concretos con diferentes porcentajes de sustitución de cemento Portland con ceniza volante clase F. Este comportamiento también se presenta en las mezclas de concreto adicionadas con hule reciclado de neumáticos utilizadas en esta investigación. La pérdida de la resistencia a la flexión disminuye con el tiempo debido al comienzo de la reacción puzolánica de la ceniza volante, llegando a reducirse el porcentaje de pérdida de la mezcla M0 a solo 12%, respecto a la mezcla MC a los 90 días de edad. Esto también sucede en los concretos que contienen hule de neumáticos. En esta Figura 4.8 también se puede observar que la adición de fibras de hule reciclado de neumáticos al concreto sí recupera la pérdida de resistencia a la flexión ocasionada por el uso de la ceniza volante.

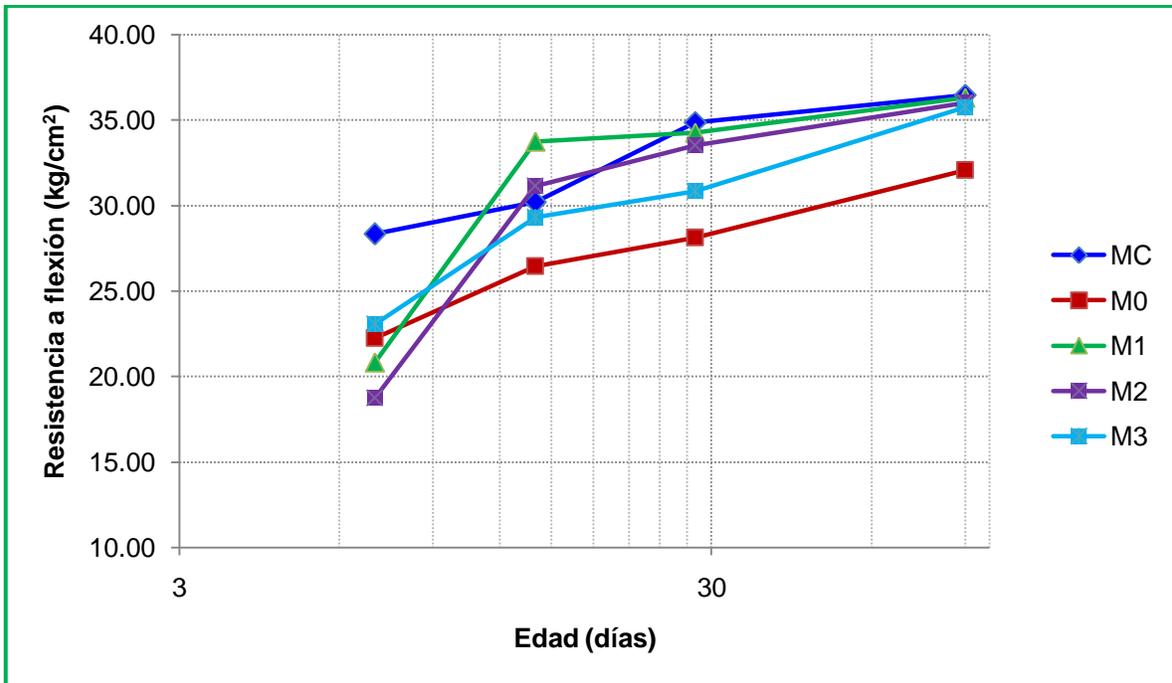


Figura 4.9 Evolución de la resistencia a la flexión del concreto que contiene 0.50% de hule.

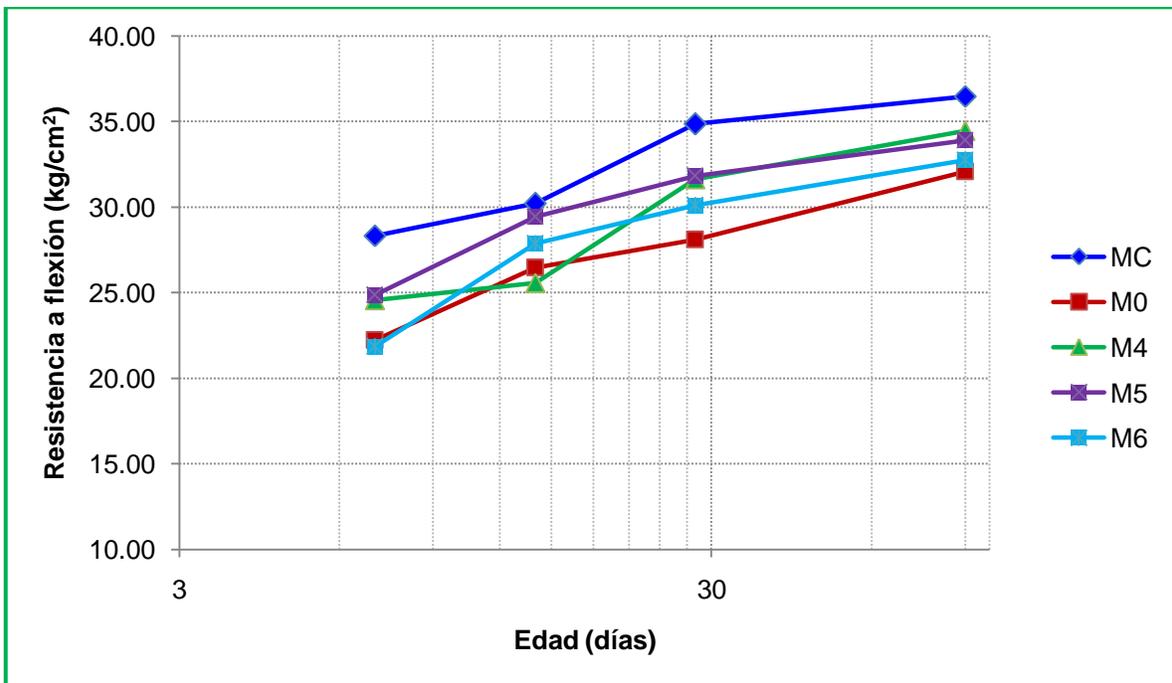


Figura 4.10 Evolución de la resistencia a la flexión del concreto que contiene 1.00% de hule.

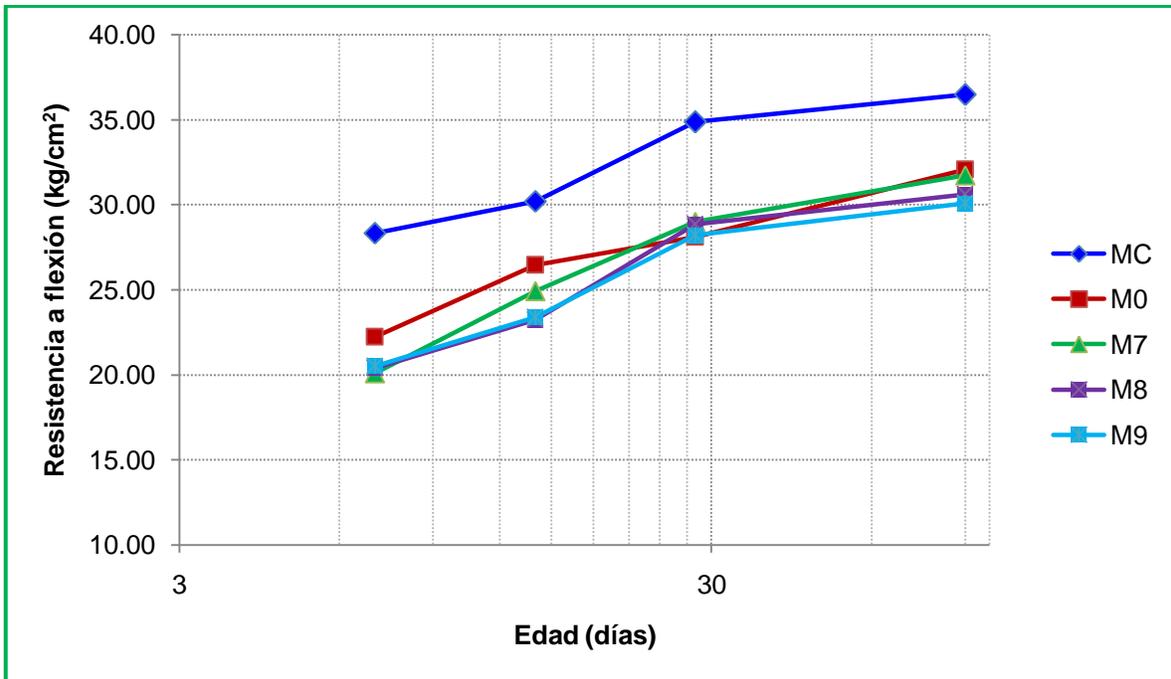


Figura 4.11 Evolución de la resistencia a la flexión del concreto que contiene 2.00% de hule.

En las Figuras 4.9 a 4.11 se muestra el desarrollo de la resistencia a la flexión del concreto a través del tiempo (7, 14, 28 y 90 días) para los tres diferentes contenidos de hule y con un 20% de sustitución de ceniza volante. Para estos tres contenidos de hule reciclado de neumáticos, 0.50%, 1.00% y 2.00%, la resistencia a la flexión tiene un incremento tal que recupera la pérdida ocasionada por el uso de la ceniza volante y, en la mayoría de las mezclas, se genera una ganancia adicional de resistencia respecto a la mezcla M0.

Un análisis más detallado de las Figuras 4.9 a 4.11 muestra que para las mezclas M1, M2 y M3, la resistencia a la flexión perdida por la utilización de la ceniza volante es recuperada desde los 14 días de curado; incluso, a esta edad las mezclas M1 y M2 presentan una resistencia a la flexión más alta que la mezcla de control MC. En las mezclas M4, M5 y M6, a los 14 días de curado, la tasa de recuperación de la resistencia a la flexión es menor, estando la resistencia obtenida en estas mezclas por debajo de la resistencia que presenta la mezcla de

control MC, que es de 30.21 kg/cm². A los 14 días, las mezclas M7, M8 y M9 no ayudan a recuperar la resistencia perdida por la ceniza volante, presentando estas mezclas una reducción adicional en la resistencia hasta del 12% para la mezcla M8 respecto a la mezcla M0. Para la edad de referencia de 28 días, las nueve mezclas de concreto, M1 a M9, que contienen hule de neumáticos de desecho exhiben una resistencia a la flexión más alta que la mezcla de control M0; sin embargo, con cada incremento en el porcentaje de consumo de hule el rango de mejora en la resistencia se reduce hasta 0% para la mezcla M9. Esta tendencia de las mezclas M1 a M9 continúa para la edad de 90 días. En la mezcla M0 a la edad de 90 días se nota como hay una mayor rapidez en la ganancia de resistencia a la flexión respecto a la mezcla de control MC, evidenciándose de nueva cuenta que la mayor cantidad de actividad puzolánica de la ceniza volante se da a largo plazo.

La relación entre el porcentaje de contenido de hule reciclado de neumáticos y la reducción o incremento de la resistencia a la flexión a 28 días, con respecto a las mezclas MC y M0, se muestra en las Figuras 4.12 y 4.13.

En la Figura 4.12, tomando como referencia la mezcla de control MC, se puede observar que el consumo de hule reciclado de neumáticos reduce la resistencia a la flexión del concreto. Se puede decir que a mayor contenido de hule en el concreto, mayor es la reducción de la resistencia. Un análisis más detallado de esta figura revela que el incremento del contenido de hule mantiene una relación lineal con el porcentaje de pérdida de resistencia a la flexión. Los resultados obtenidos revelan que la reducción de la resistencia a la flexión para los diferentes contenidos de hule varía desde 2% (0.50% de hule) hasta 19% (2.00% de hule), con respecto a la mezcla de control MC.

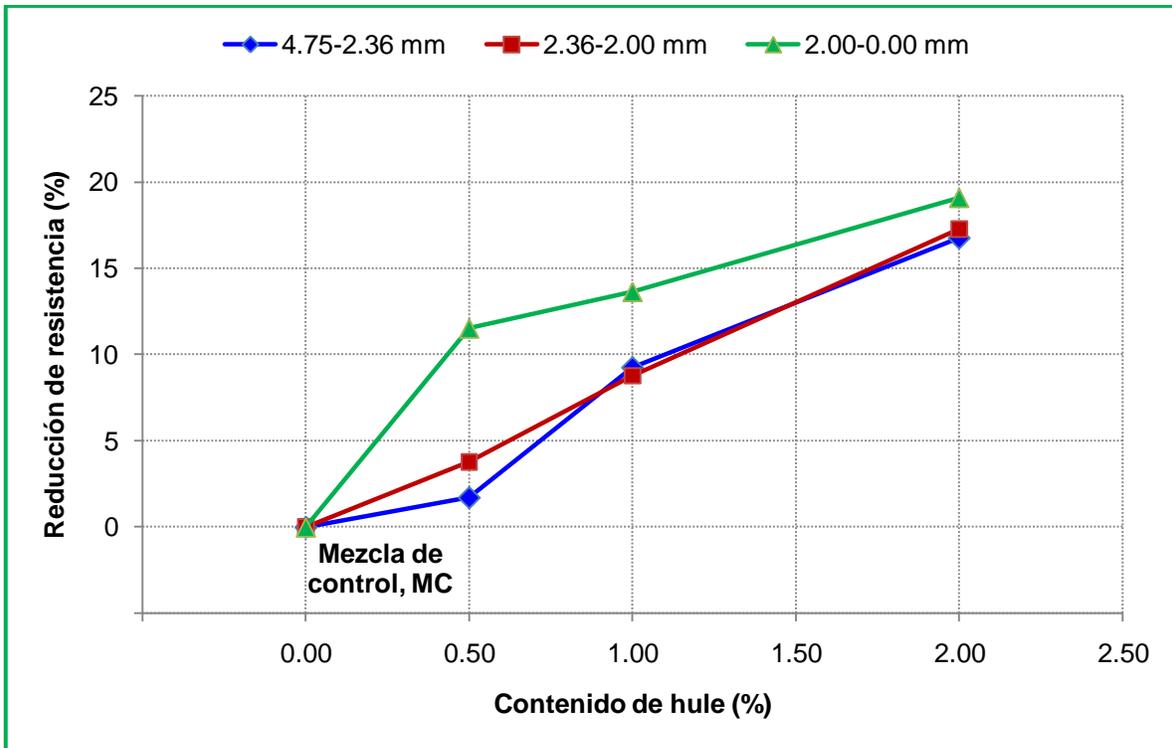


Figura 4.12 Reducción de la resistencia a la flexión (28 días), respecto a MC, en función del contenido de hule.

En la Figura 4.13, para la resistencia a la flexión, las mezclas de concreto con contenido de hule reciclado de neumáticos exhiben valores más altos que la resistencia obtenida para la mezcla de control M0, probablemente debido al efecto de las fibras de hule. Las mezclas con un contenido de fibras de hule de 0.50% presentan los mayores incrementos en la resistencia a la flexión, con un aumento máximo del 22% para la mezcla M1. La adición de hule en el concreto no tiene efectos favorables tan significativos en la resistencia a la flexión para contenidos del 1% y 2%, los cuales presentan incrementos máximos del 13% y 3%, respectivamente. Sin embargo, las resistencias de concretos con estos consumos de hule aún están por encima de la resistencia de la mezcla de referencia M0.

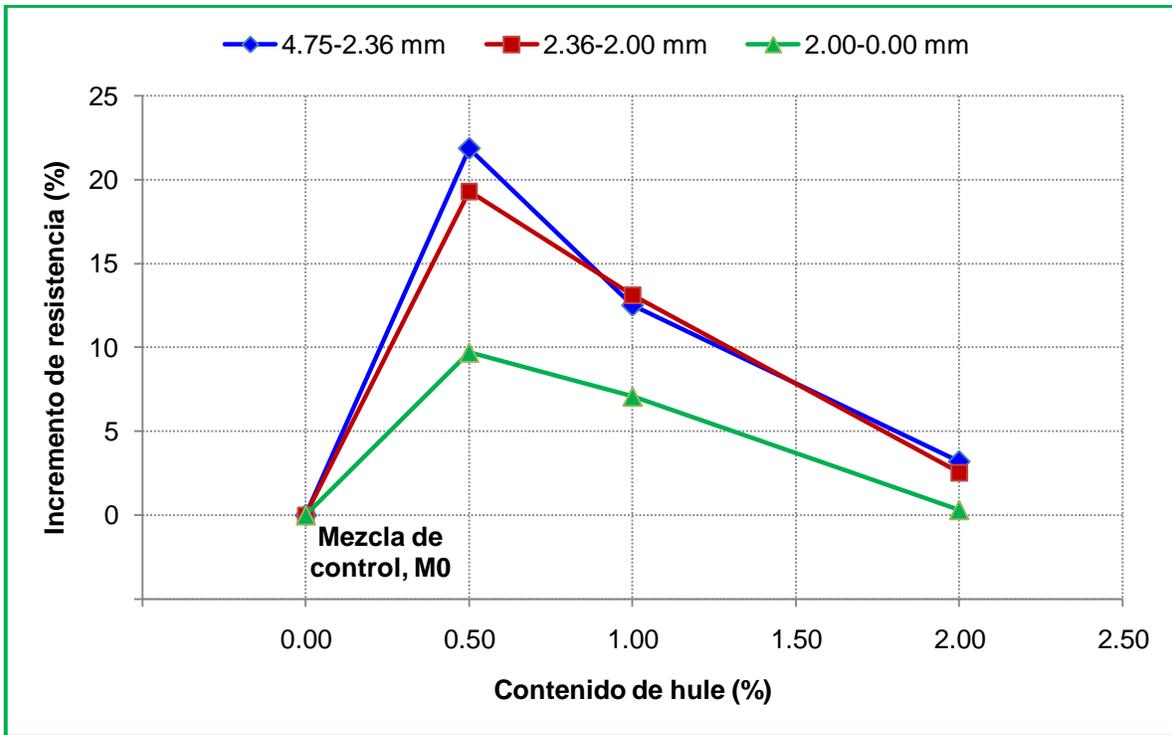


Figura 4.13 Incremento de la resistencia a la flexión (28 días), respecto a M0, en función del contenido de hule.

La resistencia a la flexión a 28 días como una función del tamaño nominal de las partículas de hule para los diferentes contenidos de hule se presenta en la Figura 4.14. La tendencia del incremento en la resistencia a la flexión es influenciada por el tamaño nominal de las partículas de hule. La comparación entre las tres fracciones de tamaño utilizadas en la investigación indica que las partículas de hule en forma de fibras con un tamaño nominal de 4.75–2.36 mm ocasionan el mayor incremento en la resistencia del concreto, el cual oscila entre 22% y 3% respecto a la mezcla de control M0. Las fibras de hule con un tamaño de fracción de 2.36–2.00 mm tienen menor impacto en el incremento de la resistencia, aunque tienden hacia los mismos porcentajes obtenidos para la fracción más grande. La fracción de tamaño 2.00–0.00 mm es la que menos afecta favorablemente a la resistencia, presentando un incremento máximo del 10% para la mezcla M3 respecto a la mezcla de referencia M0.

Los resultados obtenidos sugieren que es ventajoso incluir las fracciones de tamaño con forma de fibras (4.75–2.36 mm y 2.36–2.00 mm) en el concreto. Esto se ve apoyado por el hecho de que las mezclas M1, M2, M4 y M5 presentan una resistencia a la flexión más alta que la resistencia obtenida en las mezclas con fracciones de tamaño 2.00–0.00 mm. Li et al. (2004) reportan también que la longitud de las fibras de hule de neumáticos de desecho tiene un efecto considerable en la resistencia a la flexión del concreto.

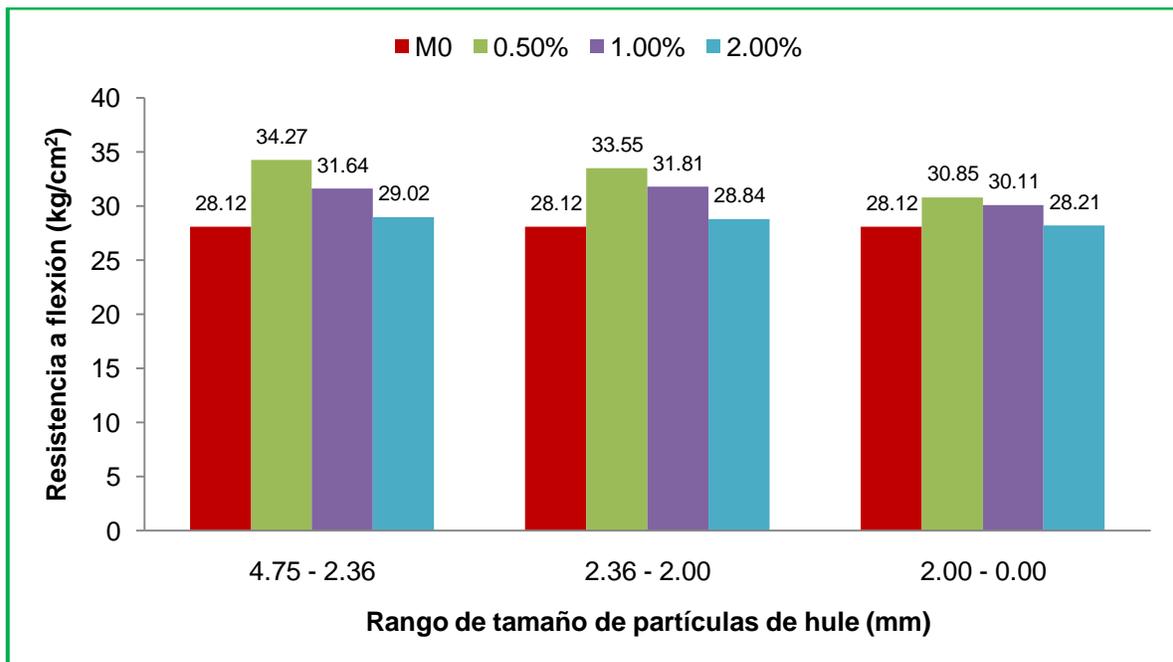


Figura 4.14 Resistencia a la flexión (28 días) de las mezclas de concreto en función del tamaño nominal de las partículas de hule.

El porcentaje que representa la resistencia a la flexión con respecto a la resistencia a la compresión de cada mezcla se indica en la Figura 4.15. Como se puede observar, estos porcentajes son considerablemente superiores para las mezclas que contienen hule reciclado de neumáticos (mezclas M1 a M9) en comparación con los porcentajes que presentan los concretos sin adición de hule (mezclas MC y M0).

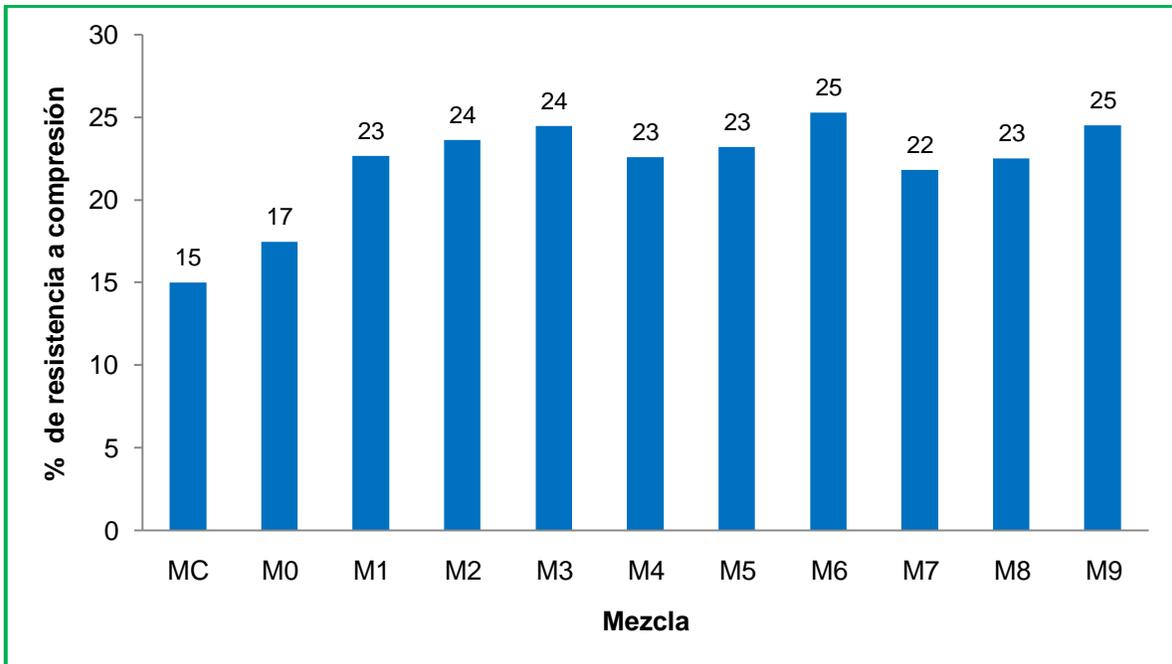


Figura 4.15 Relación entre la resistencia a la flexión y la resistencia a la compresión, a 28 días, de las mezclas de concreto.

De acuerdo con las NTC-RCDF la resistencia a la flexión teórica del concreto (módulo de ruptura) se calcula como 2 y 1.4 veces $\sqrt{f_c}$ para concretos clase 1 y clase 2, respectivamente. En la Tabla 4.4 se presentan los resultados teóricos obtenidos y se exhibe claramente que la resistencia a la flexión experimental es superior a la resistencia calculada teóricamente, ya sea para concretos clase 1 o clase 2.

Tabla 4.4 Resistencia a la flexión teórica (NTC-RCDF).

Mezcla	Tamaño de hule (mm)	Ceniza volante (%)	Hule (%)	Resistencia a 28 días (kg/cm ²)		R teórico (kg/cm ²)	
				f'c	R	Clase 1	Clase 2
MC	-	0	0.00	232	34.87	30.46	21.32
M0	-	20	0.00	161	28.12	25.38	17.76
M1	4.75 - 2.36	20	0.50	151	34.27	24.58	17.20
M2	2.36 - 2.00	20	0.50	142	33.55	23.83	16.68
M3	2.00 - 0.00	20	0.50	126	30.85	22.45	15.71
M4	4.75 - 2.36	20	1.00	140	31.64	23.66	16.57
M5	2.36 - 2.00	20	1.00	137	31.81	23.41	16.39
M6	2.00 - 0.00	20	1.00	119	30.11	21.82	15.27
M7	4.75 - 2.36	20	2.00	133	29.02	23.07	16.15
M8	2.36 - 2.00	20	2.00	128	28.84	22.63	15.84
M9	2.00 - 0.00	20	2.00	115	28.21	21.45	15.01

Del análisis de los resultados obtenidos en la prueba de resistencia a la flexión de los concretos con contenido de hule queda claro que estos resultados muestran un comportamiento por demás aleatorio aunque satisfactorio, ya que no se presentan (a la edad de referencia de 28 días) resistencias a la flexión por debajo de la resistencia de la mezcla de control M0. La aleatoriedad de los resultados se atribuye a la disposición de las fibras al interior del concreto; es decir, a su distribución y orientación; siendo estas variables imposibles de controlar durante el proceso de elaboración, colocación y compactación del concreto fresco.

El incremento de la resistencia a la flexión del concreto con contenido de hule se explica a continuación:

Bajo la acción de cargas de flexión, en la viga de concreto se originan esfuerzos de tensión y compresión dependiendo de la posición y la distancia desde el eje neutro. En la carga de falla el esfuerzo de compresión resultante está cercano al 6%–10% de la resistencia a la compresión del material, por lo cual no juega un papel importante para la falla por compresión. Sin embargo, el esfuerzo resultante de tensión por flexión si juega un papel importante para la falla de la viga. Las fibras de hule aleatoriamente distribuidas y orientadas controlan las grietas generadas por la carga de falla y las “cosen”. Por lo tanto, como las fibras de hule controlan estas grietas, la carga para la falla de la viga tiene que incrementarse para causar más grietas y así poder provocar la falla. De esta manera la adición de fibras de hule incrementa la resistencia a la flexión del material (Mehta y Monteiro, 1998; Atis y Karahan, 2009).

Es bien sabido que la resistencia a la tensión de materiales dúctiles es más alta que la de los materiales frágiles. Sobre la base de esta aseveración y por toda la evidencia experimental obtenida, se puede concluir entonces que las fibras de hule de neumáticos de desecho hacen al concreto menos frágil y más dúctil.

4.5 Tenacidad

El índice de tenacidad de cada una de las 11 mezclas de concreto (MC, M0, M1, M2, M3, M4, M5, M6, M7, M8 y M9) fue determinado en la prueba de compresión a la edad de 28 días y los resultados se presentan en la Tabla 4.5. El comportamiento, en compresión, carga aplicada vs deformación para todas las mezclas de concreto también se puede observar en la Figura 4.16.

Tabla 4.5 Valores del índice de tenacidad de las mezclas de concreto a 28 días.

Mezcla	Tamaño de hule (mm)	Ceniza volante (%)	Hule (%)	Tenacidad (ton•mm)		T _i
				T _{100%}	T _{80%}	
MC	-	0	0.00	12.60	13.31	1.06
M0	-	20	0.00	7.78	9.05	1.16
M1	4.75 - 2.36	20	0.50	4.76	7.27	1.53
M2	2.36 - 2.00	20	0.50	6.14	8.48	1.38
M3	2.00 - 0.00	20	0.50	4.87	9.81	2.01
M4	4.75 - 2.36	20	1.00	4.94	7.30	1.48
M5	2.36 - 2.00	20	1.00	5.55	8.83	1.59
M6	2.00 - 0.00	20	1.00	7.25	9.52	1.31
M7	4.75 - 2.36	20	2.00	5.20	7.24	1.39
M8	2.36 - 2.00	20	2.00	5.52	7.22	1.31
M9	2.00 - 0.00	20	2.00	4.39	6.53	1.49

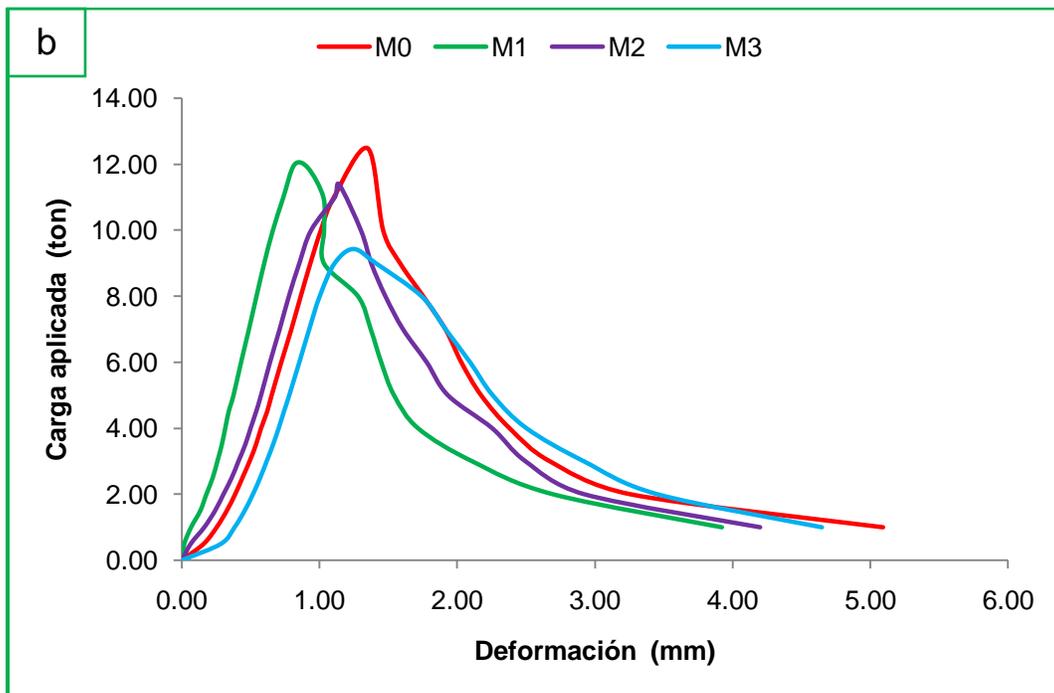
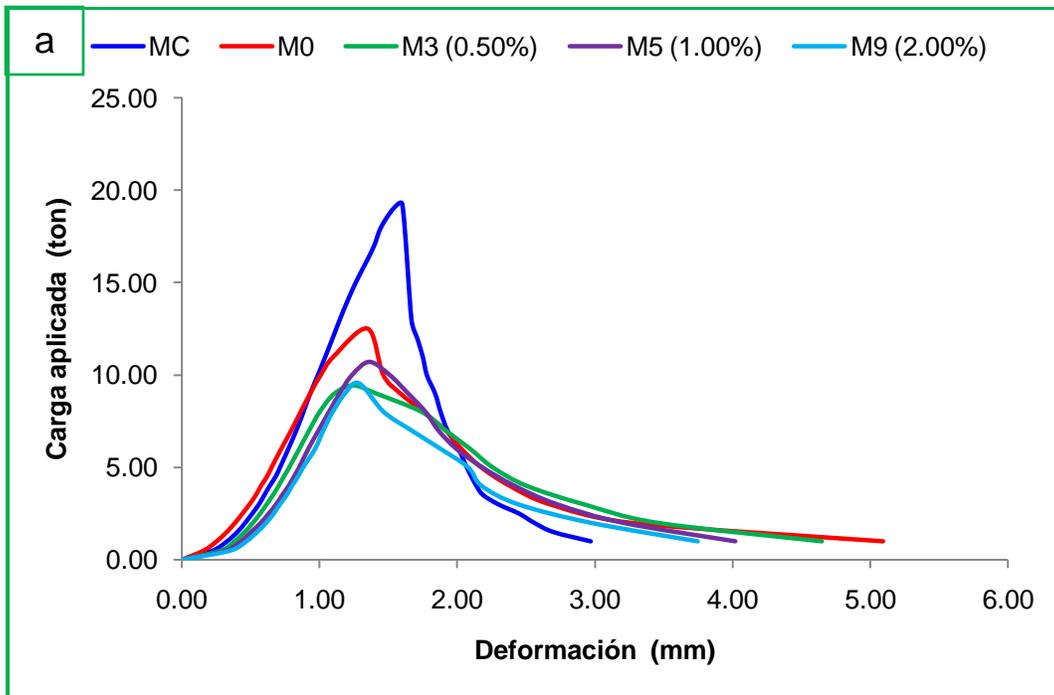


Figura 4.16 Respuesta carga aplicada vs deformación para la prueba de compresión simple, a 28 días, de las mezclas de concreto: (a) respuesta representativa de los diferentes tipos de concreto, respuesta del concreto con (b) 0.50%, (c) 1.00% y (d) 2.00% de contenido de hule reciclado de neumáticos.

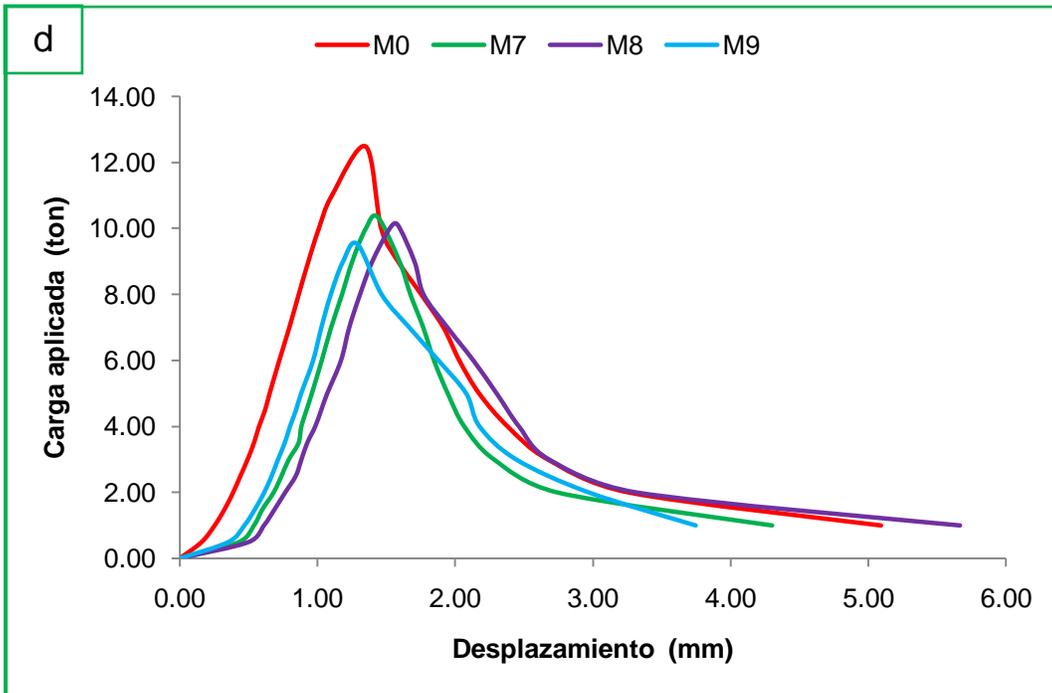
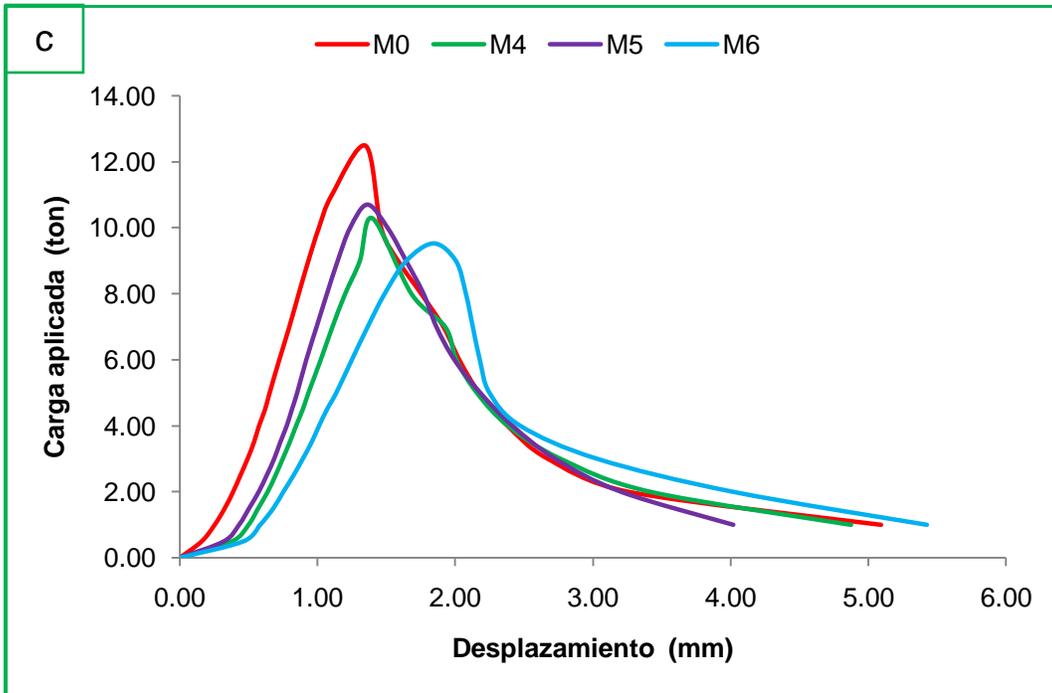


Figura 4.16 (Continuación).

El concreto con contenido de hule reciclado de neumáticos en porcentajes de 0.50%, 1.00% y 2.00% exhibe una mayor tenacidad en comparación con el concreto simple (mezclas de control MC y M0). El índice de tenacidad (T_i) se maximiza en 0.50% de contenido de hule. Más allá de este porcentaje, el índice de tenacidad disminuye debido a la reducción sistemática de la resistencia del concreto.

En la Figura 4.16, los segmentos de las curvas que están antes de la carga máxima representan la etapa en la cual la matriz del concreto soporta casi por completo la carga y el papel de las fibras de hule es poco importante. Después de alcanzar la carga máxima, los subsecuentes segmentos de estas gráficas representan la etapa en la cual la carga o esfuerzo es transferido progresivamente de la matriz del concreto a las fibras de hule. La forma de esta parte de la curva carga aplicada vs deformación está controlada por varios factores, entre los cuales están la longitud de las fibras de hule y el contenido de las mismas al interior del concreto.

La tenacidad describe como un material reaccionará ante la acción de carga repentina. Así que, en comparación con el concreto simple, el concreto adicionado con hule será capaz de reducir la propagación de grietas, de evitar fallas catastróficas y de absorber cargas dinámicas. Esta significativa energía de absorción indica que puede ser usado para aplicaciones donde la resistencia al impacto sea necesaria o donde el amortiguamiento de las vibraciones sea requerido (Fattuhi y Clark, 1996). Esto sugiere que el concreto con hule puede ser recomendado para estructuras localizadas en zonas de alto riesgo sísmico y también para la producción de durmientes de ferrocarril (Ling et al., 2009).

4.6 Patrón de falla de los especímenes de concreto en las pruebas de compresión y flexión

La falla en los especímenes de las mezclas de control, MC y M0, es abrupta debido a la inmediata propagación de la primer grieta que aparece en el concreto. Todo lo contrario sucede con los especímenes de concreto que contienen hule reciclado de neumáticos, en los cuales la falla se da en forma más gradual y uniforme. Esto ocurre porque el concreto se vuelve más flexible (dúctil) con la adición del hule. Estos concretos son capaces de retener parte de la carga bajo grandes deformaciones, aun después de haber alcanzado la carga última. A esta propiedad se le conoce como resistencia residual.

Los diferentes patrones de falla que se presentan en los especímenes cilíndricos en la prueba de compresión a 28 días se muestran en la Figura 4.17. Como se puede observar, en la mezcla de referencia MC, los especímenes ensayados sufren una separación casi total de la matriz del concreto. En contraste, para los especímenes que contienen fibras de hule, la falla no está acompañada por la desintegración de la matriz del concreto a pesar de haber perdido una cantidad considerable de resistencia. Este cambio en el patrón de falla del concreto adicionado con hule se debe al efecto de “puenteo” que ejercen las fibras en las zonas donde se originan las grietas.

También debe comentarse que los especímenes de las mezclas M1 a M9 exhiben grandes deformaciones, tanto verticales como laterales, en comparación con los especímenes de las mezclas MC y M0.



Figura 4.17 Patrones de falla de los cilindros de concreto en la prueba de compresión a 28 días.

La Figura 4.18 muestra las superficies fracturadas de la sección transversal de vigas de concreto después de haber sido ensayadas bajo cargas de flexión. Como se puede observar, las mezclas de control y las mezclas con 0.50% de contenido de hule exhiben una falla de tipo frágil. Este tipo de especímenes al momento de fallar se dividen en dos partes, mientras que los especímenes de las mezclas con contenido de hule de 1.00% y 2.00% presentan una capacidad mayor para deformarse sin que exista una separación total. Aquí nuevamente son las fibras de hule las que ayudan a las vigas a mantenerse en una sola pieza.

Estudios previos realizados por Khatib y Bayomy (1999) y por Yilmaz y Degirmenci (2009) también indican que a medida que el contenido de hule se incrementa, la falla en el concreto tiende a ser gradual.

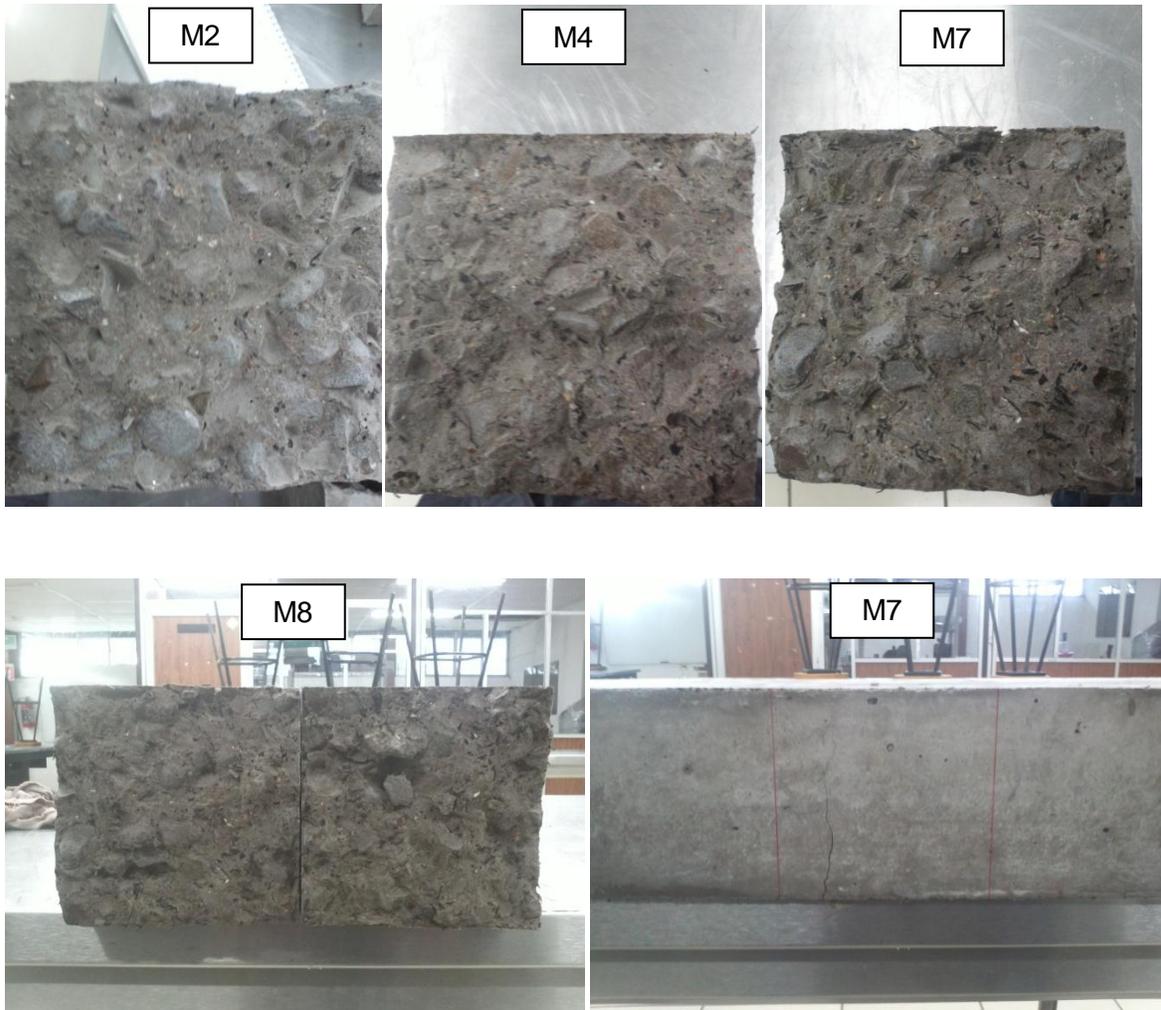


Figura 4.18 Superficies de fractura de las vigas de concreto en la prueba de flexión a 28 días.

V. CONCLUSIONES

Las siguientes conclusiones se han extraído de la presente investigación:

1. La utilización de ceniza volante tipo F como sustituto del cemento Portland en las mezclas de concreto aumenta la trabajabilidad. La influencia de la ceniza volante es principalmente atribuida a la forma esférica de sus partículas.
2. La adición de fibras de hule reciclado de neumáticos dentro del concreto causa una disminución en la trabajabilidad. El incremento del contenido de hule reduce adicionalmente la trabajabilidad. Esta disminución se debe a que las partículas de hule dificultan la fluidez en el concreto fresco.
3. A medida que el contenido de hule se incrementa en las mezclas de concreto, el peso unitario tiene una disminución cada vez mayor. Estas reducciones son atribuidas al bajo peso específico del hule reciclado de neumáticos utilizado en la investigación. Esto sugiere que este tipo concreto puede ser utilizado como un concreto estructural ligero.
4. La reducción de la resistencia a la compresión de las mezclas de concreto es debida a la sustitución del cemento Portland con ceniza volante tipo F, resultando en una lenta reacción puzolánica de la ceniza volante a edades tempranas.
5. La adición de fibras de hule reciclado de neumáticos en el concreto no recupera la pérdida de resistencia a la compresión ocasionada por la ceniza volante; sin embargo, esta incorporación de hule sí provoca una disminución adicional en la resistencia.

6. La reducción adicional de la resistencia a la compresión es debida a las dificultades físicas para proporcionar una distribución homogénea de las fibras de hule en el concreto fresco. Este fenómeno también se puede deber a: las propiedades físicas de las partículas de hule (menos rígidas y menos densas), la baja adherencia (interacción) que se desarrolla en la interfase entre la matriz cemento–ceniza volante y las fibras de hule, la reducción de la consistencia en el concreto fresco.
7. Se presenta una tendencia a la disminución de la resistencia a la compresión del concreto con el aumento en el consumo de hule y con la disminución del tamaño nominal de las partículas de hule utilizadas.
8. Entre mayor sea la longitud de las fibras de hule, mayor es la adherencia que se desarrolla entre éstas y la matriz cemento–ceniza volante; y por tanto, la pérdida de resistencia a la compresión es menor.
9. La resistencia a la flexión del concreto disminuye debido al empleo de ceniza volante tipo F en sustitución parcial del cemento Portland.
10. La adición de fibras de hule reciclado de neumáticos sí recupera la pérdida de resistencia a la flexión del concreto ocasionada por la ceniza volante y, para todas las mezclas elaboradas, genera un incremento adicional en la resistencia.
11. La mejora que presenta la resistencia a la flexión del concreto adicionado con hule reciclado de neumáticos es debida al efecto de “puenteo” que ejercen las fibras en las zonas donde se originan las grietas.
12. El contenido óptimo de hule reciclado de neumáticos que provoca el máximo incremento de la resistencia a la flexión es del 0.50%.

13. Es ventajoso adicionar al concreto hule con fracciones de tamaño en forma de fibras: 4.75–2.36 mm y 2.36–2.00 mm.
14. Entre mayor sea la longitud de las fibras de hule utilizadas en el concreto, mayor es la adherencia de éstas con la matriz cemento-ceniza volante; y por tanto, la ganancia de resistencia a la flexión es mayor.
15. Las fibras de hule hacen que el concreto tenga un comportamiento menos frágil y más dúctil. La resistencia a la tensión de materiales dúctiles es más alta que la de los materiales frágiles.
16. A medida que aumenta el contenido de hule en el concreto, éste posee una mayor tenacidad y se presenta una mayor absorción de energía (energía plástica).
17. El concreto reforzado con hule es capaz de reducir la propagación de grietas, evitar fallas catastróficas y absorber cargas dinámicas.
18. El concreto adicionado con fibras de hule reciclado de neumáticos y ceniza volante estudiado en esta investigación puede ser recomendado para su utilización en estructuras de concreto que soporten cargas moderadas localizadas en zonas de alto riesgo sísmico.
19. Este tipo de concreto también se podría utilizar para aplicaciones tales como: banquetas, firmes, pisos industriales (fábricas, almacenes), pavimento en carreteras y elementos prefabricados. Otra de las principales áreas de oportunidad sería para aplicaciones de mampostería, en donde la alta resistencia no es tan demandante.
20. La utilización de estos residuos industriales (ceniza volante y hule de neumáticos de desecho), en grandes cantidades, en la industria de la construcción parece ser una solución razonable para los problemas ambientales y económicos. Logrando con esto un concreto sustentable.

21. El tratamiento con hidróxido de sodio (NaOH) de las fibras de hule reciclado de neumáticos y de la ceniza volante claramente provoca que el hule mejore su adherencia con la matriz del concreto y también ocasiona un pequeño incremento en la actividad puzolánica de la ceniza volante.

5.1 Recomendaciones

Se necesita llevar a cabo más investigaciones para poder caracterizar de una manera más completa y optimizar el concreto reforzado con fibras de hule reciclado de neumáticos. Sería deseable, por ejemplo:

- Dar a las fibras de hule un pretratamiento diferente al del hidróxido de sodio (NaOH); ya sea un tratamiento físico, químico o mecánico, con el fin de maximizar la adherencia con la matriz del concreto.
- Realizar un análisis microestructural de diferentes muestras de concreto por medio de micrografías obtenidas con un microscopio electrónico de barrido (SEM), con el fin de estudiar la interacción que se desarrolla en la interfase entre las fibras de hule y la matriz del concreto.
- Aumentar la relación de aspecto de las fibras de hule hasta encontrar su longitud crítica.
- Utilizar fibras de hule mezcladas con alambres de acero para incrementar su rigidez.
- Estudiar las características de durabilidad del concreto reforzado con fibras de hule bajo condiciones de desgaste adversas.
- Evaluar el desempeño del concreto reforzado con fibras de hule ante la acción de cargas dinámicas.

BIBLIOGRAFÍA

- Agarwal, B.D., Broutman, L.J. 1980. Analysis and performance of fiber composites. John Wiley & Sons, New York.
- Ahmaruzzaman, M. 2010. A review on the utilization of fly ash. *Progress in Energy and Combustion Science* 36, 327–363.
- Aiello, M.A., Leuzzi, F. 2010. Waste tyre rubberized concrete: properties at fresh and hardened state. *Waste Management* 30, 1696–1704.
- Albano, C., Camacho, N., Reyes, J., Feliu, J.L., Hernández, M. 2005. Influence of scrap rubber addition to Portland concrete composites: destructive and non-destructive testing. *Composite Structures* 71, 439–446.
- Arroyo, M., Ibarra, L. 1994. Fibras orgánicas cortas como refuerzo de matrices poliméricas. Instituto de Ciencia y Tecnología de Polímeros, CSIC. México.
- Atahan, A.O., Yücel, A.Ö. 2012. Crumb rubber in concrete: static and dynamic evaluation. *Construction and Building Materials* 36, 617–622.
- Atis, C.D., Karahan, O. 2009. Properties of steel fiber reinforced fly ash concrete. *Construction and Building Materials* 23, 392–399.
- ACI 116–R–00. 2002. Terminología del cemento y del concreto. Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C. México, D.F.
- ACI 211.1–91. Reapproved 1997. Standard practice for selecting proportions for normal heavyweight, and mass concrete.
- ACI 232.2R–96. Reapproved 2002. Use of fly ash in concrete.
- ASTM C 29/C 29M–09. 2009. Standard test method for bulk density ("unit weight") and voids in aggregate.
- ASTM C 33–03. 2003. Standard specification for concrete aggregates.
- ASTM C 39/C 39M–03. 2003. Standard test method for compressive strength of cylindrical concrete specimens.
- ASTM C 78–02. 2002. Standard test method for flexural strength of concrete (using Simple beam with third-point loading).

- ASTM C 125–13a. 2013. Standard terminology relating to concrete and concrete aggregates.
- ASTM C 127–12. 2012. Standard test method for density, relative density (specific gravity), and absorption of coarse aggregate.
- ASTM C 128–12. 2012. Standard test method for density, relative density (specific gravity), and absorption of fine aggregate.
- ASTM C 136–96a. 1996. Standard test method for sieve analysis of fine and coarse aggregates.
- ASTM C 138/C 138M–13. 2013. Standard test method for density (unit weight), yield, and air content (gravimetric) of concrete.
- ASTM C 143–08. 2008. Standard test method for slump of hydraulic–cement concrete.
- ASTM C 192–07. 2007. Standard practice for making and curing concrete test specimens in the laboratory.
- ASTM C 496/C 496M–04. 2004. Standard test method for splitting tensile strength of cylindrical concrete specimens.
- ASTM C 566–97. Reapproved 2004. Standard test method for total evaporable moisture content of aggregate by drying.
- ASTM C 617/C 617M–12. 2012. Standard practice for capping cylindrical concrete specimens.
- ASTM C 618–12a. 2012. Standard specification for coal fly ash and raw or calcined natural pozzolan for use in concrete.
- Balaha, M., Badawy, A., Hashish, M. 2007. Effect of using ground waste tire rubber as fine aggregate on the behaviour of concrete mixes. *Indian J Eng Mater Sci* 14, 427–435.
- Baltazar, M. 2010. Contribución de la ceniza volante tipo “f” sobre las propiedades físicas y mecánicas de los concretos de cemento Portland. Universidad Autónoma de Querétaro: Tesis. Querétaro, México.
- Batayneh, M.K., Marie, I., Asi, I. 2008. Promoting the use of crumb rubber concrete in developing countries. *Waste Management* 28, 2171–2176.
- Chindaprasirt, P., Homwuttiwong, S., Sirivivatnanon, V. 2004. Influence of fly ash fineness on strength, drying shrinkage and sulfate resistance of blended cement mortar. *Cement and Concrete Research* 34, 1087–1092.

- Chiu, Chui-Te. 2008. Use of ground tire rubber in asphalt pavements: field trial and evaluation in Taiwan. *Resour Conserv Recycl* 52, 522–532.
- Delvasto, S., De Gutiérrez, R., López, M., Perdomo, F. 1996. Programa de investigación del uso de la fibra de Fique en la producción de elementos de construcción. Departamento de Materiales de Ingeniería. Universidad del Valle, Cali, Colombia. Memorias de la primera reunión de miembros del proyecto de precompetitividad VIII. 5 del CYTED.
- Durán-Herrera, A., Juárez, C.A., Valdez, P., Bentz, D.P. 2011. Evaluation of sustainable high-volume fly ash concretes. *Cement & Concrete Composites* 33, 39–45.
- Fattuhi, N.I., Clark, L.A. 1996. Cement based materials containing shredded scrap truck tyre rubber. *Construction and Building Materials* 10, 229–236.
- Gamero, P. 2008. Programa nacional para la prevención y gestión integral de los residuos. CINVESTAV. Saltillo, Coahuila, México.
- Ganjian, E., Khorami, M., Maghsoudi, A. 2009. Scrap-tyre-rubber replacement for aggregate and filler in concrete. *Constr Build Mater* 23, 1828–1836.
- Gao, P., Lu, X., Lin, H., Li, X., Hou, J. 2007. Effects of fly ash on the properties of environmentally friendly dam concrete. *Fuel* 86, 1208–1211.
- Gauthereau, J. 1991. Aspectos fundamentales del concreto. Universidad de Sonora: Tesis. Sonora, México.
- Ghaly, A., Cahill, J. 2005. Correlation of strength, rubber content, and water to cement ratio in rubberized concrete. *Can J Civil Eng* 32, 1075–1081.
- Guneyisi, E. 2010. Fresh properties of self-compacting rubberized concrete incorporated with fly ash. *Mater Struct*.
- Hanson, D.I., Donavon, P., James, R. 2005. Tire/pavement noise characteristics of HMA pavements. *J Assoc Asphalt Paving Technol* 74, 1005–1039.
- <http://www.andellac.com.mx/revista.html>. 2013.
- http://www.canacem.org.mx/la_industria_del_cemento.htm. 2013.
- Ibarra, M. 1996. Estudio y evaluación del concreto fibroreforzado con fibras naturales y su posible aplicación a la industria de la construcción. Universidad Autónoma de Querétaro: Tesis. Querétaro, México.
- Idorn, G.M., Henriksen, K.R. 1984. State of the art for fly ash uses in concrete. *Cement and Concrete Research* 14, 463–470.

- Imbabi, M.S., Carrigan, C., McKenna, S. 2013. Trends and developments in green cement and concrete technology. *International Journal of Sustainable Built Environment*.
- Jawed, L., Skainy, J. 1981. Hydration of tricalcium silicate in the presence of fly ash. *Proceedings, Symposium N, Effects of Fly Ash Incorporation in Cement and Concrete*. Materials Research Society, Pittsburgh, pp. 60–69.
- Joshi, R.C., Lothia, R.P. 1997. Fly ash in concrete: production, properties and uses. *Advances in concrete technology*, V. 2. Gordon and Breach Science Publishers.
- Karahan, O., Atis, C.D. 2011. The durability properties of polypropylene fiber reinforced fly ash concrete. *Materials and Design* 32, 1044–1049.
- Khaloo, A.R., Dehestani, M., Rahmatabadi, P. 2008. Mechanical properties of concrete containing a high volume of tire–rubber particles. *Waste Management* 28, 2472–2482.
- Khatib, Z.R., Bayomy, F.M. 1999. Rubberized Portland cement concrete. *ASCE Journal of Materials in Civil Engineering* 11(3), 206–213.
- Lane, R.O., Best, J.F. 1982. Properties and use of fly ash in Portland cement concrete. *Concrete International: Design & Construction* 4, 81–92.
- Li, G., Garrick, G., Eggers, J., Abadie, C., Stubblefield, M., Pang, S. 2004. Waste tire fiber modified concrete. *Composites Part B* 35, 305–312.
- Ling, T., Nor, H., Hainin, M., Chik, A. 2009. Laboratory performance of crumb rubber concrete block pavement. *Int J Pavement Eng* 10, 361–374.
- Liu, F., Chen, G., Li, L., Guo, Y. 2012. Study of impact performance of rubber reinforced concrete. *Construction and Building Materials* 36, 604–616.
- Martínez, J.D., Puy, N., Murillo, R., García, T., Navarro, M.V., Mastral, A.M. 2013. Waste tyre pyrolysis – a review. *Renewable and Sustainable Energy Reviews* 23, 179–213.
- McCarthy, G.J., Johansen, D.M., Steinwand, S.J., Thedchanamoorthy, A. 1988. X-Ray diffraction analysis of fly ash. *Advances in X-Ray Analysis*, V. 31.
- Mehta, P.K., Monteiro, P.J. 1998. *Concreto: estructura, propiedades y materiales*. Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C. México, D.F.
- Mukherjee, A.B., Zevenhoven, R., Bhattacharya, P., Sajwan, K.S., Kikuchi, R. 2008. Mercury flow via coal and coal utilization by-products: a global perspective. *Resour Conserv Recycl* 52(4), 571–591.

- Neville, A.M. 1999. Tecnología del concreto. Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C. México, D.F.
- NMX-C-199-ONNCCE. 2010. Aditivos para concreto: terminología y clasificación en concreto hidráulico y mortero.
- NMX-C-414-ONNCCE. 2010. Cementos hidráulicos: especificaciones y métodos de ensayo.
- NTC-RCDF. 2004. Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal.
- Oner, A., Akyuz, S., Yildiz, R. 2005. An experimental study on strength development of concrete containing fly ash and optimum usage of fly ash in concrete. *Cement and Concrete Research* 35, 1165–1171.
- O'Reilly, V.A. 2007. Métodos para dosificar concretos de elevado desempeño. Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C. México, D.F.
- Puertas, F., Amat, T., Fernández-Jiménez, A., Vázquez, T. 2003. Mechanical and durable behaviour of alkaline cement mortars reinforced with polypropylene fibres. *Cement and Concrete Research* 33, 2031–2036.
- Ravina, D., Mehta, P.K. 1986. Properties of fresh concrete containing large amounts of fly ash. *Cement and Concrete Research* 16, 227–238.
- Roy, W.R., Thiery, R.G., Schuller, R.M., Suloway, J.J. 1981. Coal fly ash: a review of the literature and proposed classification system with emphasis on environmental impacts. *Environmental geology notes* 96. Champaign, IL: Illinois State Geological Survey.
- Scrivener, K.L. 1989. The microstructure of concrete. *Materials Science of Concrete*, vol. 1, American Ceramic Society, Westerland, OH, pp. 127–162.
- Segre, N., Joekes, I. 2000. Use of tire rubber particles as addition to cement paste. *Cement and Concrete Research* 30, 1421–1425.
- Siddique, R. 2003. Properties of concrete incorporating high volumes of class F fly ash and san fibers. *Cement and Concrete Research*.
- Siddique, R. 2004. Performance characteristics of high-volume class F fly ash concrete. *Cement and Concrete Research* 34, 487–493.
- Siddique, R., Kapoor, K., Kadri, E-H., Bennacer, R. 2012. Effect of polyester fibres on the compressive strength and abrasion resistance of HVFA concrete. *Construction and Building Materials* 29, 270–278.

- Topçu, I.B. 1995. Properties of rubberized concrete. *Cement and Concrete Research* 25(2), 304–310.
- Topçu, I.B., Canbaz, M. 2007. Effect of different fibers on the mechanical properties of concrete containing fly ash. *Construction and Building Materials* 21, 1486–1491.
- Torii, K., Kawamura, M. 1994. Effects of fly ash and silica fume on the resistance of mortar to sulfuric acid and sulphate attack. *Cem Concr Res* 24(2), 361–370.
- Turatsinze, A., Bonnet, S., Granju, J. 2007. Potential of rubber aggregates to modify properties of cement based-mortars: improvement in cracking shrinkage resistance. *Construction and Building Materials* 21, 176–181.
- USGS Mineral Commodities Summary, January 2012.
- Yazici, S., Arel, H.S. 2012. Effects of fly ash fineness on the mechanical properties of concrete. *Sadhana* 37(3), 389–403. Indian Academy of Sciences.
- Yilmaz, A., Degirmenci, N. 2009. Possibility of using waste tire rubber and fly ash with Portland cement as construction materials. *Waste Management* 29, 1541–1546.
- Zollo, R.F. 1997. Fiber–reinforced concrete: an overview after 30 years of development. *Cement Concrete Comp* 19, 107–122.

APÉNDICE A

PRETRATAMIENTO DE LA CENIZA VOLANTE TIPO F Y DEL HULE RECICLADO DE NEUMÁTICOS CON HIDRÓXIDO DE SODIO (NaOH)

Los autores Segre y Joekes (2000) indican que la pobre adherencia que se desarrolla entre el hule reciclado de neumáticos y la pasta de cemento-ceniza volante se puede mejorar mediante la modificación de la superficie de las partículas de hule. Basándose en las conclusiones del trabajo de estos autores, y para no aumentar el costo final del concreto, en la presente investigación el tratamiento previo de la superficie de las fibras de hule se realizó con una solución saturada de hidróxido de sodio (NaOH).

Por otro lado, sobre la base de algunas recomendaciones realizadas por el sínodo con la intención de reducir la pérdida de la resistencia mecánica que el empleo de la ceniza volante tipo F provoca en el concreto, se realizó el tratamiento previo de la ceniza volante con una solución de hidróxido de sodio (NaOH) al 20% para tratar de hidrolizar o disociar la ceniza volante en partículas más finas. Según lo reportan Chindaprasirt et al. (2004), en la ceniza volante fina las reacciones puzolánicas se inician en un menor tiempo.

Para realizar el pretratamiento de la ceniza volante tipo F y del hule reciclado de neumáticos se utilizó hidróxido de sodio (NaOH) grado comercial en forma de lentejas. Las fibras de hule reciclado de neumáticos se sumergieron en una solución saturada de NaOH durante 30 minutos. Pasado ese lapso de tiempo, la mezcla se filtró y las fibras se lavaron con agua; por último, el hule se dejó secar a temperatura ambiente antes de incorporarlo en las mezclas de concreto.



Figura A.1 Tratamiento del hule reciclado de neumáticos con NaOH.

El tratamiento de la ceniza volante tipo F se llevó a cabo incorporando la ceniza volante en una solución de NaOH al 20% durante 24 horas. Pasado ese lapso de tiempo, la ceniza volante quedó lista para incorporarla en las mezclas de concreto en sustitución parcial del cemento Portland. Durante la elaboración de las mezclas de concreto con consumo de ceniza volante pretratada, parte del agua de mezclado se sustituyó por la cantidad de solución de NaOH utilizada en el tratamiento de la ceniza.



Figura A.2 Tratamiento de la ceniza volante con NaOH.

Se elaboraron un total de ocho mezclas de concreto. Tres mezclas fueron de referencia: MC (sin ceniza volante ni hule), M0 (con 20% de ceniza volante) y M1 (con 20% de ceniza volante y 0.50% de contenido de fibras de hule con un tamaño nominal de 4.75–2.36 mm). Se seleccionó como referente la mezcla M1 debido a que fue la que mejores resultados exhibió en las mediciones de las propiedades mecánicas efectuadas en la investigación.

Las restantes cinco mezclas de concreto fueron mezclas donde se utilizaron la ceniza volante y el hule reciclado de neumáticos tratados con las soluciones de hidróxido de sodio (NaOH). Estas mezclas se elaboraron con el fin de mejorar las propiedades mecánicas de las mezclas de referencia MC, M0 y M1. El consumo de los materiales componentes de las mezclas de concreto, la técnica de mezclado y la elaboración y curado de los especímenes de prueba fueron los mismos que se establecieron en el capítulo 3.

Se elaboraron un total de ocho lotes de cilindros correspondientes a cada una de las mezclas de concreto, dando como resultado 39 cilindros de 10 cm de diámetro y 20 cm de altura. La edad de prueba de estos especímenes fue de 28 días. Los detalles de la composición de los lotes de prueba son presentados en la Tabla A.1.

Las propiedades mecánicas que se midieron en estos 39 cilindros de concreto fueron: la resistencia a la compresión (ASTM C 39/C 39M) y la resistencia a la tensión indirecta (ASTM C 496/C 496M).

Tabla A.1 Programa experimental de las mezclas de concreto tratadas con NaOH.

Mezcla	Tamaño de hule (mm)	Ceniza volante (%)	Hule (%)	Espécimen en la prueba de compresión	Espécimen en la prueba de tensión indirecta
MC (Concreto de referencia)	-	0	0.00	-	3.00
M0 (20% Ceniza volante)	-	20	0.00	-	3.00
M1 (C.V. + Hule ret. malla No. 8)	4.75 - 2.36	20	0.50	-	3.00
M0 + Ceniza tratada (NaOH)	-	20	0.00	3.00	3.00
M1 + Ceniza tratada (NaOH)	4.75 - 2.36	20	0.50	3.00	3.00
M1 + Hule tratado (NaOH)	4.75 - 2.36	20	0.50	3.00	3.00
M1 + Ceniza y Hule tratados (NaOH)	4.75 - 2.36	20	0.50	3.00	3.00
MC + Hule tratado (NaOH)	4.75 - 2.36	0	0.50	3.00	3.00

A.1 Resistencia a la compresión

La resistencia a la compresión de cada una de las mezclas de concreto elaboradas con ceniza volante y fibras de hule pretratadas con NaOH fue determinada a la edad de 28 días y los resultados se presentan en la Tabla A.2.

Tabla A.2 Resultados estadísticos de la prueba de resistencia a la compresión del concreto a 28 días.

TIPO DE CONCRETO	NÚMERO DE CILINDRO	Dprom (cm)	Área (cm ²)	Carga (kg)	Resistencia (kg/cm ²)	Promedio (kg/cm ²)	Desviación estándar	Coefficiente de variación
CONCRETO DE REFERENCIA (MC)	7	10.02	78.8	17813	226	232	11.16	5%
	8	10.03	79.1	17801	225			
	9	10.01	78.7	19268	245			
20% CENIZA VOLANTE (M0)	7	10.00	78.5	13755	175	161	13.22	8%
	8	10.04	79.2	12681	160			
	9	10.00	78.5	11685	149			
20% CENIZA VOLANTE + HULE RETENIDO EN MALLA No. 8 (M1)	7	9.99	78.4	11903	152	151	11.21	7%
	8	10.01	78.7	10968	139			
	9	10.00	78.5	12708	162			
M0 + CENIZA TRATADA (NaOH)	1	9.99	78.4	13291	170	168	2.13	1%
	2	9.98	78.1	12923	165			
	3	9.98	78.3	13177	168			
M1 + CENIZA TRATADA (NaOH)	1	10.09	80.0	12509	156	159	4.26	3%
	2	10.04	79.2	12385	156			
	3	10.09	80.0	13099	164			
M1 + HULE TRATADO (NaOH)	1	9.98	78.1	12680	162	155	6.45	4%
	2	9.97	78.0	11713	150			
	3	9.99	78.4	11948	152			
M1 + CENIZA Y HULE TRATADOS (NaOH)	1	10.03	78.9	12594	160	162	2.64	2%
	2	10.03	78.9	13007	165			
	3	10.02	78.8	12735	162			
MC + HULE TRATADO (NaOH)	1	10.04	79.2	18347	232	238	7.03	3%
	2	10.08	79.7	19563	245			
	3	10.03	78.9	18620	236			

La Tabla A.3 muestra el efecto que el tratamiento con hidróxido de sodio (NaOH) de la ceniza volante tipo F y del hule reciclado de neumáticos tiene sobre la resistencia a la compresión de las mezclas de concreto, cuando se compara con la resistencia obtenida en las mezclas de referencia MC, M0 y M1.

Tabla A.3 Porcentaje de resistencia retenida (f'c), a 28 días, respecto a las mezclas de referencia.

Mezcla	Tamaño de hule (mm)	Ceniza volante (%)	Hule (%)	Resistencia a la compresión, f'c (kg/cm ²)	Resistencia retenida, f'c, respecto a la mezcla de referencia (%):		
					MC	M0	M1
MC (Concreto de referencia)	-	0	0.00	232	100	—	—
M0 (20% Ceniza volante)	-	20	0.00	161	—	100	—
M1 (C.V. + Hule ret. malla No. 8)	4.75 - 2.36	20	0.50	151	—	—	100
M0 + Ceniza tratada (NaOH)	-	20	0.00	168	—	104	—
M1 + Ceniza tratada (NaOH)	4.75 - 2.36	20	0.50	159	—	—	105
M1 + Hule tratado (NaOH)	4.75 - 2.36	20	0.50	155	—	—	103
M1 + Ceniza y Hule tratados (NaOH)	4.75 - 2.36	20	0.50	162	—	—	107
MC + Hule tratado (NaOH)	4.75 - 2.36	0	0.50	238	103	—	—

Los resultados obtenidos indican que se presentan incrementos en la resistencia a la compresión de las mezclas elaboradas con ceniza volante y fibras de hule pretratadas con NaOH que varían de 3% a 7%, dependiendo de la mezcla de referencia utilizada en cada caso (MC, M0 o M1).

La presencia de la ceniza volante tratada con NaOH en las mezclas de concreto M0 y M1, solo incrementa la resistencia a la compresión a 28 días en 4% y 5%, respectivamente. Lo cual es indicativo de que el pretratamiento produce un aumento poco significativo en la reacción puzolánica de la ceniza volante.

Se puede observar también que el empleo de fibras de hule tratadas con NaOH en las mezclas MC y M1 incrementa positivamente la resistencia a la compresión en 3% para ambos casos. Esto sugiere que el pretratamiento puede provocar una mejora en la adherencia del hule a la matriz del concreto. Por otro lado, el uso combinado de la ceniza volante y de las fibras de hule pretratadas con NaOH en la mezcla M1 sí evita la reducción adicional de la resistencia a la compresión debida a la adición de hule al concreto con ceniza volante, generando incluso un incremento marginal en la resistencia del 1% respecto a M0.

Por todo lo anterior, se puede concluir que el tratamiento con NaOH para modificar la superficie de las fibras de hule y hacer más fina la ceniza volante no produce cambios significativos en la resistencia a la compresión del concreto; presentándose, en términos generales, el mismo comportamiento que en el concreto donde no se trató ni el hule ni la ceniza. Estos resultados están en línea con lo publicado por Albano et al. (2005).

A.2 Resistencia a la tensión indirecta

Aunque el concreto no se diseña para resistir tensión directa, el conocimiento de la tensión es de gran valor para estimar la carga bajo la cual se desarrollará el agrietamiento. La ausencia de agrietamiento es de considerable importancia para mantener la continuidad de una estructura de concreto y, en muchos casos, para evitar la corrosión del acero de refuerzo (Neville, 1999).

La prueba de la resistencia a la tensión indirecta del concreto fue ideada por Fernando Carneiro, brasileño, por lo que se le conoce también como prueba brasileña. La resistencia a la tensión indirecta es generalmente mayor que la resistencia a la tensión directa y menor que la resistencia a la flexión (módulo de ruptura). Esta resistencia es utilizada en el diseño de elementos de concreto estructural ligero para evaluar la resistencia a cortante provista por el concreto y para determinar la longitud de desarrollo del refuerzo.

El conocimiento de este valor de resistencia es por tanto de gran interés, por lo que se caracterizó la respuesta del concreto simple sobre la base de la resistencia a la tensión indirecta de cilindros de 10 cm de diámetro y 20 cm de altura, de conformidad con los requerimientos de la norma ASTM C 496/C 496M.

En este método de prueba se aplicó una fuerza de compresión diametral a lo largo de la longitud del espécimen cilíndrico de concreto, en forma continua y sin sacudidas, a una velocidad prescrita hasta que ocurrió la falla. Esta carga induce esfuerzos de tensión sobre el plano que contiene la carga aplicada y esfuerzos de compresión relativamente altos en el área inmediatamente alrededor de la carga aplicada. Ocurre más bien la falla por tensión, en vez de la falla por compresión porque las áreas de aplicación de carga están en un estado de compresión triaxial, permitiendo de ese modo soportar esfuerzos de compresión mucho más altos que los que estarían indicados por un resultado de prueba de resistencia a la compresión uniaxial.

La resistencia a la tensión indirecta se calculó como sigue:

$$T = 2P / \pi ld \qquad \text{Ec. A.1}$$

donde:

T = resistencia a la tensión indirecta, kg/cm²;

P = carga máxima aplicada indicada por la máquina de ensayo, kg;

l = longitud, cm;

d = diámetro, cm.



Figura A.3 Cilindros de concreto en la prueba de tensión indirecta.

La resistencia a la tensión indirecta de cada una de las mezclas de concreto elaboradas con ceniza volante y fibras de hule pretratadas con NaOH fue determinada a la edad de 28 días y los resultados se presentan en la Tabla A.4.

Tabla A.4 Resultados estadísticos de la prueba de resistencia a la tensión indirecta del concreto a 28 días.

TIPO DE CONCRETO	NÚMERO DE CILINDRO	Dprom (cm)	hprom (cm)	Carga (kg)	Resistencia (kg/cm ²)	Promedio (kg/cm ²)	Desviación estándar	Coefficiente de variación
CONCRETO DE REFERENCIA (MC)	1	10.04	20.11	8012.2	25.27	24.34	1.12	5%
	2	10.04	20.20	7357.9	23.10			
	3	10.05	20.06	7811.2	24.66			
20% CENIZA VOLANTE (M0)	1	10.05	20.09	5747.6	18.12	16.95	1.03	6%
	2	10.00	20.10	5116.5	16.21			
	3	10.06	20.11	5252.1	16.52			
20% CENIZA VOLANTE + HULE RETENIDO EN MALLA No. 8 (M1)	1	10.04	20.06	5929.1	18.74	18.66	1.50	8%
	2	10.05	20.05	6367.3	20.12			
	3	10.01	20.14	5423.9	17.13			
M0 + CENIZA TRATADA (NaOH)	1	10.04	20.19	5888.6	18.50	18.14	1.50	8%
	2	10.00	20.15	5222.0	16.50			
	3	10.00	20.10	6133.0	19.42			
M1 + CENIZA TRATADA (NaOH)	1	10.06	20.05	6545.1	20.65	19.61	0.93	5%
	2	10.01	20.11	5977.0	18.90			
	3	10.03	20.13	6107.2	19.27			
M1 + HULE TRATADO (NaOH)	1	10.04	20.10	6529.8	20.60	19.87	1.65	8%
	2	10.04	20.13	6673.6	21.03			
	3	10.06	20.11	5718.0	17.99			
M1 + CENIZA Y HULE TRATADOS (NaOH)	1	9.98	20.10	6698.0	21.27	20.59	1.41	7%
	2	10.00	20.11	6803.3	21.53			
	3	10.03	20.08	5995.8	18.97			
MC + HULE TRATADO (NaOH)	1	10.00	20.06	9242.9	29.33	27.97	1.18	4%
	2	10.05	20.13	8682.0	27.33			
	3	10.00	20.11	8608.8	27.25			

La Tabla A.5 muestra el efecto que el tratamiento con hidróxido de sodio (NaOH) de la ceniza volante tipo F y del hule reciclado de neumáticos tiene sobre la resistencia a la tensión indirecta de las mezclas de concreto, cuando se compara con la resistencia obtenida en las mezclas de referencia MC, M0 y M1.

Tabla A.5 Porcentaje de resistencia retenida (T), a 28 días, respecto a las mezclas de referencia.

Mezcla	Tamaño de hule (mm)	Ceniza volante (%)	Hule (%)	Resistencia a la tensión indirecta, T (kg/cm ²)	Resistencia retenida, T, respecto a la mezcla de referencia (%):		
					MC	M0	M1
MC (Concreto de referencia)	-	0	0.00	24.34	100	—	—
M0 (20% Ceniza volante)	-	20	0.00	16.95	—	100	—
M1 (C.V. + Hule ret. malla No. 8)	4.75 - 2.36	20	0.50	18.66	—	—	100
M0 + Ceniza tratada (NaOH)	-	20	0.00	18.14	—	107	—
M1 + Ceniza tratada (NaOH)	4.75 - 2.36	20	0.50	19.61	—	—	105
M1 + Hule tratado (NaOH)	4.75 - 2.36	20	0.50	19.87	—	—	106
M1 + Ceniza y Hule tratados (NaOH)	4.75 - 2.36	20	0.50	20.59	—	—	110
MC + Hule tratado (NaOH)	4.75 - 2.36	0	0.50	27.97	115	—	—

Los resultados revelan que el pretratamiento con NaOH de la ceniza volante y de las fibras de hule sí afecta positiva y significativamente la resistencia a la tensión indirecta del concreto, presentando incrementos que van desde 5% hasta 15% con respecto a las mezclas de referencia MC, M0 o M1.

El detrimento en la resistencia a la tensión indirecta del concreto ocasionado por el empleo de la ceniza volante en la mezcla M0 se ve reducido al tratar con hidróxido de sodio la ceniza, provocando con esto una mejora en la resistencia de esta mezcla de 7%. Por lo tanto, se puede inferir nuevamente que el pretratamiento no modifica en la medida que se quisiera el grado de reactividad de la ceniza volante.

Analizando la tabla anterior, también se observa que la adición de fibras de hule reciclado de neumáticos no tratadas en el concreto recupera parte de la resistencia perdida debido al uso de la ceniza volante; llegando a incrementar en 10% la resistencia a la tensión indirecta de la mezcla M1 respecto a la mezcla M0. Con el empleo de las fibras pretratadas en la mezcla M1 se provoca un aumento adicional de 6% en la resistencia de esta mezcla; alcanzando un nivel de mejora del 17% cuando se compara con la resistencia a la tensión indirecta de la mezcla M0. En el caso de la mezcla MC, el uso de fibras pretratadas genera un incremento en la resistencia del 15%. Estos resultados vuelven a dejar claro que el tratamiento con NaOH sí consigue modificar la superficie de las fibras de hule.

El efecto del uso combinando de ceniza volante y de fibras de hule pretratadas en la mezcla de concreto M1 genera un incremento total del 21% en la resistencia a la tensión indirecta respecto a M0. Al amparo de este incremento en la resistencia a la tensión indirecta del concreto, queda demostrado que el comportamiento puramente frágil del concreto se modifica favorablemente.

Las relaciones entre las resistencias a tensión y compresión de las mezclas de concreto se presentan en la Tabla A.6. Como se puede observar, no existen diferencias significativas entre los valores determinados para los concretos con consumo de ceniza y fibras tratadas y los concretos donde no se trataron previamente estos materiales.

Tabla A.6 Relación entre la resistencia a la tensión indirecta y la resistencia a la compresión, a 28 días, de las mezclas de concreto.

Mezcla	Tamaño de hule (mm)	Ceniza volante (%)	Hule (%)	Resistencia (kg/cm ²)		T / f'c (%)
				f'c	T	
MC (Concreto de referencia)	-	0	0.00	232	24.34	10
M0 (20% Ceniza volante)	-	20	0.00	161	16.95	11
M1 (C.V. + Hule ret. malla No. 8)	4.75 - 2.36	20	0.50	151	18.66	12
M0 + Ceniza tratada (NaOH)	-	20	0.00	168	18.14	11
M1 + Ceniza tratada (NaOH)	4.75 - 2.36	20	0.50	159	19.61	12
M1 + Hule tratado (NaOH)	4.75 - 2.36	20	0.50	155	19.87	13
M1 + Ceniza y Hule tratados (NaOH)	4.75 - 2.36	20	0.50	162	20.59	13
MC + Hule tratado (NaOH)	4.75 - 2.36	0	0.50	238	27.97	12

El tratamiento con hidróxido de sodio (NaOH) claramente provoca que el hule mejore su adherencia a la matriz del concreto; además, también ocasiona un cierto incremento en la actividad puzolánica de la ceniza volante. Por lo tanto, bajo el amparo de los resultados generales de este trabajo, se puede afirmar que el uso de fibras de hule de neumáticos tratadas y de ceniza volante tratada es prometedor para producir un concreto ecológico con buenas propiedades ingenieriles y con un comportamiento menos frágil y más dúctil.

APÉNDICE B

DOSIFICACIÓN DE LA MEZCLA DE CONCRETO DE REFERENCIA, MC

Resistencia especificada del concreto a compresión, $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$

1. Resistencia promedio necesaria para el diseño, ($f'cr$):

$$f'cr = f'c + 50 = 300 \text{ kg/cm}^2$$

2. Tamaño Máximo Nominal del agregado grueso, (TMN):

$$\text{TMN} = 3/4 \text{ in}$$

3. Determinación del revenimiento o asentamiento, (SLUMP):

$$\text{SLUMP} = 6 \text{ in a } 7 \text{ in}$$

4. Determinación de la cantidad de agua o volumen de agua de mezclado, (A):

Agua en l/m ³ , para los tamaños máx. nominales de agregado grueso y consistencia indicada.								
Asentamiento	3/8"	1/2"	3/4"	1"	1 1/2"	2"	3"	6"
Concreto sin aire incorporado								
1" a 2"	207	199	190	179	166	154	130	113
3" a 4"	228	216	205	193	181	169	145	124
6" a 7"	243	228	216	202	190	178	160	-----
Concreto con aire incorporado								
1" a 2"	181	175	168	160	150	142	122	107
3" a 4"	202	193	184	175	165	157	133	119
6" a 7"	216	205	197	184	174	166	154	-----

Tabla B.1 Volumen unitario de agua (ACI 211.1).

Aire incorporado a la mezcla = **No**

$$\text{Volumen de agua de mezclado, } A = 216 \text{ lt/m}^3 = 216 \text{ kg/m}^3$$

5. Determinación del contenido de aire, (Ai):

Tamaño Máximo Nominal del Agregado grueso.	Aire atrapado
3/8 "	3.0 %
1/2 "	2.5 %
3/4 "	2.0 %
1 "	1.5 %
1 1/2 "	1.0 %
2 "	0.5 %
3 "	0.3 %
4 "	0.2 %

Tabla B.2 Contenido de aire atrapado (ACI 211.1).

Volumen de aire, Ai = **2.0 %**

6. Determinación de la relación agua/cemento, (a/c):

f'c (Kg/cm ²)	Relación agua/cemento en peso	
	Concretos sin aire incorporado	Concretos con aire incorporado
150	0.80	0.71
200	0.70	0.61
250	0.62	0.53
300	0.55	0.46
350	0.48	0.40
400	0.43	
450	0.38	

Tabla B.3 Relación agua/cemento por resistencia (ACI 211.1).

Resistencia promedio del concreto a compresión, f'cr = **300 kg/cm²**

Interpolando:

$$a/c = a/c_1 + (f'cr - f'cr_1) \frac{(a/c_2 - a/c_1)}{(f'cr_2 - f'cr_1)} = \mathbf{0.550}$$

l	f'cr _i	a/c _i
1	300	0.55
2	350	0.48

NOTA: Por ser un concreto NO expuesto a condiciones severas, solo se determinará la relación a/c por resistencia, más no por durabilidad.

7. Determinación del contenido de cemento, Factor Cemento, (FC):

$$FC = \frac{\text{Volumen de agua de mezcla}}{a/c} = 392.73 \text{ kg/m}^3$$

8. Determinación de la cantidad de agregado grueso:

Volumen de agregado grueso, seco y compactado, por unidad de volumen del concreto, para diversos módulos de finura del fino. (b / b _o)				
Tamaño máximo nominal del agregado grueso.	2.40	2.60	2.80	3.00
3 / 8 "	0.50	0.48	0.46	0.44
1 / 2 "	0.59	0.57	0.55	0.53
3 / 4 "	0.66	0.64	0.62	0.60
1 "	0.71	0.69	0.67	0.65
1 1 / 2 "	0.76	0.74	0.72	0.70
2 "	0.78	0.76	0.74	0.72
3 "	0.81	0.79	0.77	0.75
6 "	0.87	0.85	0.83	0.81

Tabla B.4 Peso del agregado grueso por unidad de volumen del concreto (ACI 211.1).

$$\text{Modulo de finura del agregado fino, MF} = 2.34$$

NOTA: Como la tabla no tiene valores para MF < 2.40, se toma este valor, 2.40, para calcular el volumen de grava.

Interpolando:

$$b/b_o = b/b_{o1} + (MF - MF_1) \frac{(b/b_{o2} - b/b_{o1})}{(MF_2 - MF_1)} = \mathbf{0.66}$$

l	Mf _i	b/b _{o i}
1	2.4	0.66
2	2.4	0.66

$$b_o = \mathbf{1554.70 \text{ kg/m}^3}$$

$$b = (b/b_o)(b_o) = \mathbf{1026.10 \text{ kg/m}^3}$$

b₀ = peso volumétrico del agregado grueso seco compactado.

b = peso volumétrico del agregado grueso seco suelto.

9. Determinación de los volúmenes absolutos, (cemento, agua, aire):

$$\text{Densidad del cemento, } \rho_{\text{cemento}} = \mathbf{3.15 \text{ g/cm}^3}$$

$$\text{Densidad de la grava, } \rho_{\text{grava}} = \mathbf{2.61 \text{ g/cm}^3}$$

$$\text{Densidad del agua, } \rho_{\text{agua}} = \mathbf{1.00 \text{ g/cm}^3}$$

$$\text{Volumen de cemento} = FC / \rho_{\text{cemento}} = \mathbf{0.125 \text{ m}^3}$$

$$\text{Volumen de grava} = b / \rho_{\text{grava}} = \mathbf{0.393 \text{ m}^3}$$

$$\text{Volumen de agua} = A / \rho_{\text{agua}} = \mathbf{0.216 \text{ m}^3}$$

$$\text{Volumen de aire} = Ai / 100 = \mathbf{0.020 \text{ m}^3}$$

$$\Sigma \text{ Volúmenes absolutos} = \mathbf{0.754 \text{ m}^3}$$

10. Determinación del peso del agregado fino:

$$\text{Densidad de la arena, } \rho_{\text{arena}} = \mathbf{2.58 \text{ g/cm}^3}$$

$$\text{Volumen de arena} = 1 - \Sigma \text{ Volúmenes absolutos} = \mathbf{0.246 \text{ m}^3}$$

$$\text{Peso de la arena seco suelto} = (\text{Volumen de arena})(\rho_{\text{arena}}) = \mathbf{635.15 \text{ kg/m}^3}$$

11. Resumen de los valores de diseño:

Material	Cantidad	Proporciones
Cemento	392.73 kg/m ³	1
Arena	635.15 kg/m ³	1.62
Grava	1026.10 kg/m ³	2.61
Agua	216 lt/m ³	0.55

Tabla B.5 Consumo de los componentes del concreto en estado seco.

12. Corrección por humedad de los agregados:

$$\text{Contenido de Humedad de la arena, } w_a = 5.43 \%$$

$$\text{Contenido de Humedad de la grava, } w_g = 1.45 \%$$

$$\text{Peso de la arena considerando su humedad} = [\text{Peso de la arena seco suelto}] [(w_a/100)+1] = 669.64 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Peso de la grava considerando su humedad} = [\text{Peso de la grava seco suelto}] [(w_g/100)+1] = 1040.98 \text{ kg/m}^3$$

13. Humedad superficial, (w - % Abs):

$$\text{Humedad de absorción de la arena, } \% \text{ Abs}_a = 7.44 \%$$

$$\text{Humedad de absorción de la grava, } \% \text{ Abs}_g = 2.61 \%$$

$$\text{Humedad superficial de la arena} = w_a - \% \text{ Abs}_a = -2.01 \%$$

$$\text{Humedad superficial de la grava} = w_g - \% \text{ Abs}_g = -1.16 \%$$

$$\text{Humedad superficial total} = -3.17 \%$$

14. Aporte de agua a la mezcla:

$$[\text{Peso de la arena seco suelto}] [(w_a - \% \text{ Abs}_a)/100] = -12.73 \text{ lt/m}^3$$

$$[\text{Peso de la grava seco suelto}] [(w_g - \% \text{ Abs}_g)/100] = -11.90 \text{ lt/m}^3$$

$$\text{Aporte de agua de los agregados, } A_a = -24.64 \text{ lt/m}^3$$

15. Agua efectiva:

$$(\text{Volumen de agua de mezcla}) - (\text{Aporte de agua de los agregados}) = \mathbf{240.64 \text{ lt/m}^3}$$

16. Proporcionamiento, en peso, de diseño (considerando humedad):

Material	Cantidad	Proporciones
Cemento	392.73 kg/m ³	1
Arena	669.64 kg/m ³	1.71
Grava	1040.98 kg/m ³	2.65
Agua	240.64 lt/m ³	0.61

Tabla B.6 Consumo de los componentes del concreto considerando la humedad.

APÉNDICE C

RESULTADOS ESTADÍSTICOS DE LA PRUEBA DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN

TIPO DE CONCRETO	FECHA DE ELABORACIÓN	NÚMERO DE CILINDRO	EDAD (días)	FECHA DE PRUEBA		Dprom (cm)	hprom (cm)	Área (cm ²)	Carga (kg)	Resistencia (kg/cm ²)	Promedio (kg/cm ²)	Desviación estándar	Coeficiente de variación			
				DÍA	MES											
CONCRETO DE REFERENCIA (MC)	MAYO	1	7	15	MAYO	10.10	20.12	80.1	12701	159	156	9.80	6%			
		2	7	15	MAYO	10.02	20.13	78.8	12989	165						
		3	7	15	MAYO	10.05	20.13	79.3	11551	146						
	8	4	14	22	MAYO	9.98	20.07	78.3	16035	205	207	5.17	2%			
		5	14	22	MAYO	10.05	20.15	79.3	16139	203						
		6	14	22	MAYO	10.01	20.07	78.7	16758	213						
	MIÉRCOLES	7	28	5	JUNIO	10.02	20.18	78.8	17813	226	232	11.16	5%			
		8	28	5	JUNIO	10.03	20.07	79.1	17801	225						
		9	28	5	JUNIO	10.01	20.08	78.7	19268	245						
		10	90	8	AGOSTO	10.64	20.12	88.9	20589	231				239	9.79	4%
		11	90	8	AGOSTO	9.98	20.00	78.1	18408	236						
		12	90	8	AGOSTO	9.98	20.00	78.1	19545	250						

TIPO DE CONCRETO	FECHA DE ELABORACIÓN	NÚMERO DE CILINDRO	EDAD (días)	FECHA DE PRUEBA		Dprom (cm)	hprom (cm)	Área (cm ²)	Carga (kg)	Resistencia (kg/cm ²)	Promedio (kg/cm ²)	Desviación estándar	Coeficiente de variación	
				DÍA	MES									
20% CENIZA VOLANTE (M0)	MAYO	1	7	15	MAYO	10.12	20.12	80.4	8892	111	106	5.38	5%	
		2	7	15	MAYO	10.10	20.08	80.1	8005	100				
		3	7	15	MAYO	10.02	20.15	78.8	8368	106				
	8	MIÉRCOLES	4	14	22	MAYO	10.02	20.03	78.8	10971	139	129	10.64	8%
			5	14	22	MAYO	10.04	20.03	79.2	10183	129			
			6	14	22	MAYO	9.95	20.10	77.8	9171	118			
		7	28	5	JUNIO	10.00	20.02	78.5	13755	175	161	13.22	8%	
		8	28	5	JUNIO	10.04	20.02	79.2	12681	160				
		9	28	5	JUNIO	10.00	20.02	78.5	11685	149				
	10	90	8	AGOSTO	10.00	20.07	78.5	14677	187	187	2.13	1%		
	11	90	8	AGOSTO	9.98	20.02	78.1	14775	189					
	12	90	8	AGOSTO	10.03	20.00	78.9	14587	185					
20% CENIZA VOLANTE + HULE RETENIDO EN MALLA No. 8 (M1)	MAYO	1	7	16	MAYO	10.05	20.12	79.3	9274	117	110	11.13	10%	
		2	7	16	MAYO	10.08	20.05	79.7	9240	116				
		3	7	16	MAYO	10.05	20.12	79.3	7707	97				
	9	MIÉRCOLES	4	14	23	MAYO	10.00	20.10	78.5	8891	113	118	6.75	6%
			5	14	23	MAYO	9.98	20.07	78.1	8942	114			
			6	14	23	MAYO	9.98	20.03	78.1	9804	125			
		7	28	6	JUNIO	9.99	20.03	78.4	11903	152	151	11.21	7%	
		8	28	6	JUNIO	10.01	19.97	78.7	10968	139				
		9	28	6	JUNIO	10.00	20.00	78.5	12708	162				
	JUEVES	10	90	8	AGOSTO	10.70	20.07	89.9	13660	152	170	16.07	9%	
		11	90	8	AGOSTO	10.00	20.07	78.5	14217	181				
		12	90	8	AGOSTO	9.99	20.03	78.4	13979	178				

TIPO DE CONCRETO	FECHA DE ELABORACIÓN	NÚMERO DE CILINDRO	EDAD (días)	FECHA DE PRUEBA		Dprom (cm)	hprom (cm)	Área (cm ²)	Carga (kg)	Resistencia (kg/cm ²)	Promedio (kg/cm ²)	Desviación estándar	Coeficiente de variación	
				DÍA	MES									
20% CENIZA VOLANTE + HULE RETENIDO EN MALLA No. 10 (M2)	MAYO	1	7	16	MAYO	10.05	20.12	79.3	9337	118	114	12.32	11%	
		2	7	16	MAYO	10.10	20.15	80.1	9949	124				
		3	7	16	MAYO	10.15	20.13	80.9	8120	100				
	9	JUEVES	4	14	23	MAYO	10.02	20.05	78.8	9491	120	122	9.76	8%
			5	14	23	MAYO	9.93	20.08	77.4	8809	114			
			6	14	23	MAYO	9.97	20.08	78.0	10381	133			
		7	28	6	JUNIO	10.03	20.12	79.1	10863	137	142	3.88	3%	
		8	28	6	JUNIO	9.99	20.07	78.4	11318	144				
		9	28	6	JUNIO	10.04	20.08	79.2	11394	144				
		10	90	8	AGOSTO	9.94	20.08	77.6	14214	183	170	11.78	7%	
		11	90	8	AGOSTO	9.99	20.12	78.4	12818	163				
		12	90	8	AGOSTO	10.00	20.17	78.5	12724	162				
20% CENIZA VOLANTE + HULE PASA MALLA No. 10 (M3)	MAYO	1	7	20	MAYO	9.95	19.97	77.8	7555	97	111	11.71	11%	
		2	7	20	MAYO	9.94	20.05	77.6	9241	119				
		3	7	20	MAYO	10.02	20.00	78.8	9087	115				
	13	JUEVES	4	14	27	MAYO	10.01	20.02	78.7	8937	114	120	8.34	7%
			5	14	27	MAYO	9.96	20.03	77.9	10102	130			
			6	14	27	MAYO	9.99	19.98	78.4	9240	118			
		7	28	10	JUNIO	9.98	19.98	78.1	9439	121	126	5.28	4%	
		8	28	10	JUNIO	9.99	20.05	78.4	10298	131				
		9	28	10	JUNIO	9.98	20.00	78.3	9906	127				
	LUNES	10	90	13	AGOSTO	9.98	20.03	78.3	11279	144	162	17.75	11%	
		11	90	13	AGOSTO	9.98	20.03	78.1	14035	180				
		12	90	13	AGOSTO	9.99	19.97	78.4	12705	162				

TIPO DE CONCRETO	FECHA DE ELABORACIÓN	NÚMERO DE CILINDRO	EDAD (días)	FECHA DE PRUEBA		Dprom (cm)	hprom (cm)	Área (cm ²)	Carga (kg)	Resistencia (kg/cm ²)	Promedio (kg/cm ²)	Desviación estándar	Coeficiente de variación		
				DÍA	MES										
20% CENIZA VOLANTE + HULE RETENIDO EN MALLA No. 8 (M4)	MAYO	1	7	20	MAYO	10.03	19.97	79.1	6828	86	92	6.20	7%		
		2	7	20	MAYO	10.01	20.07	78.7	7181	91					
		3	7	20	MAYO	10.00	20.05	78.5	7749	99					
	13	MAYO	4	14	27	MAYO	9.99	20.07	78.4	9574	122	117	8.79	8%	
			5	14	27	MAYO	9.98	20.07	78.1	8354	107				
			6	14	27	MAYO	9.99	20.03	78.4	9579	122				
		LUNES	JUNIO	7	28	10	JUNIO	9.98	20.08	78.1	11300	145	140	5.04	4%
				8	28	10	JUNIO	9.99	20.15	78.4	10550	135			
				9	28	10	JUNIO	9.98	20.09	78.3	10986	140			
	LUNES	AGOSTO	10	90	13	AGOSTO	10.03	19.97	79.1	12613	160	167	7.70	5%	
			11	90	13	AGOSTO	10.01	20.02	78.7	13762	175				
			12	90	13	AGOSTO	9.98	19.97	78.3	13091	167				
20% CENIZA VOLANTE + HULE RETENIDO EN MALLA No. 10 (M5)	MAYO	1	7	21	MAYO	10.03	19.98	79.1	8317	105	102	6.16	6%		
		2	7	21	MAYO	9.96	20.07	77.9	8239	106					
		3	7	21	MAYO	9.95	20.00	77.8	7374	95					
	14	MAYO	4	14	28	MAYO	10.00	19.98	78.5	10428	133	127	4.82	4%	
			5	14	28	MAYO	9.99	20.08	78.4	9737	124				
			6	14	28	MAYO	10.01	19.95	78.7	9810	125				
		MARTES	JUNIO	7	28	12	JUNIO	9.99	20.07	78.4	11058	141	137	3.61	3%
				8	28	12	JUNIO	10.02	20.07	78.8	10545	134			
				9	28	12	JUNIO	9.98	20.07	78.1	10708	137			
	MARTES	AGOSTO	10	90	14	AGOSTO	9.99	20.05	78.4	12613	161	163	7.16	4%	
			11	90	14	AGOSTO	9.98	20.05	78.3	13407	171				
			12	90	14	AGOSTO	10.04	20.05	79.2	12477	158				

TIPO DE CONCRETO	FECHA DE ELABORACIÓN	NÚMERO DE CILINDRO	EDAD (días)	FECHA DE PRUEBA		Dprom (cm)	hprom (cm)	Área (cm ²)	Carga (kg)	Resistencia (kg/cm ²)	Promedio (kg/cm ²)	Desviación estándar	Coeficiente de variación			
				DÍA	MES											
20% CENIZA VOLANTE + HULE PASA MALLA No. 10 (M6)	MAYO	1	7	21	MAYO	9.97	20.08	78.0	6659	85	92	7.95	9%			
		2	7	21	MAYO	10.06	20.10	79.5	8012	101						
		3	7	21	MAYO	9.93	20.00	77.4	6959	90						
	14	4	14	28	MAYO	9.95	20.02	77.8	8821	113	124	10.86	9%			
		5	14	28	MAYO	9.98	20.03	78.1	10562	135						
		6	14	28	MAYO	9.97	20.08	78.0	9707	124						
	MARTES	7	28	12	JUNIO	10.00	20.07	78.5	9531	121	119	11.65	10%			
		8	28	12	JUNIO	9.99	20.03	78.4	8375	107						
		9	28	12	JUNIO	9.99	20.02	78.4	10182	130						
		10	90	14	AGOSTO	9.98	20.05	78.1	12800	164				166	19.76	12%
		11	90	14	AGOSTO	10.00	20.12	78.5	11595	148						
		12	90	14	AGOSTO	10.00	20.07	78.5	14683	187						
20% CENIZA VOLANTE + HULE RETENIDO EN MALLA No. 8 (M7)	MAYO	1	7	22	MAYO	9.98	20.07	78.3	7965	102	99	8.09	8%			
		2	7	22	MAYO	9.95	19.97	77.8	8199	105						
		3	7	22	MAYO	10.03	20.17	78.9	7100	90						
	15	4	14	29	MAYO	9.97	20.00	78.0	9549	122	118	9.64	8%			
		5	14	29	MAYO	9.97	20.00	78.0	9769	125						
		6	14	29	MAYO	10.03	19.97	78.9	8468	107						
	MIÉRCOLES	7	28	13	JUNIO	10.00	20.17	78.5	10360	132	133	7.40	6%			
		8	28	13	JUNIO	10.00	20.17	78.5	9910	126						
		9	28	13	JUNIO	9.98	20.02	78.3	11026	141						
		10	90	15	AGOSTO	10.06	20.02	79.5	12050	152				152	9.11	6%
		11	90	15	AGOSTO	10.03	20.12	78.9	11292	143						
		12	90	15	AGOSTO	10.03	20.05	78.9	12730	161						

TIPO DE CONCRETO	FECHA DE ELABORACIÓN	NÚMERO DE CILINDRO	EDAD (días)	FECHA DE PRUEBA		Dprom (cm)	hprom (cm)	Área (cm ²)	Carga (kg)	Resistencia (kg/cm ²)	Promedio (kg/cm ²)	Desviación estándar	Coeficiente de variación				
				DÍA	MES												
20% CENIZA VOLANTE + HULE RETENIDO EN MALLA No. 10 (M8)	MAYO	1	7	22	MAYO	9.98	20.00	78.3	6789	87	91	3.57	4%				
		2	7	22	MAYO	10.03	20.05	78.9	7363	93							
		3	7	22	MAYO	10.01	19.97	78.7	7275	92							
	15	MAYO	4	14	29	MAYO	10.03	20.05	79.1	8836	112	110	11.59	11%			
			5	14	29	MAYO	9.96	20.03	77.9	7602	98						
			6	14	29	MAYO	9.95	20.12	77.8	9375	121						
		MAYO	7	28	13	JUNIO	9.98	20.03	78.3	10133	129				128	5.46	4%
			8	28	13	JUNIO	9.95	20.02	77.8	9484	122						
			9	28	13	JUNIO	9.99	20.08	78.4	10398	133						
	MIÉRCOLES	10	90	15	AGOSTO	9.98	20.12	78.3	11898	152	161	13.61	8%				
		11	90	15	AGOSTO	10.00	20.03	78.5	13847	176							
		12	90	15	AGOSTO	10.01	20.05	78.7	12079	154							
20% CENIZA VOLANTE + HULE PASA MALLA No. 10 (M9)	MAYO	1	7	24	MAYO	9.97	20.00	78.0	6831	88	86	1.79	2%				
		2	7	24	MAYO	9.99	20.00	78.4	6587	84							
		3	7	24	MAYO	9.98	20.10	78.3	6683	85							
	17	MAYO	4	14	31	MAYO	10.02	20.10	78.8	8531	108	98	9.75	10%			
			5	14	31	MAYO	10.00	20.07	78.5	6973	89						
			6	14	31	MAYO	9.96	20.02	77.9	7600	98						
		MAYO	7	28	14	JUNIO	10.02	20.03	78.8	9544	121				115	5.81	5%
			8	28	14	JUNIO	9.98	20.05	78.3	8573	110						
			9	28	14	JUNIO	9.99	20.15	78.4	8984	115						
	VIERNES	10	90	16	AGOSTO	10.03	20.03	79.1	11657	147	150	13.24	9%				
		11	90	16	AGOSTO	10.02	20.17	78.8	12995	165							
		12	90	16	AGOSTO	10.02	20.08	78.8	10949	139							

APÉNDICE D

RESULTADOS ESTADÍSTICOS DE LA PRUEBA DE RESISTENCIA A LA FLEXIÓN

TIPO DE CONCRETO	FECHA DE ELABORACIÓN	NÚMERO DE TRABE	EDAD (días)	FECHA DE PRUEBA		Ancho bprom (cm)	Peralte dprom (cm)	Distancia entre apoyos, L (cm)	Carga (kg)	Resistencia (kg/cm ²)	Promedio (kg/cm ²)	Desviación estándar	Coeficiente de variación	
				DÍA	MES									
CONCRETO DE REFERENCIA (MC)	MAYO	1	7	28	MAYO	15.03	14.90	45.00	2200	29.66	28.34	1.86	7%	
		2	7	28	MAYO	15.00	14.90	45.00	2000	27.03				
		21	3	14	4	JUNIO	15.07	15.05	45.00	2200	29.01	30.21	1.69	6%
			4	14	4	JUNIO	15.15	15.07	45.00	2400	31.40			
	MARTES	5	28	18	JUNIO	15.13	15.13	45.00	2721	35.33	34.87	0.75	2%	
		6	28	18	JUNIO	15.30	15.03	45.00	2614	34.01				
		7	28	18	JUNIO	15.22	15.05	45.00	2702	35.28				
		8	90	19	AGOSTO	15.13	15.27	45.00	2752	35.11	36.48	1.94	5%	
		9	90	19	AGOSTO	15.23	15.27	45.00	2986	37.85				
20% CENIZA VOLANTE (M0)	MAYO	1	7	31	MAYO	15.02	14.98	45.00	1650	22.02	22.24	0.30	1%	
		2	7	31	MAYO	15.17	15.10	45.00	1725	22.45				
		24	3	14	7	JUNIO	15.03	15.13	45.00	2150	28.10	26.47	2.31	9%
			4	14	7	JUNIO	15.13	14.98	45.00	1875	24.83			
	VIERNES	5	28	21	JUNIO	15.35	15.23	45.00	2258	28.52	28.12	0.65	2%	
		6	28	21	JUNIO	15.10	15.13	45.00	2188	28.48				
		7	28	21	JUNIO	15.23	15.15	45.00	2127	27.37				
		8	90	22	AGOSTO	15.03	15.15	45.00	2475	32.28	32.07	0.30	1%	
		9	90	22	AGOSTO	15.02	15.17	45.00	2446	31.86				

TIPO DE CONCRETO	FECHA DE ELABORACIÓN	NÚMERO DE TRABE	EDAD (días)	FECHA DE PRUEBA		Ancho bprom (cm)	Peralte dprom (cm)	Distancia entre apoyos, L (cm)	Carga (kg)	Resistencia (kg/cm ²)	Promedio (kg/cm ²)	Desviación estándar	Coeficiente de variación	
				DÍA	MES									
20% GENIZA VOLANTE + HULE RETENIDO EN MALLA No. 8 (M1)	MAYO	1	7	3	JUNIO	15.17	14.97	45.00	1600	21.19	20.84	0.50	2%	
		2	7	3	JUNIO	15.13	15.00	45.00	1550	20.48				
		27	3	14	10	JUNIO	15.17	15.00	45.00	2500	32.97	33.76	1.12	3%
	4		14	10	JUNIO	15.23	15.33	45.00	2750	34.55				
	LUNES		5	28	25	JUNIO	15.15	15.15	45.00	2693	34.85	34.27	2.22	6%
			6	28	25	JUNIO	14.93	15.18	45.00	2434	31.82			
			7	28	25	JUNIO	15.15	15.03	45.00	2750	36.14			
			8	90	25	AGOSTO	15.12	15.10	45.00	2731	35.65	36.32	0.95	3%
		9		90	25	AGOSTO	15.05	15.12	45.00	2827	37.00			
20% GENIZA VOLANTE + HULE RETENIDO EN MALLA No. 10 (M2)	MAYO	1	7	5	JUNIO	15.13	15.00	45.00	1300	17.18	18.73	2.20	12%	
		2	7	5	JUNIO	14.97	14.53	45.00	1425	20.28				
	29	3	14	12	JUNIO	15.13	15.05	45.00	2325	30.52	31.14	0.87	3%	
		4	14	12	JUNIO	15.12	15.00	45.00	2400	31.75				
		MIÉRCOLES	5	28	27	JUNIO	15.10	15.23	45.00	2856	36.68	33.55	3.03	9%
			6	28	27	JUNIO	15.40	15.03	45.00	2370	30.64			
			7	28	27	JUNIO	15.33	15.40	45.00	2695	33.34			
			8	90	27	AGOSTO	15.13	15.15	45.00	2824	36.58	36.01	0.81	2%
				9	90	27	AGOSTO	15.25	15.23	45.00	2787			

TIPO DE CONCRETO	FECHA DE ELABORACIÓN	NÚMERO DE TRABE	EDAD (días)	FECHA DE PRUEBA		Ancho bprom (cm)	Peralte dprom (cm)	Distancia entre apoyos, L (cm)	Carga (kg)	Resistencia (kg/cm ²)	Promedio (kg/cm ²)	Desviación estándar	Coeficiente de variación
				DÍA	MES								
20% CENIZA VOLANTE + HULE PASA MALLA No. 10 (M3)	MAYO	1	7	7	JUNIO	15.13	15.03	45.00	1900	25.00	23.05	2.76	12%
		2	7	7	JUNIO	15.17	15.00	45.00	1600	21.10			
		3	14	14	JUNIO	15.15	14.88	45.00	2300	30.84	29.33	2.14	7%
	VIERNES	4	14	14	JUNIO	15.12	15.00	45.00	2102	27.82	30.85	1.13	4%
		5	28	29	JUNIO	15.17	15.13	45.00	2285	29.60			
		6	28	29	JUNIO	15.20	15.08	45.00	2393	31.13			
		7	28	29	JUNIO	15.13	15.07	45.00	2428	31.81	35.76	3.14	9%
		8	90	29	AGOSTO	15.12	15.23	45.00	2615	33.54			
		9	90	29	AGOSTO	15.12	15.22	45.00	2954	37.98			
20% CENIZA VOLANTE + HULE RETENIDO EN MALLA No. 8 (M4)	JUNIO	1	7	25	JUNIO	15.22	15.22	45.00	1911	24.41	24.57	0.23	1%
		2	7	25	JUNIO	15.23	14.98	45.00	1879	24.73	25.57	3.66	14%
	18	3	14	2	JULIO	15.37	14.67	45.00	2068	28.15			
		4	14	2	JULIO	15.33	15.23	45.00	1817	22.98	31.64	2.83	9%
		5	28	16	JULIO	15.33	15.12	45.00	2386	30.64			
		6	28	16	JULIO	15.10	15.17	45.00	2689	34.84			
		MARTES	7	28	16	JULIO	15.13	15.12	45.00	2262	29.44	34.47	1.09
	8		90	16	SEPTIEMBRE	15.28	15.03	45.00	2705	35.25			
	9	90	16	SEPTIEMBRE	15.23	15.18	45.00	2630	33.70				

TIPO DE CONCRETO	FECHA DE ELABORACIÓN	NÚMERO DE TRABE	EDAD (días)	FECHA DE PRUEBA		Ancho bprom (cm)	Peralte dprom (cm)	Distancia entre apoyos, L (cm)	Carga (kg)	Resistencia (kg/cm ²)	Promedio (kg/cm ²)	Desviación estándar	Coeficiente de variación	
				DÍA	MES									
20% CENIZA VOLANTE + HULE RETENIDO EN MALLA No. 10 (M5)	JUNIO	1	7	18	JUNIO	15.13	15.02	45.00	1873	24.70	24.86	0.22	1%	
		2	7	18	JUNIO	15.08	15.00	45.00	1886	25.01				
		MARTES	3	14	25	JUNIO	15.33	14.47	45.00	2185	30.63	29.44	1.69	6%
	4		14	25	JUNIO	15.20	15.08	45.00	2170	28.24				
	5		28	10	JULIO	15.13	15.27	45.00	2590	33.04	31.81	2.16	7%	
	6		28	10	JULIO	15.15	15.15	45.00	2266	29.32				
	7		28	10	JULIO	15.10	15.20	45.00	2565	33.08				
	MARTES		8	90	9	SEPTIEMBRE	15.18	15.10	45.00	2645	34.38	33.91	0.67	2%
		9	90	9	SEPTIEMBRE	15.15	15.08	45.00	2561	33.44				
20% CENIZA VOLANTE + HULE PASA MALLA No. 10 (M6)	JUNIO	1	7	14	JUNIO	15.15	15.02	45.00	1689	22.25	21.85	0.56	3%	
		2	7	14	JUNIO	15.27	15.02	45.00	1641	21.45				
		VIERNES	3	14	21	JUNIO	15.03	14.57	45.00	1860	26.24	27.88	2.32	8%
	4		14	21	JUNIO	15.05	15.03	45.00	2231	29.52				
	5		28	5	JULIO	15.60	15.07	45.00	2379	30.23	30.11	0.31	1%	
	6		28	5	JULIO	15.23	15.07	45.00	2332	30.35				
	7		28	5	JULIO	15.50	15.10	45.00	2337	29.76				
	VIERNES		8	90	5	SEPTIEMBRE	15.22	15.20	45.00	2607	33.37	32.75	0.87	3%
			9	90	5	SEPTIEMBRE	15.10	15.02	45.00	2432	32.14			

TIPO DE CONCRETO	FECHA DE ELABORACIÓN	NÚMERO DE TRABE	EDAD (días)	FECHA DE PRUEBA		Ancho bprom (cm)	Peralte dprom (cm)	Distancia entre apoyos, L (cm)	Carga (kg)	Resistencia (kg/cm ²)	Promedio (kg/cm ²)	Desviación estándar	Coeficiente de variación
				DÍA	MES								
20% CENIZA VOLANTE + HULE RETENIDO EN MALLA No. 8 (M7)	JUNIO 26	1	7	3	JULIO	15.40	15.20	45.00	1701	21.51	20.10	2.00	10%
		2	7	3	JULIO	15.25	15.17	45.00	1456	18.68			
		3	14	10	JULIO	14.60	15.18	45.00	1939	25.93	24.92	1.43	6%
	MIÉRCOLES	4	14	10	JULIO	15.28	15.13	45.00	1859	23.90	29.02	0.99	3%
		5	28	24	JULIO	15.07	15.13	45.00	2158	28.14			
		6	28	24	JULIO	15.08	15.08	45.00	2295	30.09			
		7	28	24	JULIO	15.05	15.08	45.00	2193	28.82	31.75	0.98	3%
		8	90	24	SEPTIEMBRE	15.15	15.02	45.00	2463	32.44			
		9	90	24	SEPTIEMBRE	15.17	15.17	45.00	2408	31.06			
20% CENIZA VOLANTE + HULE RETENIDO EN MALLA No. 10 (M8)	JUNIO 25	1	7	2	JULIO	15.12	15.12	45.00	1487	19.37	20.39	1.44	7%
		2	7	2	JULIO	15.25	15.30	45.00	1698	21.41			
		3	14	9	JULIO	15.33	14.90	45.00	1819	24.04	23.24	1.13	5%
	MARTES	4	14	9	JULIO	15.17	15.15	45.00	1736	22.44	28.84	1.05	4%
		5	28	24	JULIO	15.13	15.13	45.00	2208	28.66			
		6	28	24	JULIO	15.15	15.18	45.00	2326	29.97			
		7	28	24	JULIO	15.25	15.32	45.00	2217	27.88	30.63	0.90	3%
		8	90	23	SEPTIEMBRE	15.12	15.00	45.00	2364	31.27			
		9	90	23	SEPTIEMBRE	15.13	15.02	45.00	2275	30.00			

TIPO DE CONCRETO	FECHA DE ELABORACIÓN	NÚMERO DE TRABE	EDAD (días)	FECHA DE PRUEBA		Ancho bprom (cm)	Peralte dprom (cm)	Distancia entre apoyos, L (cm)	Carga (kg)	Resistencia (kg/cm ²)	Promedio (kg/cm ²)	Desviación estándar	Coeficiente de variación			
				DÍA	MES											
20% CENIZA VOLANTE + HULE PASA MALLA No. 10 (M9)	JUNIO	1	7	28	JUNIO	15.40	15.13	45.00	1669	21.29	20.49	1.13	5%			
		2	7	28	JUNIO	15.63	15.07	45.00	1553	19.70						
	21	3	14	5	JULIO	15.17	14.67	45.00	1613	22.24	23.39	1.62	7%			
		4	14	5	JULIO	15.27	15.15	45.00	1911	24.54						
	VIERNES	5	28	19	JULIO	15.17	15.17	45.00	2292	29.56	28.21	1.70	6%			
		6	28	19	JULIO	15.13	15.20	45.00	2043	26.30						
		7	28	19	JULIO	15.17	15.15	45.00	2226	28.78						
		8	90	19	SEPTIEMBRE	15.12	15.08	45.00	2234	29.24				30.10	1.22	4%
		9	90	19	SEPTIEMBRE	15.08	15.12	45.00	2371	30.96						