



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL - TECNOLOGÍA DE LA CONSTRUCCIÓN

**ESTUDIO SOBRE TECNOLOGÍAS APLICADAS A LAS MEZCLAS DE
CONCRETO HIDRÁULICO PARA REDUCIR SU PERMEABILIDAD AL AGUA E
INCREMENTAR SU DURABILIDAD**

TESIS
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:

JORGE LIMÓN MEDINA

TUTOR PRINCIPAL:

M. EN I. CARLOS JAVIER MENDOZA ESCOBEDO
INSTITUTO DE INGENIERÍA

COTUTOR:

DRA. TATIANA LILIA ÁVALOS RENDÓN
INSTITUTO DE INGENIERÍA

CIUDAD UNIVERSITARIA, CDMX, DICIEMBRE 2016

JURADO ASIGNADO:

Presidente: M.I. Miguel Ángel Rodríguez Vega
Secretario: Dr. Carlos Máximo Aire Untiveros
Vocal: M.I. Carlos Javier Mendoza Escobedo
1^{er.} Suplente: Ing. Juan Luis Cottier Caviedes
2^{do.} Suplente: Dra. Tatiana Lilia Ávalos Rendón

Lugar donde se realizó la tesis: INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM.

TUTOR PRINCIPAL DE TESIS:

M. en I. Carlos Javier Mendoza Escobedo

FIRMA

COTUTOR:

Dra. Tatiana Lilia Ávalos Rendón

FIRMA

DEDICATORIA

A Dios:

Con toda la humildad de mi corazón, dedico primeramente mi trabajo a Dios, porque me ha dado la fortaleza para seguir adelante en todos los momentos de mi vida y gracias a él concluyo una etapa más.

A mis padres: **Araceli Medina Castellanos y Raymundo Limón de La Rosa**

Por su amor, trabajo y sacrificio en todos estos años, me formaron con reglas y grandes valores. Gracias a ustedes he logrado llegar hasta aquí y convertirme en lo que soy, muchos de mis logros se los debo a ustedes. Ha sido un privilegio ser su hijo, son los mejores padres.

A mis hermanas: **Noemi Limón Medina y Nayeli Limón Medina**

Por su cariño y apoyo incondicional, por sus palabras de aliento y motivación, me brindaron todo lo que tenían a su alcance, recuerden que éste logro también es suyo, gracias carnalás.

A mí amada esposa: **Susana Elizabeth Osornio Cruz**

Por brindarme su comprensión, amor y cariño. Con su apoyo constante y amor incondicional, ha sido mi impulso durante toda mi carrera y el pilar principal para la culminación de ésta etapa, lo logramos chaparrita.

A mis familiares y amigos:

Por su apoyo incondicional, sus consejos y sus grandes muestras de cariño, en especial a mis sobrinos Lupita, Denisse, Brayton e Iker, mi cuñado Polo, mis suegros Ma. Susana y José Luis, mis cuñadas Ale y Sire.

A mis tutores: **M. en I. Carlos J. Mendoza y Dra. Tatiana L. Ávalos**

Por su conocimiento, paciencia y tiempo dedicado en la realización de esta tesis, por el apoyo brindado para lograr ésta investigación en el Instituto de Ingeniería y por toda la información proporcionada.

AGRADECIMIENTOS

A mi director de tesis el Maestro Carlos Javier Mendoza Escobedo, por todas las facilidades brindadas para la ejecución de éste trabajo, por su confianza y buen trato hacia mi persona. Gracias por permitirme formar parte del Instituto de Ingeniería.

A la Dra. Tatiana L. Ávalos Rendón por su análisis detallado y ayuda brindada en el desarrollo de este estudio.

Al Instituto de Ingeniería por su apoyo en la realización experimental de éste trabajo dentro de sus instalaciones. Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT) por la ayuda económica a lo largo de mis estudios de posgrado y hacerme participe de su comunidad.

A mis profesores, por todo el conocimiento y consejos otorgados sin ningún recelo. A mis amigos más cercanos desde la secundaria y a mis amigos de Maestría, gracias por todos esos buenos momentos de bromas y risas.

A mis colegas y trabajadores del edificio 3 del Instituto de Ingeniería: López, Villegas, Gil, a Don Ray por su asistencia, Don Salo, Blind y Agustín; en especial a mi amigo Francisco Hernández Díaz por su gran ayuda en la realización de las actividades de éste estudio.

A todos mi familiares: mi papás, mi esposa, sobrinos, suegros, cuñados(as), primos(as), tíos(as); por todas de sus palabras de aliento, por creer y confiar en mí en todo momento. De corazón a todos y cada uno de ustedes: ¡¡¡Gracias, lo logramos!!!

Sobre todo a mi alma máter la Universidad Nacional Autónoma de México, en particular a la Facultad de Ingeniería y al Posgrado de Ingeniería, gracias por darme la oportunidad de llamarme *universitario* y formar parte de ti; con gran orgullo y cariño te llevaré siempre en mi corazón.

Jorge Limón Medina, diciembre 2016.

Por mi raza hablará el espíritu

ÍNDICE

I. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	vii
II. JUSTIFICACIÓN Y ALCANCE	vii
III. OBJETIVO.....	viii
CAPÍTULO 1. ANTECEDENTES	1
1.1 ¿Qué es un concreto impermeable?	2
1.1.1 Mecanismos de penetración del agua al interior del concreto	3
1.1.2 Factores que afectan la impermeabilidad del concreto.....	6
1.2 Durabilidad del concreto.....	9
1.2.1 Condiciones de exposición y servicio	10
1.2.2 Relación entre durabilidad e impermeabilidad de un concreto	21
1.2.3 Diseño de un concreto durable y de baja permeabilidad	22
CAPÍTULO 2. METODOLOGÍA EXPERIMENTAL	28
2.1 Dosificación de mezclas en estudio	28
2.2 Materiales empleados	31
2.2.1 Cemento	31
2.2.2 Agregados pétreos	32
2.2.3 Agua	34
2.2.4 Aditivos	34
CAPÍTULO 3. ANÁLISIS DE RESULTADOS	36
3.1 Concreto en estado fresco	38
3.2 Concreto en estado endurecido	39
3.2.1 Resistencia a compresión simple	39
3.2.2 Módulo de elasticidad y relación de Poisson	45
3.2.3 Tensión por compresión diametral.....	48
3.2.4 Penetración de ion cloruro (ERPC).....	49
3.2.5 Resistencia al ataque por sulfatos	52
3.2.6 Contracción por secado.....	55

3.2.7	Prueba de abrasión	57
3.2.8	Absorción capilar	60
3.2.9	Prueba de porosidad	62
3.3	Análisis de viabilidad económica.....	67
CONCLUSIONES Y COMENTARIOS		69
BIBLIOGRAFÍA, REFERENCIAS Y CONSULTAS		72
ANEXOS		76

I. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Históricamente la necesidad de información sobre la permeabilidad de un concreto ha tenido mucha importancia, esto se debe a que dicha propiedad es un factor determinante en el comportamiento del concreto ante diversos agentes adversos, es decir, la permeabilidad está directamente relacionada con la durabilidad del concreto.

El interés por la permeabilidad del concreto no se centra solamente en la velocidad con la que el agua pasa a través de él; actualmente la problemática se centra también en la permeabilidad a sustancias nocivas como los son: iones cloruro (Cl^-), iones sulfato (SO_4^{2-}) y otros químicos agresivos perjudiciales para las estructuras de concreto durante su vida útil como la abrasión, ciclos de congelación y deshielo, corrosión del acero de refuerzo, y exposición al agua de mar.

II. JUSTIFICACIÓN Y ALCANCE

Justificación

De acuerdo con el planteamiento del problema y en virtud del desarrollo de nuevas tecnologías (aditivos y adiciones) que ayudan a mejorar el desempeño del concreto hidráulico, específicamente su propiedad de permeabilidad; nace la necesidad de entender y proponer, técnicas que nos ayuden a obtener un concreto de baja permeabilidad y más durable, así como métodos que ayuden a determinar la permeabilidad del concreto, tanto a nivel superficial como a escalas micrométricas.

Alcance de la investigación:

- Nuevas recomendaciones para un concreto impermeable.
- Comportamiento y mecanismos de trabajo de los aditivos utilizados.
- Ampliar el campo de investigación en el desarrollo de tecnologías mejoradas o nuevas tecnologías.

- Desarrollo de concretos con muy baja permeabilidad expuesto a distintas sustancias y sometidos a presión.
- Metodología aplicable en el diseño de un concreto durable.

III. OBJETIVO

Utilizar tres aditivos reductores de la permeabilidad (ARP) junto con las recomendaciones, encontradas en la literatura, que han mostrado buenos resultados para obtener un concreto de baja permeabilidad. Además, evaluar el desempeño de cada aditivo realizando mezclas de concreto y comparar los resultados con concretos que contienen adiciones minerales (humo de sílice), para poder establecer el comportamiento y diseño de un concreto de baja permeabilidad

CAPÍTULO 1. ANTECEDENTES

Almacenar y conducir el agua, en una cantidad y velocidad determinadas, han sido materia de la ingeniería durante siglos. En términos de conducción y almacenaje el concreto ha sido uno de los materiales más atractivos. El concreto puede contener el agua, lo hace porque su estructura microscópica no permite que el líquido lo atraviese fácilmente. Sin embargo, no todos los concretos son capaces de realizar ésta tarea de manera eficaz. En éstos casos, pueden existir concretos 100 veces más impermeables que otros, y estamos excluyendo a los concretos drenantes o porosos que aumentarían aún más las diferencias (Sika Mexicana, 2013).

Hablando estrictamente, la permeabilidad se refiere al flujo a través de un medio poroso. Ahora, el movimiento de los fluidos a través del concreto sucede no solamente por el flujo a través del sistema poroso, sino también –como veremos más adelante- por difusión y por absorción, así que nuestro interés está realmente en la penetrabilidad del concreto (Neville, 1999).

Sin embargo, el término “permeabilidad”, será bien aceptado en este texto para expresar el movimiento total de fluidos hacia adentro y a través del concreto, excepto cuando, por razones de claridad, necesite hacerse distinción entre los tipos de flujo. Un concreto “impermeable”, no es un concreto irrompible o impenetrable, podríamos mejor denominarlo como un concreto de baja permeabilidad, pero para fines prácticos el uso de los dos términos es aceptable para el contenido de éste estudio.

1.1 ¿QUÉ ES UN CONCRETO IMPERMEABLE?

Se podría pensar que un concreto impermeable, es un elemento del concreto en el que una de sus caras está en contacto con un líquido mientras que la cara opuesta permanece seca. Esto en realidad no es un concreto impermeable; se puede tener un concreto con una permeabilidad muy alta en el que la cara opuesta a la que está en contacto con el agua permanece seca, debido a que tiene un espesor de varias decenas de metros. Es decir, -un caudal nulo o muy bajo de agua puede apenas atravesar un muro delgado de concreto de baja porosidad o el mismo caudal obtenerse con un muro muy grueso con un concreto de alta porosidad (Sika Mexicana, 2013).

Entonces, existen factores externos al material mismo (presión del líquido, espesor del elemento, área en contacto con el agua etc.) que determinan si una estructura de concreto permite o no el paso del agua a través de todo su espesor. Por lo tanto, en el concreto impermeable se define solo el material sin tener en consideración los aspectos de la estructura o si habrá o no agua del otro lado de la estructura.

La definición de concreto impermeable es similar a la de un concreto de alta resistencia. Es decir, se define la propiedad del material como tal y no su funcionamiento en la estructura. Un concreto de alta resistencia es aquel que cuenta con una resistencia a la compresión superior a 40 Mpa. Si se usa este concreto para constituir una columna con sección insuficiente o se le sobrecarga, esta columna fallará, sin que el concreto haya dejado de ser de alta resistencia. Así, los concretos conocidos hoy como impermeables con espesor insuficiente o con la suficiente presión, el agua sí podría atravesarlos.

La permeabilidad del concreto está relacionada con la estructura porosa de la matriz de la pasta de cemento, es decir, las propiedades microestructurales como tamaño, distribución, interconexión de los poros y microfisuras determinarán la impermeabilidad del concreto. La estructura porosa está influenciada por (Abdol R. Chini, 2003):

- Porosidad total
- Distribución del tamaño de los poros
 - Añadiendo humo de sílice (HS) o ceniza volante crea una estructura porosa más fina, aumentando su resistividad.
 - Efecto del tipo de cemento y de ceniza volante.
 - Cemento de alta resistencia pueden exhibir una resistividad mayor que los cementos portland ordinarios (Morales Alejandro, 2015).
- Relación agua-cemento (a/c).

El agua de mezcla es indirectamente responsable de la permeabilidad de la pasta de cemento hidratado porque su contenido determina primero, el espacio total y, posteriormente, el espacio sin rellenar después de que el agua se consume ya sea por la reacción de hidratación del cemento o evaporación hacia el medio ambiente.
- Grado de continuidad entre los poros.
 - A medida que la relación a/c aumenta, la estructura porosa se vuelve más continua; disminuyendo la resistividad eléctrica.
- Curado.
- Tipo y cantidad de aditivos químicos y adiciones minerales.

1.1.1 Mecanismos de penetración del agua al interior del concreto

Tan pronto como el concreto comienza a endurecer, se forma una red interna de poros y huecos, proveen así al concreto de un contenido de aire que permite la porosidad y permeabilidad del mismo. Así tenemos que la permeabilidad ocurre en un concreto endurecido por medio de dos escenarios; primero, por las burbujas de aire atrapadas debido a una compactación deficiente y segundo, a los espacios vacíos dejados por la pérdida de agua en la mezcla debido a la evaporación.

La penetración de fluidos a la red porosa del concreto se puede dar usando principios físicos muy distintos como la permeabilidad, la difusión, la absorción capilar, la convección o la electromigración. Sin embargo, los fenómenos más frecuentes y de mayor preocupación de penetración de agua al interior del concreto son:

- a) Permeabilidad
- b) Absorción capilar
- c) Difusión

Cabe mencionar que los fenómenos anteriores serán los parámetros utilizados en la realización de éste trabajo de investigación.

1.1.1.1 Permeabilidad

La permeabilidad en el concreto se refiere a la cantidad de migración de agua u otras sustancias líquidas por los poros del material en un determinado tiempo. La velocidad con la que el fluido atraviesa el material depende de tres factores básicos:

- porosidad del material,
- densidad del fluido considerado y
- presión a la que está sometido el fluido.

La permeabilidad se mide sobre medios saturados. En el caso del concreto, éste debe estar saturado para poder medir la permeabilidad en términos de m/s.

La permeabilidad del concreto se calcula a partir de una condición de presión hidrostática sobre una de sus caras y corresponde a la velocidad o al caudal de agua que atraviesa el material, debido justamente a la diferencia de presión entre la cara en contacto con el agua y la cara que no lo está.

El flujo de agua a través del concreto debido al empuje del líquido depende de factores externos al material como la altura de la lámina de agua y el espesor del elemento, pero también de factores internos como la capacidad del material para contener el agua (Hermida German, 2015).

1.1.1.2 Absorción Capilar

La absorción capilar, corresponde al desplazamiento de un frente líquido a través de un capilar, como consecuencia de la interacción de contacto líquido-sólido. Este fenómeno de movimiento de agua tiene lugar en concretos secos o parcialmente saturados (Sika Mexicana, 2013). La absorción capilar, normalmente, no da lugar a una penetración profunda.

1.1.1.3 Difusión

La difusión corresponde al desplazamiento de un compuesto, ion, líquido, etc., a través de un medio, debido a una agitación aleatoria a nivel molecular, relacionada con la existencia de un gradiente de concentración, es decir, que las sustancias se mueven de una región con alta concentración a una con baja concentración (Sika Mexicana, 2013). La difusión se determina en general sobre concretos saturados. A través de este medio continuo, tiene entonces lugar la difusión de una sustancia.

La tasa de difusión es controlada no solo por el coeficiente de difusión a través de la solución presente en el poro sino también por las características físicas de la estructura del poro capilar (Abdol R. Chini, 2003). Un ejemplo puede ser que en el concreto debe haber un fase continua del líquido y entonces debe haber un gradiente de concentración, para que ocurra la difusión.

1.1.2 Factores que afectan la impermeabilidad del concreto

Para obtener un concreto impermeable o de baja permeabilidad, se debe considerar ciertos factores para obtener un concreto resistente a los agentes nocivos que se encuentren en el ambiente donde es colocado y protegido ante los mecanismos de penetración del agua a la masa del concreto; entre los más relevante se tienen (Abobaker, 2015):

- Relación agua-cemento.
- Curado.
- Uso de aditivos o adiciones.
- Otros.

La permeabilidad al agua es frecuentemente un factor de control en relación al deterioro del concreto, y se verá influenciado por la relación agua- cemento y la adición de materiales cementantes adicionales, entre otros.

1.1.2.1 Relación agua-cemento (a/c)

La relación agua-cemento (a/c) tiene un profundo efecto en varias características del concreto; una baja relación a/c está asociada con mayor resistencia, un concreto más durable, pero también menos trabajable. La trabajabilidad del concreto es determinante para escoger los medios y métodos constructivos que se utilizarán para una estructura en particular.

Una relación a/c baja da un concreto con alta resistencia, baja permeabilidad y de gran durabilidad. Además, en el caso de una sección de concreto reforzado, al tener una relación a/c baja e incrementando el recubrimiento para el acero de refuerzo, se reduce la entrada de cloruro tal como lo recomiendan los códigos del *American Concrete Institute* (ACI).

1.1.2.2 Curado del concreto

Un curado adecuado de las estructuras de concreto tiene una significativa influencia en las características de permeabilidad del concreto, pero existen diversos factores a considerar en el curado:

- Periodo
- Calidad
- Escenario del curado (ACI 308, 2010).
 - Normal
 - Curado a vapor
 - Curado húmedo
- Temperatura

En general el desempeño de un concreto con prolongados tiempos de curado es mejor, también resulta en una estructura porosa mejor desarrollada en el concreto ya que el volumen de huecos permeables disminuye.

1.1.2.3 Uso de aditivos y/o adiciones

El uso de humo de sílice, ceniza volante, aditivos bloqueadores de poro y aditivos reductores de agua de alto rango de Tipo F (ASTM C494-11), permiten la fabricación de concretos de muy baja permeabilidad, ya que las adiciones minerales en la pasta de cemento crean una estructura de poros más densa que la pasta de cemento regular.

1.1.2.4 Otros

Existen algunos factores adicionales que afectan la permeabilidad del concreto, como una compactación deficiente, la pérdida del agua de mezclado y la edad del concreto; en cuanto mayor sea la edad del concreto la permeabilidad de éste será menor, ya que el cemento es un material que se continúa hidratando por un largo periodo mientras haya presencia de agua. Entonces con la presencia de agua los productos de la hidratación llenarán los espacios vacíos de la matriz de cemento. Otro factor que mejora la permeabilidad del concreto es la finura del cemento, partículas de cemento más finas hará que estas se hidraten con mayor rapidez, creando un concreto impermeable más rápido (Abobaker, 2015).

1.2 DURABILIDAD DEL CONCRETO

El diseño estructural de un edificio donde se ve involucrado el concreto, debe estipular las medidas adecuadas para que éste alcance su vida útil establecida en el proyecto, teniendo en cuenta las condiciones ambientales, climatológicas y el género de edificio a construir (Muños & Escobedo). Todos los agentes agresivos a los cuales estará expuesto el edificio deberán de identificarse y tomarse en cuenta correctamente.

Es esencial que toda estructura de concreto continúe ejecutando sus funciones a las que se le destine, es decir, mantener su resistencia y utilidad requeridas, durante el tiempo de servicio especificado. El concreto debe ser capaz de soportar el proceso de deterioro al cual se espera que estará expuesto. A este concreto se le conoce como concreto durable (Neville, 1999).

De acuerdo con el American Concrete Institute, Comité 201, (ACI 201. Guide to Durable Concrete):

“La durabilidad del concreto de cemento portland se define como su capacidad para resistir la acción de la intemperie, los ataques químicos, la abrasión o cualquier otro proceso de deterioro. Un concreto durable conservará su forma, calidad y utilidad originales al estar expuesto a su ambiente.”

La norma mexicana NMX C-155-ONNCCE-2014 en su capítulo 4, inciso 4.16, define la durabilidad como:

“La capacidad del concreto hidráulico para resistir satisfactoriamente durante la vida útil de la estructura las cargas de diseño, la acción ambiental, ataque químico o abrasión y de proteger el acero de refuerzo y demás elementos metálicos embebidos, de la corrosión o cualquier otro proceso de deterioro, con el objeto de que el concreto mantenga su forma original, condición de servicio y propiedades mecánicas.”

Diferentes concretos requieren diferentes grados de durabilidad dependiendo del entorno de exposición y propiedades deseadas.

1.2.1 Condiciones de exposición y servicio

Para obtener elementos y estructuras durables, se deben considerar en las especificaciones del proyecto acciones contra mecanismo de deterioro que puedan presentarse según la clase de exposición en que dichos elementos y estructuras estarán en condiciones de servicio. La durabilidad inadecuada se manifiesta en sí misma por el deterioro, que puede ser el producto ya sea de factores externos o de causas internas dentro del concreto mismo.

Las principales acciones de deterioro que afectan la durabilidad de las estructuras de concreto son (NMX C-155-ONNCCE-2014):

- Físicas y mecánicas, generalmente asociadas a los efectos de la alta temperatura o de las diferencias de expansión térmica del agregado y de la pasta de cemento endurecida, acciones externas no consideradas o consideradas inadecuadamente en el diseño estructural, fenómenos geológicos, hundimientos diferenciales. Una causa importante es la congelación y deshielo alternadas, así como la acción asociada a sales para descongelar (ACI 201, 2010). El daño mecánico es causado por impacto, abrasión, erosión o cavitación.
- Ataque químico por exposición a ácidos, gases y suelos que contienen sustancias químicas agresivas, incluyendo sulfatos y microorganismos biológicos.
- Reacción química de agregados con los álcalis del cemento.
- Mecanismos que ocasionan corrosión del acero de refuerzo o de elementos metálicos embebidos en el concreto, propiciada principalmente por carbonatación y la presencia de iones cloro.

1.2.1.1 Congelación y deshielo

A medida que baja la temperatura del concreto saturado en servicio, el agua dentro de los poros capilares de la pasta de cemento endurecida se congela, de una manera similar a la congelación del agua en los poros de una roca, y ocurre la expansión del agua en el concreto. Si el deshielo subsecuente es seguido por otra congelación, ocurre expansión adicional, así que ciclos repetitivos de congelación y deshielo tienen efecto acumulativo. La acción ocurre principalmente en la pasta de cemento endurecido (Neville, 1999).

Existen dos posibles fuentes conocidas como causantes de dilatación en el concreto endurecido (Malhotra, 2011):

- Presión hidráulica

El agua en los poros capilares de la pasta de cemento en el concreto da como resultado una expansión aproximadamente de 9 % debido a la congelación. Si el aumento de volumen es menor que el espacio disponible, no ocurrirá daño alguno; de manera que el agua en exceso será expulsada de la cavidad por la presión hidráulica. Como la pasta de cemento es un material permeable, hay posibilidad de que el exceso de agua puede escapar de los poros capilares al vacío más cercano durante el proceso de congelación, esto, si está sin llenar. Un vacío de aire estará sin llenar, es decir, lleno de aire a menos que una grieta haya penetrado en él. El agua obligada por el mecanismo descrito, saldrá inmediatamente durante el deshielo, forzada a salir por la compresión del aire, y por lo tanto no permanecerá algún líquido para evaporarse y formar depósitos secundarios; la presencia de tales depósitos indica que la burbuja ha sido penetrada por una grieta (Malhotra, 2011). La rapidez de congelación determinará la velocidad con la que el agua, desplazada por el frente de hielo que avanza, debe fluir hacia el exterior y, la presión hidráulica desarrollada dependerá de la resistencia al flujo, es decir, de la longitud de la trayectoria que debe viajar el agua para alcanzar el vacío de aire más cercano y de la permeabilidad de la pasta de cemento (Neville, 1999).

- Presión osmótica

Además de la presión hidráulica causado por la congelación del agua en las cavidades capilares, la presión osmótica resultante de la congelación parcial de las soluciones en dichas cavidades pueden ser otra fuente de expansiones destructivas en la pasta de cemento. El agua en las cavidades capilares no es pura; contiene diversas sustancias solubles. Tales soluciones se congelan a temperaturas ligeramente más bajas que el agua pura. Cuando soluciones de diferentes concentraciones de materiales solubles están separados por una barrera permeable, las partículas de soluto tienden a moverse a través de la barrera hacia la solución de menor concentración. La existencia de incrementos locales de concentración de sal entre los capilares, se prevé como la fuente de presión osmótica (Malhotra, 2011).

Las superficies horizontales tales como autopistas, puentes, caminos y aceras, que están sujetos a la congelación y deshielo, son muchas veces tratadas con agentes descongelantes con el propósito de remover nieve y hielo. Estos agentes tienen un efecto adverso sobre el concreto, conduciendo al deterioro superficial y algunas veces a la corrosión del acero de refuerzo. En verdad, el mecanismo mediante el cual los agentes descongelantes dañan al concreto, es primariamente físico, y no químico (ACI 201, 2010); y es independiente de si el descongelante es orgánico o no, o de si es una sal o no.

Las sales más utilizadas son cloruro de sodio (NaCl) y cloruro de calcio (CaCl_2), las sales producen presión osmótica y causan movimiento de agua hacia la capa superior de la losa cuando sucede la congelación y por ende desarrolla presión hidráulica. Así, la acción es similar a la congelación y deshielo ordinarios, pero es más severa (Neville, 1999).

1.2.1.2 Ataque por agentes químicos agresivos

Son escasas o nulas las circunstancias bajo las cuales el concreto es atacado por agentes químicos sólidos secos. Para producir un ataque significativo sobre el concreto, los químicos agresivos deben estar en solución y presentes en concentraciones mayores a las mínimas, esto ocasiona una reacción con la pasta de cemento hidratada. Algunos de los factores que provocan mayor preocupación son la exposición a los sulfatos, los ácidos, el agua de mar y la carbonatación.

- Sulfatos

Particularmente los sulfatos de sodio, calcio o magnesio, pueden atacar al concreto endurecido, se pueden encontrar en el suelo o en el agua freática adyacente a las estructuras de concreto. Las sales del sulfato en solución ingresan y atacan los materiales cementicios. Si en una superficie expuesta el aire se produce evaporación, los iones sulfato se pueden concentrar cerca de dicha cara y aumentar el potencial de deterioro.

Aunque la solubilidad del sulfato de calcio es baja, las aguas freáticas con un contenido alto de sulfatos, contienen adicionalmente otros sulfatos. La importancia de esto reside en que esos otros sulfatos reacciona con los diversos productos de la hidratación del cemento y no sólo con el hidróxido de calcio (Ca(OH)_2). Las reacciones de los varios sulfatos con la pasta de cemento endurecido son como sigue (Neville, 1999):

El *sulfato de sodio* (Na_2SO_4) ataca el hidróxido de calcio (Ca(OH)_2), se genera yeso ($\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$) provocado por depósitos de trióxido de azufre (SO_3).

El *sulfato de calcio* (CaSO_4) ataca sólo al hidrato de aluminato de calcio, formando sulfoaluminato de calcio ($3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{CaSO}_4 \cdot 32\text{H}_2\text{O}$), conocido como etringita.

Por otro lado, el *sulfato de magnesio* ($MgSO_4$) ataca los hidratos de silicato de calcio, así como al $Ca(OH)_2$, y al hidrato de aluminato de calcio, produciendo hidróxido de magnesio ($Mg(OH)_2$), conocido como brucita, (ACI 201, 2010). Por causa de la muy baja solubilidad del sulfato de magnesio, la reacción prosigue hasta la terminación, haciendo así el ataque por $MgSO_4$, el más severo de los ataques por sulfato.

Las tres consecuencias del ataque de sulfatos sobre los componentes del concreto, mejor conocidas son entonces: el yeso, la etringita y la brucita. La formación de etringita puede generar un aumento del volumen sólido, provocando expansión y fisuración. La formación de yeso puede provocar ablandamiento y pérdida de resistencia del concreto.

Las condiciones de exposición del concreto a los sulfatos son muchas y variables. Entre otros factores, la agresividad de las condiciones depende de la saturación del suelo, del movimiento del agua, de la temperatura y la humedad ambiente, de la concentración de los sulfatos y del tipo de sulfato o sulfatos involucrados. Dependiendo de estas variables, generalmente las soluciones que contienen sulfato de calcio son generalmente menos agresivas que las que contienen sulfato de sodio, las cuales a su vez en general son menos agresivas que las que contienen sulfato de magnesio (Neville, 1999).

- Ácidos

El concreto que contiene cemento Portland, al ser altamente alcalino, no es resistente al ataque de ácidos fuertes o de compuestos que puedan convertirse en ácido (Neville, 1999). Aunque de manera general, el cemento Portland no tiene una buena resistencia a los ácidos, no obstante, con el uso de una mezcla apropiada de concreto y una compactación eficaz, el concreto podría resistir la exposición cuando esta fuese ocasional, sin embargo existen algunas excepciones.

Los líquidos con un pH inferior a 6.5 pueden atacar al concreto, pero el ataque es más severo sólo a un valor de pH menor que 5.5; por debajo de 4.5, el ataque es muy severo (ver tabla 1.1). Una concentración de dióxido de carbono (CO₂) de 30 a 60 ppm da como resultado un ataque severo y, una concentración superior de 60 ppm da por resultado un ataque muy severo, (Neville, 1999). No sólo es el pH, sino también la capacidad de los iones agresivos para ser transportados lo que influye para el progreso del ataque.

Tabla 1.1 Lista de sustancias que causan ataque químico muy severo al concreto

ÁCIDOS	
Inorgánicos	Orgánicos
Carbónico	Acético
Clorhídrico	Cítrico
Fluorhídrico	Fórmico
Nítrico	Húmico
Fosfórico	Láctico
Sulfúrico	Tánico
Otras Sustancias	
Cloruro de aluminio	Grasas animales y vegetales
Sales de amonio	Aceites vegetales
Sulfuro de hidrógeno	Sulfatos

Fuente: *Tecnología del concreto*, (Neville, 1999).

El deterioro que los ácidos provocan en el concreto es fundamentalmente el resultado de una reacción entre estos compuestos químicos y el hidróxido de calcio del cemento Portland hidratado.

- Agua de mar

La mayoría de las aguas de mar se caracterizan por la presencia de un 3.5% de salinidad. En general, el rango de pH del agua de mar es de 7.5 a 8.4. los iones (Mg^{+}) y (SO_4^{2-}) se presentan en concentraciones de 1400 y 2700 mg/L, respectivamente, son estos los mas agresivos en cuanto al ataque a los productos de la hidratación del cemento. La concentración de iones (Na^{+}) y (Cl^{-}) es de 1100 y 20,000 mg/l, respectivamente (Malhotra, 2011).

El concreto expuesto al agua de mar puede estar sujeto a varias acciones químicas y físicas. Estas acciones incluyen ataque químico, corrosión del acero de refuerzo inducida por cloruros, ciclos de congelación y deshielo, exposición a la sal, y abrasión por arena en suspensión y por hielo. La presencia y la intensidad de estas varias formas de ataque dependen de la localización del concreto con respecto al nivel del mar.

Durante décadas, el concreto hidráulico ha sido expuesto al agua de mar con un rendimiento excelente. Sin embargo, el uso de concreto en estos entornos, requiere de un cuidado especial en el diseño de la mezcla y la selección del material. Una estructura expuesta al agua de mar o a la brisa marina es más vulnerable en la zona de mareas o salpicaduras donde se repiten los ciclos de humedecimiento y secado y/o congelación y deshielo. Los sulfatos y cloruros en el agua de mar requieren el uso de concreto de baja permeabilidad para minimizar la corrosión del acero y el ataque de los sulfatos (PCA, 2015).

- Carbonatación

La concentración de CO_2 puede variar de 300 a 3000 ppm. El CO_2 incluso en pequeñas concentraciones, puede penetrar en un concreto pobre con alta relación a/c. Esto es acompañado por la reacción con los hidratos de la pasta del cemento, en específico con el hidróxido de calcio ($Ca(OH)_2$), resultando en la formación de carbonato de calcio ($CaCO_3$), La reacción con otros hidratos de la pasta de cemento produce sílice hidratado, alúmina y óxido férrico. La carbonatación de la pasta de cemento puede reducir su pH de 13 hasta 9, pero si todo el $Ca(OH)_2$ se ha vuelto $CaCO_3$ puede disminuir hasta 8.3 (Malhotra 2011).

La importancia de evitar la disminución del pH del concreto, se explica de la siguiente manera: cuando el acero de refuerzo está embebido en el concreto se forma rápidamente una capa delgada de óxido que se adhiere fuertemente al acero subyacente y le da protección completa contra la reacción con oxígeno y agua, es decir, contra la formación de herrumbre y corrosión. Este estado del acero se conoce como de *pasivación* (Neville, 1999). El mantenimiento de este estado depende de un pH adecuadamente alto del agua en los poros que está en contacto con la capa de pasivación. Así, cuando el frente de bajo pH alcanza la cercanía de la superficie del acero de refuerzo, la película de óxido protectora es removida y puede tener lugar la corrosión, siempre y cuando estén presentes el oxígeno y humedad necesarios para que esto ocurra.

El proceso de reacción del cemento Portland hidratado con el CO₂ depende fuertemente de la permeabilidad del concreto y la concentración de CO₂. Las mayores tasas de carbonatación se producen cuando la humedad relativa se mantiene entre 50 y 75%. Para humedad relativa menor a 25% el grado de carbonatación que ocurre se considera insignificante. Pero si la humedad relativa es mayor que 75%, curiosamente la humedad presente en los poros restringe la penetración de CO₂ (ACI 201, 2010).

1.2.1.3 Reacciones químicas de los agregados

Las reacciones químicas de los agregados pueden afectar el comportamiento de las estructuras de concreto. Algunas son favorables, otras pueden dañar seriamente al concreto provocando expansiones internas anormales que pueden producir fisuración, desplazamiento de elementos que forman parte de estructuras mayores y pérdida de resistencia. Las reacciones química perjudiciales para el concreto hidráulico que se dan entre el agregado y la pasta de cemento hidratada circundante, son las que conocemos como reacciones álcali-agregado.

Existen dos tipos de reacciones álcali-agregado (ACI 201, 2010):

- **Reacción álcali-sílice:** ésta es la reacción más común y ocurre entre los componentes activos de la sílice del agregado y los álcalis del cemento. Las formas reactivas de la sílice son: el ópalo (amorfo), la calcedonia (criptocristalina fibrosa) y la tridimita (cristalina). La reacción comienza con el ataque de los hidróxidos alcalinos derivados de los álcalis (Na_2O y K_2O) del cemento a los minerales silíceos del agregado (Malhotra, 2011). Como resultado se forma un gel álcali-silicato, ya sea en planos débiles o en poros del agregado (donde está presente la sílice reactiva) o en la superficie de las partículas del agregado. El gel formado tiene una gran afinidad por el agua, y como consecuencia tiende a aumentar de volumen. Puesto que el gel está confinado por la pasta de cemento circundante, se presentan expansiones internas que, en un momento dado, causarán expansión, agrietamiento y ruptura de la pasta de cemento (Neville, 1999).

El secado total del concreto y la prevención del contacto futuro con agua es un medio efectivo para detener la reacción porque el agua es esencial para que la reacción álcali-sílice continúe, de hecho, es el único medio.

- **Reacción álcali-carbonato:** ocurre entre algunos agregados de calizas dolomíticas y los álcalis del cemento. Es probable que el gel formado esté sujeto a expansión de manera similar a las arcillas que se expanden. Así, en condiciones húmedas, ocurre la expansión del concreto. El agrietamiento se desarrolla dentro de los contornos del agregado y conduce a una red de grietas y una pérdida de adherencia entre el agregado y la pasta de cemento (Neville, 1999).

Otros factores que influyen en el progreso de reacción álcali-agregado incluyen la permeabilidad de la pasta de cemento hidratado, pues esto controla el movimiento de agua y de los iones, además del gel de sílice.

1.2.1.4 Abrasión

La resistencia a la abrasión del concreto hidráulico se define como “la capacidad de una superficie para resistir el desgaste por frotamiento y fricción” (ACI 116R, 2005).

En muchas circunstancias, las superficies de concreto están sujetas a desgaste. Esto puede deberse a rozamiento por deslizamiento, raspadura o percusión (Neville, 1999). En el caso de estructuras hidráulicas, la acción de los materiales abrasivos acarreados por el agua conduce a la erosión. Otra causa de daño al concreto por agua que fluye es la cavitación.

La abrasión parece implicar esfuerzo de alta intensidad aplicado localmente de manera que la resistencia y la dureza de la zona superficial del concreto influyan fuertemente en la resistencia a la abrasión. En consecuencia, la resistencia a la compresión del concreto es el factor principal que controla la resistencia a la abrasión. La resistencia mínima requerida depende de la severidad de la abrasión esperada. Los concretos de resistencia muy alta exhiben una gran resistencia a la abrasión: por ejemplo, al aumentar la resistencia a la compresión de 50 a 100 MPa, aumenta la resistencia a la abrasión en un 50%, y el concreto con 150 MPa es tan resistente como el granito de alta calidad (Neville, 1999).

La resistencia a la abrasión del concreto es un fenómeno progresivo. Inicialmente la resistencia está muy relacionada con la resistencia a la compresión en la superficie de desgaste y la mejor forma de juzgar el desgaste de un piso es en base a esta resistencia. A medida que la pasta se desgasta, los agregados finos y gruesos quedan expuestos; la abrasión y los impactos provocarán una degradación adicional relacionada con la resistencia de la adherencia entre la pasta y los agregados y de la dureza de los agregados (ACI 201, 2010).

1.2.1.5 Resistencia a cloruros y corrosión del acero de refuerzo

El ataque de los cloruros se distingue en que la acción principal es la corrosión del acero de refuerzo y es sólo como consecuencia de esta corrosión que se daña el concreto circundante.

El ACI 222, describe detalladamente los mecanismos de la corrosión, la protección contra la corrosión en las construcciones nuevas, métodos para identificar ambientes corrosivos y medidas correctivas junto con sus limitaciones. No obstante una descripción breve del mecanismo de la corrosión inducida por cloruros será útil en la comprensión de los procesos involucrados.

La capa pasiva que se mencionó en el inciso 1.2.1.2, se compone de óxido de hierro (Fe_2O_3) adherido fuertemente al acero. Mientras esta película de óxido esté presente, el acero permanecerá intacto. Sin embargo, los iones cloruro destruyen la película y, en presencia de agua y oxígeno, ocurre la corrosión (Neville, 1999). Para que se inicie la corrosión se debe penetrar la capa pasiva. Los iones cloruro activan la superficie del acero para formar un ánodo, siendo el cátodo la superficie pasiva.

Existen dos consecuencias de la corrosión del acero. La primera es que los productos de la corrosión ocupan un volumen varias veces más grande que el acero original de manera que su formación da por resultado el agrietamiento, el desconchamiento o la delaminación del concreto, como se muestra en la figura 1.1. Esto hace más fácil el ingreso de los agentes agresivos hacia el acero, con un aumento consecuente de la rapidez de corrosión. La segunda es que el progreso de la corrosión en el ánodo reduce la sección neta del acero, reduciendo así su capacidad de soportar carga.

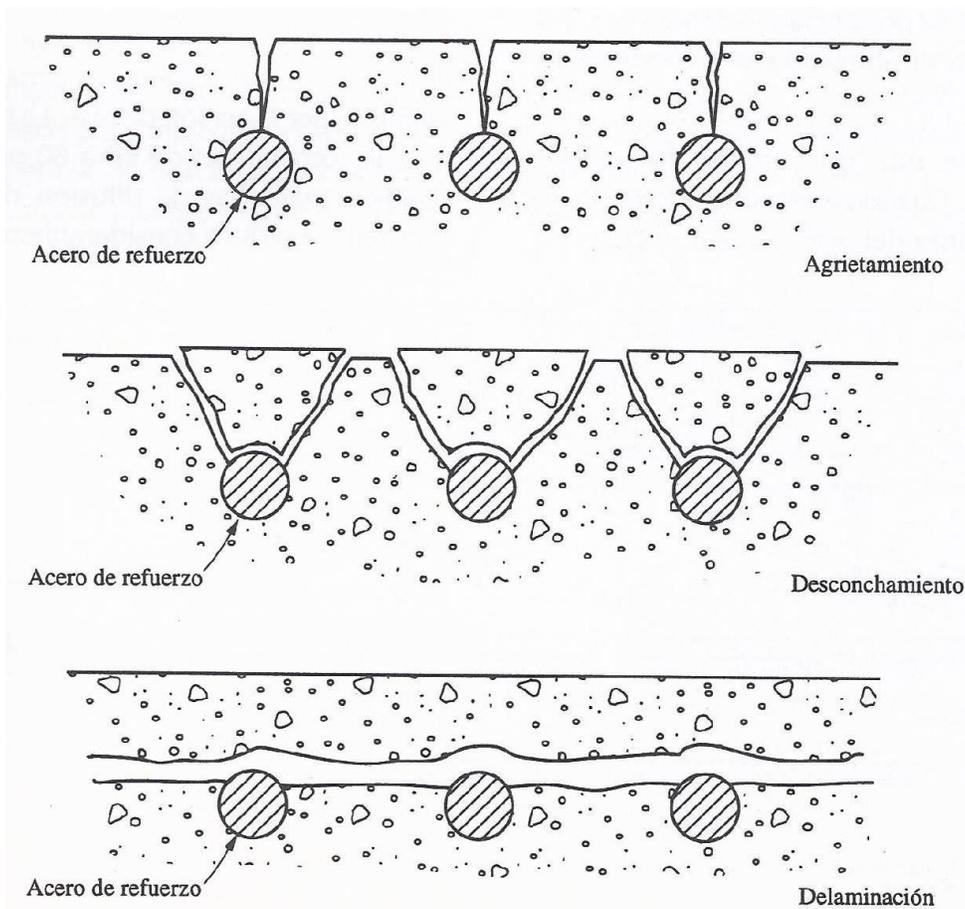


Figura 1.1 Consecuencias de la corrosión del acero de refuerzo.
 (Fuente: *Tecnología del Concreto*, Neville, 1999).

1.2.2 Relación entre durabilidad e impermeabilidad de un concreto

Se puede observar que los procesos físicos y químicos del deterioro en el concreto, actúan de manera sinérgica. Vale la pena notar que el deterioro del concreto raramente es producto de una causa aislada; el concreto puede ser con frecuencia satisfactorio a pesar de algunas características inconvenientes pero, con un elemento adicional adverso, puede ocurrir el daño. Por esta razón, a veces es difícil asignar el deterioro a algún elemento particular, pero la calidad del concreto, en el sentido amplio de la palabra, aunque con una referencia especial a la permeabilidad, casi siempre está presente. Realmente, con la excepción del daño mecánico, todas las influencias adversas sobre durabilidad comprenden el transporte de fluidos a

través del concreto (Neville, 1999). Es por ello que obtener una baja permeabilidad es requisito indispensable para la durabilidad del concreto.

Entonces la durabilidad del concreto depende de manera importante de la facilidad con la cual los fluidos, tanto líquidos como gases, pueden entrar al concreto y moverse a través de él; a esto se le llama permeabilidad del concreto (Neville, 1999).

1.2.3 Diseño de un concreto durable y de baja permeabilidad

El problema de la durabilidad, es sumamente complejo en la medida en que cada situación de exposición ambiental y condición de servicio ameritan una especificación particular, tanto para los materiales y diseño de mezcla, como para los aditivos, la técnica de producción y el proceso constructivo.

Las especificaciones técnicas en el diseño de un concreto durable y de baja permeabilidad desde el punto de vista de la tecnología del concreto, requieren una evaluación y criterios particulares. En el campo de la construcción existe una repetición sistemática de errores conceptuales y prácticas constructivas inadecuadas en lo que a tecnología del concreto y durabilidad se refiere, por el concepto equivocado de que el concreto es un material “noble” que puede asimilar nuestras deficiencias, y que es antieconómico trabajar con los avances de la técnica moderna.

1.2.3.1 Recomendaciones Comité ACI 201

De acuerdo con algunas de las condiciones de exposición y servicio, planteadas anteriormente en este capítulo y consultando el Comité *ACI 201. Guide to Durable Concrete*; presentamos las recomendaciones más relevantes y aplicables a este estudio.

a) Congelación y deshielo

- Relación a/c baja. El concreto resistente a las heladas que se encuentre en secciones delgadas de una estructura y expuesto a sales anticongelantes debe tener una relación a/c menor o igual que 0.45; todas las demás estructuras una relación a/c menor o igual que 0.50.
- Inclusión de aire. Con los valores mostrados en la tabla 1.2 se obtienen aproximadamente 9% de aire en la fracción de mortero en el caso de exposición severa y 7% en el caso de exposición moderada.

Tabla 1.2 Contenidos de aire recomendados para los concretos resistentes a las heladas

Tamaño máximo nominal de los agregados, mm (pulg)	Contenido de aire promedio, %	
	Exposición severa	Exposición moderada
9.5 (3/8)	7 ½	6
12.5 (1/2)	7	5 ½
19.0 (3/4)	6	5
25.4 (1)	6	5
37.5 (1 ½)	5 ½	4 ½
75 (3)	4 ½	3 ½
150 (6)	4	3

Fuente: ACI 201.2R-01 Guide to Durable Concrete

b) Ataque por agentes químicos agresivos

Cuando el concreto se encuentra expuesto a diversas sales y ácidos y al efecto de la carbonatación, el ACI 201 resume que para mitigar estos problemas debemos minimizar el movimiento del agua dentro del concreto.

Aunque incorporar aire también puede ser benéfico, esta práctica no sustituye el uso de concretos con una relación a/c máxima de 0.45; el empleo de una puzolana, y un curado adecuado son medidas preventivas para lograr baja permeabilidad, que no solo retrasa el efecto de estos agentes adversos, sino también permite lograr una protección adecuada de los metales embebidos en el concreto.

De igual manera se hace hincapié en el uso de cementos Tipo II y V (ASTM C 150), más puzolanas o escoria.

c) Abrasión

- Baja relación a/c, utilizar aditivos reductores de agua.
- Correcta graduación de los agregados fino y grueso.
- Contenido de aire consistente con las condiciones de exposición.

d) Resistencia a cloruros y corrosión del acero de refuerzo

- Una baja relación a/c disminuye la permeabilidad del concreto, con lo cual se obtiene una mayor resistencia a la penetración de cloruros. Una relación a/c de 0.40 y un adecuado recubrimiento sobre el acero de refuerzo propicia un mejor comportamiento que el de los concretos elaborados con relaciones a/c de 0.50 y 0.60. Se recomienda una relación a/c menor de 0.40, que de no ser posible, se puede implementar una a/c de 0.45, siempre que se incremente el espesor del recubrimiento de concreto sobre el acero de refuerzo.

Los diseños de mezcla deben ejecutarse buscando concretos con la menor permeabilidad posible, lo cual se logra reduciendo la relación agua-cemento al mínimo, compatible con la trabajabilidad para lograr una buena compactación, haciendo uso de algún aditivo reductor de agua y con relaciones a/c menores de 0.45. Ligado a la baja relación a/c, se pueden implementar aditivos para reducir la permeabilidad del concreto.

1.2.3.2 Aditivos para concreto impermeable

A pesar de que una mezcla bien proporcionada y un buen curado del concreto usando una relación a/c baja, dará como resultado un producto final con una buena durabilidad y baja permeabilidad, ninguna estructura de concreto es a prueba de agua. La adición de materiales cementicios complementarios (MCC) en las mezclas de concreto para reducir la permeabilidad y mejorar la durabilidad ha ido ganando aceptación.

Una clase de materiales que se denominan como aditivos reductores de la permeabilidad (ARP) se han desarrollado para mejorar la durabilidad del concreto mediante el control del movimiento de agua y humedad (ACI 212.3R, 2010).

Además de la reducción de la permeabilidad del concreto, algunos ARP brindan características benéficas como: reducir la contracción por secado, bajar la penetración de ion cloruro, mejorar la resistencia a ciclos de congelación y deshielo, y propiciar un sellado autógeno (ACI 212.3R, 2010).

El ACI 212 divide los ARP en dos subcategorías:

- ARP para concreto expuesto a condiciones no hidrostáticas (ARPN) y,
- ARP para concreto expuesto a condiciones hidrostáticas (ARPH).

Dependiendo del fabricante, los ARP incluyen, pero no están limitados a, materiales de familias de uno o más productos químicos. Los siguientes son algunos tipos de materiales incluidos en los ARP que pueden estar presentes solos o en conjunto (ACI 212.3R, 2010).

- Productos químicos hidrófobos o repelentes al agua es el grupo más grande e incluyen materiales basados en jabones y derivados de ácidos grasos de cadena larga, aceites vegetales (sebos, materiales a base de soja y grasas) y derivados del petróleo (aceites minerales, ceras de parafina, y emulsiones de betún). Estos materiales proporcionan un capa repelente al agua a lo largo de los poros en el concreto, pero los poros siguen físicamente abiertos;
- Sólidos finamente divididos que incluyen materiales de relleno inertes y químicamente activos (talco, bentonita, humo de sílice, arcilla, cal, silicatos). Los sólidos finos actúan como densificadores y restringen físicamente el paso de agua a través de los poros. Algunos autores incluyen los MCC en esta categoría también; y
- Los materiales cristalinos, que consisten en productos químicos activos patentados, proporcionados en un una base de cemento y arena. La naturaleza hidrófila de estos materiales los hace aumentar la densidad de silicato de calcio hidratado y/o generar depósitos de bloqueo de poros que pueden resistir la penetración de agua.

Los ARP pueden ser incorporados en prácticamente cualquier mezcla de concreto. El uso de estos aditivos, sin embargo, por lo general está limitado a estructuras que estarán expuestas a la humedad, sal, agua salada, capilaridad, o agua bajo presión hidrostática. La prevención de los problemas relacionados con el agua, tales como la migración de agua, fugas, daños por congelación-deshielo y, la corrosión y la carbonatación, son razones para elegir un ARP.

- ARPHs son apropiados para estructuras de contención de agua, túneles y pasos subterráneos, puentes, presas, e instalaciones recreativas tales como centros acuáticos. Estos materiales en una mezcla correctamente proporcionada con una relación a/c de 0.45 o inferior, generalmente puede soportar la exposición a ambientes agresivos y a algunos productos químicos.

- ARPNS se utilizan normalmente para repeler la lluvia y minimizar humedad. Estos aditivos pueden mejorar la calidad de adoquines, tejas, ladrillos, bloques y paneles de revestimiento de concreto.

Los ARP están diseñados para ser utilizados en, y complementar, mezclas de concreto bien proporcionadas, y no están destinados para ser sustituto o para compensar una mezcla de concreto mal proporcionada.

Aunque las recomendaciones difieren por cada fabricante, una relación a/c de 0.45 o menor es típica para el concreto diseñado para ser una barrera para el movimiento del agua. La dosificación recomendada para varios ARP variará según parámetros tales como la reactividad química, y si el aditivo está en forma sólida o líquida; los ARP son generalmente añadidos de acuerdo con un determinado porcentaje del peso de cemento o contenido de material cementante (ACI 212.3R, 2010).

CAPÍTULO 2. METODOLOGÍA EXPERIMENTAL

2.1 DOSIFICACIÓN DE MEZCLAS EN ESTUDIO

El diseño de mezclas, se realizó de acuerdo con los estándares mencionados en el capítulo anterior. El criterio empleado para la dosificación de las mezclas de concreto fue el de volúmenes absolutos, con agregados en estado saturado superficialmente seco (SSS); se propuso un consumo de agua de 185 l/m³. De acuerdo con las referencias consultadas, para el desarrollo de un concreto de baja permeabilidad y durable, se requieren relaciones a/c de 0.45 y menores. Se espera alcanzar un revenimiento de 15 cm \pm 2 cm, para fines de trabajabilidad.

Se manejaron dos relaciones a/c, 0.40 y 0.45, dando como resultado consumos de cemento de 462.5 y 411.11 kg/m³, respectivamente. Para cada relación a/c se fabricaron cuatro mezclas, una testigo y las otras tres con diferentes aditivos comerciales que reducen la permeabilidad; como se manejan 2 relaciones a/c, se tendrá un total de 8 mezclas de concreto, como se muestra en la tabla 2.1.

Tabla 2.1 Mezclas incluidas en el estudio

Relación A/C	Testigo	KIM	Penetron	Sika WT 100
0.40	Mezcla 1	Mezcla 2	Mezcla 3	Mezcla 4
0.45	Mezcla 5	Mezcla 6	Mezcla 7	Mezcla 8

Fuente: *Producto de la investigación.*

Aunque el diseño base se repetirá en cada mezcla, se utilizarán 3 aditivos impermeabilizantes diferentes. En el criterio de diseño de volúmenes absolutos, se discrimina el volumen de los aditivos impermeabilizantes, ya que su efecto en el cálculo de volúmenes del diseño es despreciable.

Desarrollo de la dosificación para el diseño base.

$$a/c = 0.40$$

$$0.40 = \frac{185}{c}$$

$$c = 462.5 \text{ kg/m}^3$$

Del aditivo superfluidizante Sika ViscoCrete 7500, se usarán 5cc por kilogramo de cemento (para lograr el revenimiento propuesto), cuya valor fue obtenido con el desarrollo de pruebas preliminares, para alcanzar un revenimiento de 12 a 17 cm.

$$\text{aditivo} = \left(5 \text{ cm}^3/\text{kg}\right) * \left(462.5 \text{ kg}/\text{m}^3\right) = 2.31 \text{ l/m}^3$$

Para los agregados pétreos se tiene un manejo de 52% de grava por 48% de arena, en volúmenes absolutos, para lograr una mezcla cohesiva.

Diseño Base para 1 m³		
PESO		
C=	462.50	kg
A=	185.00	kg
GC=	893.43	kg
AA=	725.86	kg
Aditivo=	2.59	kg
		kg/m ³
		2269.38

VOLUMEN		
C=	149.19	l
A=	185.00	l
GC=	334.62	l
AA=	308.88	l
Aire=	20.00	l
Aditivos=	2.31	l
		litros
		1000

Para la relación a/c=0.45, se realizó el mismo procedimiento, obteniendo:

Diseño Base para 1 m³		
PESO		
C=	411.11	kg
A=	185.00	kg
GC=	916.80	kg
AA=	744.85	kg
Aditivo=	2.30	kg
		kg/m ³
		2260.06

VOLUMEN		
C=	132.62	l
A=	185.00	l
GC=	343.37	l
AA=	316.96	l
Aire=	20.00	l
Aditivos=	2.06	l
		litros
		1000

Para la dosificación de los aditivos reductores de la permeabilidad, ésta se realizó utilizando valores de consumo de acuerdo con lo estipulado por el fabricante, indicado en la ficha técnica de cada aditivo como se muestra en la tabla 2.2; el cálculo se hizo en función del peso de cemento incluido en las mezclas de concreto.

Tabla 2.2 Dosificación de los ARP del estudio

	KIM	Penetron	Sika WT 100
Rango de dosificación	2% o hasta 8 kg/m ³	0.8 % o en caso especial de 1%-2%	1% - 3%
Valor establecido	8 kg/m ³	0.8%	2%

Fuente: *Producto de la investigación.*

En la tabla 2.3 se observa la dosificación por metro cúbico de las mezclas en estudio.

Tabla 2.3 Resumen de la dosificación de las mezclas en estudio (kg/m³)

Mezcla	Relación a/c	Cemento [kg]	Agua [kg]	Grava Caliza [kg]	Arena Andesítica [kg]	Aditivo [litros]	ARP [kg]
M1-Testigo	0.40	462.50	185	893.43	725.86	2.31	-
M2-KIM	0.40	462.50	185	893.43	725.86	2.31	8.00
M3-Penetron	0.40	462.50	185	893.43	725.86	2.31	3.70
M4-Sika WT100	0.40	462.50	185	893.43	725.86	2.31	9.44
M5-Testigo	0.45	411.11	185	916.80	744.85	2.06	-
M6-KIM	0.45	411.11	185	916.80	744.85	2.06	8.00
M7-Penetron	0.45	411.11	185	916.80	744.85	2.06	3.29
M8-Sika WT100	0.45	411.11	185	953.78	744.85	2.06	8.29

Fuente: *Producto de la investigación.*

A cada mezcla, se le hizo su corrección por humedad y absorción de los agregados pétreos antes de su elaboración.

2.2 MATERIALES EMPLEADOS

2.2.1 Cemento

Se utilizó un Cemento Portland Ordinario (CPO) de acuerdo con la NMX-C-414-ONNCCE-2010, tiene como componentes solamente Clinker + yeso, (Tabla 2.4). Además en la tabla 2.5 se presenta el análisis químico realizado al cemento.

Tabla 2.4 Tipos de Cemento Portland

Componentes	Especificación y tolerancia							
	Tipo	Denominación	Componentes (% en masa)					Minoritarios ⁽¹⁾
			Principales					
			Clinker Portland + yeso	Escoria granulada de alto horno	Materiales puzolánicos ⁽²⁾	Humo de sílice	Caliza	
CPO	Cemento Portland Ordinario	95 - 100	-	-	-	-	0 - 5	
CPEG	Cemento Portland con Escoria Granulada de Alto Horno	40 - 94	6 - 60		-	-	0 - 5	
CPC	Cemento Portland Compuesto ⁽³⁾	50 - 94	6 - 35	6 - 35	1 - 10	6 - 35	0 - 5	
CEG	Cemento con Escoria Granulada de Alto Horno	20 - 39	61 - 80	-	-	-	0 - 5	

Fuente: Obtenido de NMX-C-414-ONNCCE-2010

El CPO sirve como un indicador clave en el uso y desempeño real de los aditivos, ya que el cemento sólo cumplirá con su función de conglomerante.

Tabla 2.5 Análisis químico del cemento Portland ordinario del estudio

Concepto	Contenido [%]
Óxido de Silicio (SiO ₂)	18.5
Óxido de Aluminio (Al ₂ O ₃)	5.30
Óxido de Hierro (Fe ₂ O ₃)	2.90
Óxido de calcio (CaO)	62.20
Óxido de Magnesio (MgO)	1.80
Trióxido de Azufre (SO ₃)	3.0
Óxido de Potasio (K ₂ O)	0.34
Óxido de Sodio (Na ₂ O)	0.44
Pérdida por Calcinación (Pc)	3.90
Total=	98.38

Fuente: *Producto de la investigación.*

2.2.2 Agregados pétreos

Cuando se hace referencia a los agregados pétreos, se habla de agregado fino y grueso, los cuales ocupan comúnmente entre 60%-70% del volumen del concreto, y que influyen en la resistencia y durabilidad del concreto.

Los agregados finos pueden ser arena natural o artificial y se tiene que si el diámetro del agregado es menor a 4.75 mm o que pasa por la malla número 4, se le considera como agregado fino; por el contrario, si el diámetro del agregado es mayor a 4.75mm o que no pasa por la malla número 4, se le considera como agregado grueso.

Para este estudio se realizó una caracterización del agregado grueso y fino; determinando sus propiedades de: granulometría, densidad, absorción, peso volumétrico suelto, peso volumétrico compactado; en el caso del agregado fino se obtuvo la cantidad de partículas que pasan por la malla 200 por el método de pérdida por lavado.

Los ensayos se realizaron de acuerdo con las siguientes normas:

- ASTM C 29, Unit Weight and Voids in Aggregate.
- ASTM C 33, Standard Specification for Concrete Aggregates.
- ASTM C 117, Materials Finer Than 75 μ m (No. 200) Sieve in Mineral Aggregates by Washing.
- ASTM C 127, Specific Gravity and Absorption of Coarse Aggregate.
- ASTM C 128, Specific Gravity and Absorption of Fine Aggregate.
- ASTM C 136, Sieve Analysis of Fine and Coarse Aggregate.

2.2.2.1 Agregado grueso

Para la fabricación de los concretos se empleó agregado grueso de 19mm (3/4") de tamaño máximo, de origen calizo, proveniente del Banco Ejido Ignacio Zaragoza del estado de Hidalgo. En la tabla 2.6 se muestran las características del agregado grueso.

2.2.2.2 Agregado fino

Como agregado fino se utilizó arena de origen andesítico, proveniente del Banco La Lupita, en el Estado de México. En la tabla 2.7 se muestran las características del agregado fino.

Tabla 2.6 Propiedades físicas de la grava

Propiedades	Grava Caliza
Tamaño Máximo, mm (pulgadas)	19, (3/4)
Peso específico, seco	2.66
Peso específico, SSS	2.67
Absorción, %	0.57
Peso Volumétrico seco (suelto), kg/m³	1423
Peso Volumétrico seco (compactado), kg/m³	1597

Fuente: *Producto de la investigación.*

Tabla 2.7 Propiedades físicas de la arena

Propiedades	Arena Andesítica
Módulo de finura	2.67
Peso específico, seco	2.23
Peso específico, SSS	2.35
Absorción, %	6.73
Pasa malla #200, %	18.58
Peso Volumétrico seco (suelto), kg/m³	1502
Peso Volumétrico seco (compactado), kg/m³	1646

Fuente: *Producto de la investigación.*

2.2.3 Agua

Se utilizó agua potable, obtenida del sistema de distribución de agua potable de la UNAM. Definiendo agua potable como aquella que es apta para la alimentación y el uso doméstico, debido a que no contiene sustancias, ni microorganismo que puedan provocar enfermedades o perjudicar a la salud de las personas que la consuman.

2.2.4 Aditivos

Para la fabricación de las mezclas de concreto se utilizaron los siguientes aditivos:

- *Sika® ViscoCrete® 7500*. Aditivo líquido reductor de agua de alto rango y súper-plastificante de alto desempeño de tercera generación con exclusión de aire, controlada para concretos. No contiene cloruros. Cumple con la norma ASTM C 494 Tipo F y ASTM C 1017 Tipo I. Debido a la relación a/c de las mezclas en estudio es necesario utilizar un aditivo con estas características para asegurar una buena trabajabilidad.
- *MEMBRANA INTERNA KRYSTOL™ (KIM ®)*. Aditivo Impermeabilizante Integral para Concretos por Cristalización: es un aditivo hidrofílico cristalino en polvo de base cementicia, es Reductor de Permeabilidad para Condiciones de Presión Hidrostática (PRAH) como se indica en ACI 212.3R-10 (capítulo 15). El aditivo deberá iniciar y promover el crecimiento de estructuras cristalinas largas y estrechas suficientes para rellenar y bloquear los poros capilares y las microfisuras en el concreto para prevenir el paso del agua.

- *PENETRON ADMIX*. Aditivo (en polvo) de tercera generación, impermeabilizante integral del concreto, por cristalización. Se agrega al concreto al momento de preparar la mezcla. *PENETRON ADMIX* consiste en cementos Portland, arenas silíceas finas y varios químicos activos, los cuales reaccionan con la humedad en el concreto fresco mediante una reacción catalítica que produce cristales no solubles dentro de los poros y capilares de la mezcla de concreto.
- *Sika®WT-100 CL* es un aditivo impermeabilizante líquido utilizado para reducir la permeabilidad del concreto, sin cloruros que actúa como un bloqueador de poros y está diseñado tanto para detener la penetración de agua por absorción capilar como la penetración de agua bajo presión.

CAPÍTULO 3. ANÁLISIS DE RESULTADOS

Como complemento de los resultados de este trabajo, se cuenta con los de la tesis “ESTUDIO DE CONCRETOS DE ALTA DURABILIDAD” (ECAD) (Morales Alejandre, 2015), en la cual se estudia la contribución del humo de sílice en porcentajes de 5 y 10%, respecto al peso total del cementante, para reducir la permeabilidad y, con esto, mejorar la durabilidad del concreto. Esto con el fin de tener un parámetro más de referencia sobre los beneficios del uso de aditivos y adiciones minerales reductores de la permeabilidad.

En dicho estudio se manejan características de concretos similares a las de esta investigación que van desde la dosificación de las mezclas, mismos agregados pétreos, relación agua-cemento y hasta diversos ensayos efectuados en el concreto, las cuales se muestran en la tabla 3.1.

En la tabla 3.2 se presenta la dosificación de las mezclas del estudio sobre concretos de alta durabilidad; el consumo de cementante es especificado para conocer la variación de este con respecto a la inclusión de humo de sílice de 5 y 10%.

Los resultados obtenidos del estudio sobre concretos de alta durabilidad, serán presentados junto con los obtenidos en esta investigación, sólo en las pruebas mostradas en la tabla 3.1. Se dividen los resultados en dos categorías, primero los de las mezclas de relación agua-cemento de 0.40 y segundo las de relación a/c de 0.45.

La metodología para realizar cada una de las pruebas contempladas en este estudio, se encuentra descrita en los anexos de esta investigación.

Tabla 3.1 Características de las mezclas de los dos estudios

	Estudio sobre concretos de alta durabilidad	Estudio sobre aditivos reductores de la permeabilidad
Relación grava-arena	52%-48%	52%-48%
Relación agua-cemento	0.45 y 0.4	0.45 y 0.4
Agregado grueso	Grava caliza ¾"	Grava caliza ¾"
Agregado fino	Arena andesítica	Arena andesítica
Cemento	CPC 40 RS	CPO
Aditivo reductor de agua	Plastol Precast	Sika Viscocrete
Adiciones	Humo de sílice 5 y 10%	KIM, Penetron. Sika WT100
Ensayes a las mezclas de concreto		
Compresión simple	28 y 91 días de edad	28 y 91 días de edad
Módulo de Elasticidad	28 y 91 días de edad	28 y 91 días de edad
Contracción por secado	A partir de 28 días de edad	A partir de 28 días de edad
Resistencia a la abrasión	28 días de edad	28 y 91 días de edad
Penetración ion cloruro	28 y 91 días de edad	28 y 91 días de edad
Ataque por sulfatos	28 y 91 días de edad	28 y 91 días de edad

Fuente: *Producto de la investigación.*

Tabla 3.2 Dosificación por metro cúbico de mezclas con humo de sílice

Consumo de cementante	Mezcla	Relación a/c	Cemento [kg/m³]	Agua [l/m³]	Grava Caliza [kg/m³]	Arena Andesítica [kg/m³]	Aditivo [l/m³]	Humo de Sílice [kg/m³]
462.5 kg	M5%HS	0.40	439.38	185	901.49	662.81	3.95	23.125
	M10%HS	0.40	416.25	185	901.49	655.28	4.16	46.25
411.11 kg	M5%HS	0.45	390.56	185	924.89	701.46	3.29	20.56
	M10%HS	0.45	370.00	185	924.89	695.18	3.29	41.11

Fuente: *Obtenida de (Morales Alejandre, 2015).*

3.1 CONCRETO EN ESTADO FRESCO

Con base en lo establecido en el capítulo 4 de este estudio, a cada mezcla de concreto se le realizaron pruebas de revenimiento antes y después del aditivo reductor de alto rango, % de aire atrapado y peso volumétrico. Los resultados se presentan en la tabla 3.3.

Tabla 3.3 Resultados de los ensayos al concreto en estado fresco

Mezcla	Relación a/c	Revenimiento sin aditivo [cm]	Revenimiento con aditivo [cm]	Peso volumétrico [kg/m ³]	Aire atrapado [%]
M1-Testigo	0.40	1.4	8.5	2314.9	2.3
M2-KIM	0.40	0.5	14.1	2324.1	2.1
M3-Penetron	0.40	0.9	16.1	2331.9	1.9
M4- Sika WT100	0.40	1.4	15.6	2300.0	2.5
M5-Testigo	0.45	0.6	10.4	2307.1	2.0
M6-KIM	0.45	0.6	10.9	2321.3	1.8
M7-Penetron	0.45	2.5	13.3	2297.2	2.0
M8-Sika WT100	0.45	4.0	14.0	2290.1	2.2

Fuente: *Producto de la investigación.*

Al realizar el diseño de las mezclas en estudio, se maneja una relación a/c baja, lo que conduce a un revenimiento promedio de 1.5 cm antes de incluir el aditivo reductor de agua; con el uso de aditivo reductor de agua se alcanza un revenimiento promedio de 13 cm, obteniendo una mezcla trabajable, fácil de manipular y con mucha cohesión.

El contenido de aire atrapado en las mezclas de concreto fue, en promedio de 2.1%, lo cual es aceptable ya que en el diseño se consideró un 2% de aire atrapado. El peso volumétrico de las mezclas en estudio es muy similar entre las mezclas de la misma relación agua-cemento; varía de 2300 a 2331.9 kg/m³ y de 2290 a 2321.3 kg/m³ en los diseños de relación a/c de 0.4 y 0.45, respectivamente.

3.2 CONCRETO EN ESTADO ENDURECIDO

3.2.1 Resistencia a compresión simple

Para la resistencia a compresión, los valores presentados son el promedio de tres especímenes ensayados a cada edad de ensaye para todas las mezclas del estudio. En la tabla 3.4 se presenta, como ejemplo, el resultado para la mezcla M3 a 7 días de edad.

Tabla 3.4 Resultados de ensayos a compresión a 7 días de edad

Cilindro	Diámetro [mm]	Promedio [mm]	Altura [mm]	Promedio [mm]	Peso [kg]	Volumen [cm ³]	Peso volumétrico [g/cm ³]	Carga máxima [kg]	Esfuerzo máximo [kg/cm ²]
M3-T1-C1	153.0	152.67	304.0	304.00	12.760	5564.83	2.293	87311.5	476.97
	153.0		304.0						
	152.0		304.0						
M3-T1-C2	152.0	152.333	299.0	299.00	12.195	5449.43	2.238	84534.2	463.82
	153.0		299.0						
	152.0		299.0						
M3-T1-C3	150.0	150.33	299.0	299.67	15.090	5319.11	2.273	84230.9	474.54
	150.0		300.0						
	151.0		300.0						
PROMEDIO								471.78	

Fuente: *Producto de la investigación.*

En la tabla 3.5 se muestra la resistencia a compresión obtenida a diferentes edades para las mezclas en estudio así como los resultados del ECAD, tomando como $f'c$ el valor obtenido a los 28 días de edad.

En la tabla 3.5 se observa que para las mezclas en estudio con el uso del aditivo reductor de la permeabilidad se incrementa la resistencia a compresión de un 5 a 10%, respecto a la mezcla testigo a edades de 28 y 91 días, salvo en el caso de la mezcla 4 que muestra un valor por debajo de la mezcla testigo; para el caso del estudio con humo de sílice se observa que se alcanzan resistencias muy similares y que éstas son mayores como mayor sea el consumo de esta adición mineral.

Tabla 3.5 Resultados a compresión de mezclas en estudio y mezclas con humo de sílice

Mezcla	Relación a/c	Resistencia a compresión, kg/cm ²			
		7 días	14 días	28 días	90 días
M1-Testigo	0.40	467.75	515.85	568.33	647.83
M2-KIM	0.40	466.49	514.61	590.02	657.50
M3-Penetron	0.40	471.78	512.18	574.26	666.10
M4-Sika WT100	0.40	463.72	501.74	550.43	635.71
M5%HS	0.40	475.36	542.20	583.84	674.39
M10%HS	0.40	485.00	577.31	631.28	648.20
M5-Testigo	0.45	413.77	463.38	497.13	625.37
M6-KIM	0.45	430.85	443.88	514.34	604.11
M7-Penetron	0.45	426.70	484.85	514.13	612.24
M8-Sika WT100	0.45	402.07	444.26	498.90	545.54
M5%HS	0.45	389.39	461.29	541.87	625.67
M10%HS	0.45	370.11	461.21	523.78	536.77

Fuente: *Producto de la investigación.*

Con el valor de f'_c obtenido a los 28 días de la tabla 3.5, se puede conocer la variación de resistencia a compresión, en porcentaje, a las diferentes edades de ensaye, como se muestra en la tabla 3.6; las figura 3.1 y 3.2 muestra gráficamente lo expresado anteriormente.

Tabla 3.6 Variación de la resistencia con la edad del concreto, en función de la de 28 días.

Mezcla	Relación a/c	Resistencia a compresión			
		7 días	14 días	28 días	90 días
M1-Testigo	0.40	82%	91%	100%	114%
M2-KIM	0.40	79%	87%	100%	111%
M3-Penetron	0.40	82%	89%	100%	116%
M4- Sika WT100	0.40	84%	91%	100%	115%
M5%HS	0.40	81%	93%	100%	116%
M10%HS	0.40	77%	91%	100%	103%
M5-Testigo	0.45	83%	93%	100%	126%
M6-KIM	0.45	84%	86%	100%	117%
M7-Penetron	0.45	83%	94%	100%	119%
M8-Sika WT100	0.45	81%	89%	100%	109%
M5%HS	0.45	72%	85%	100%	115%
M10%HS	0.45	71%	88%	100%	102%

Fuente: *Producto de la investigación*

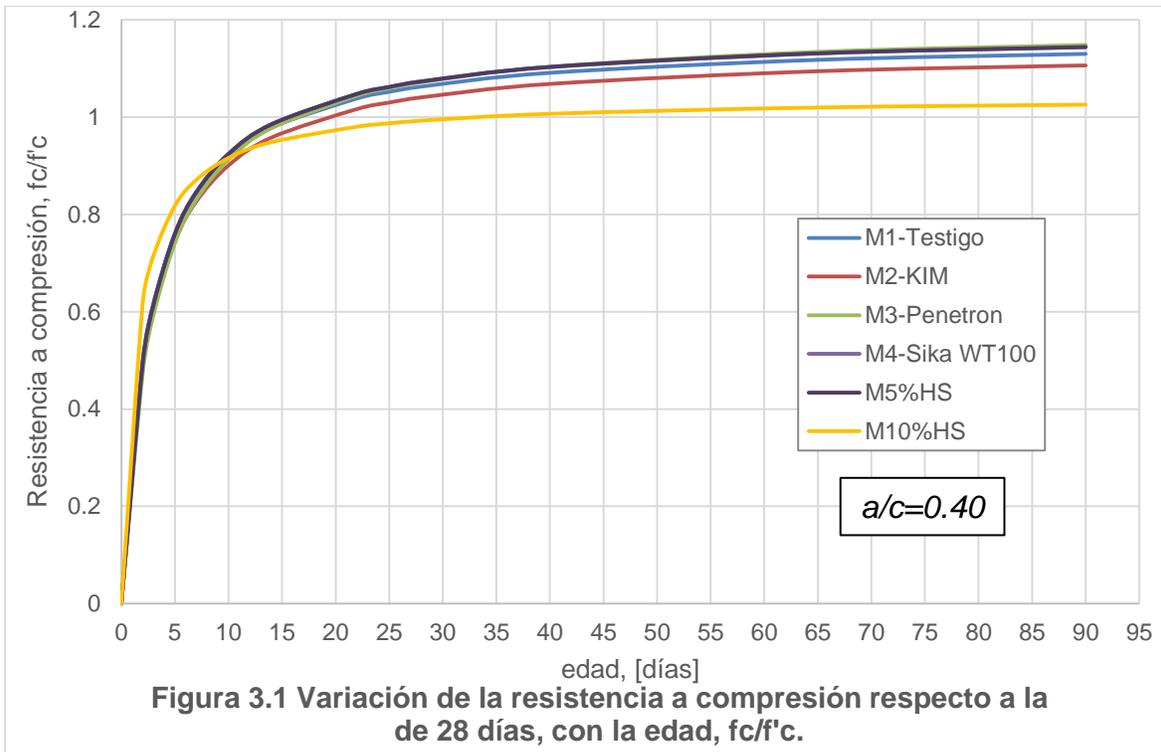


Figura producto de la investigación.

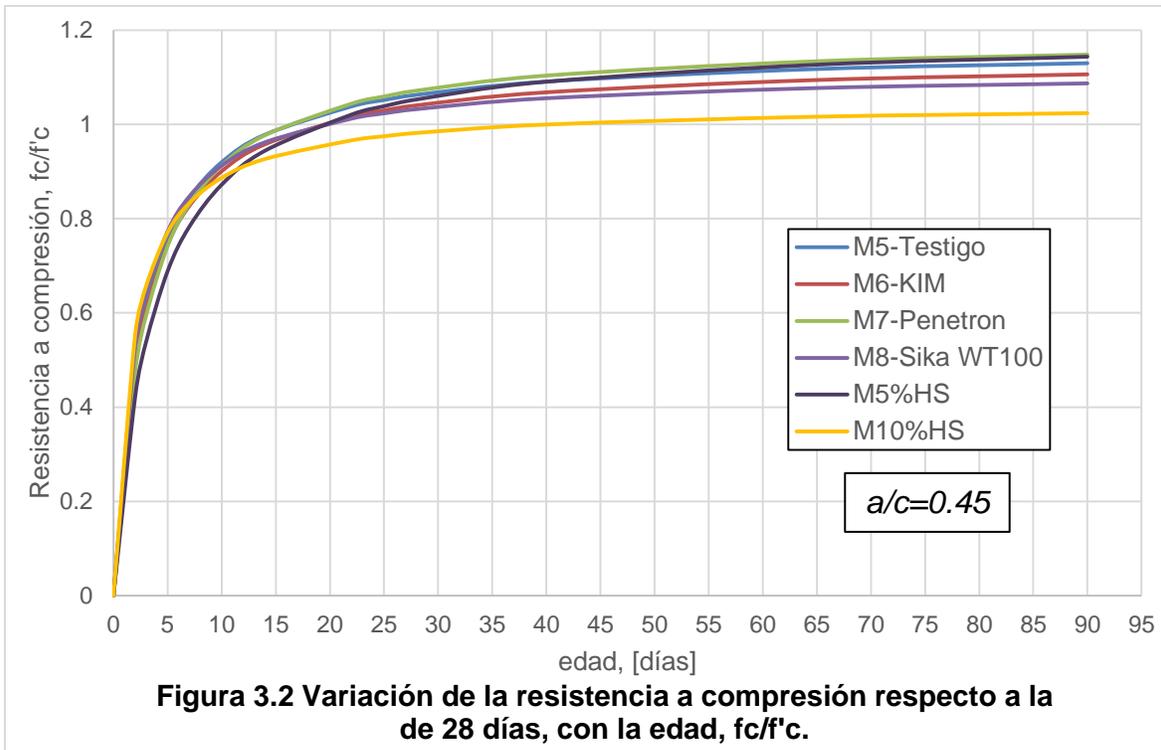


Figura producto de la investigación.

Con los datos obtenidos de la variación de la resistencia a compresión respecto a la edad y aplicando un ajuste por mínimos cuadrados, se logran obtener las ecuaciones que permiten estimar la resistencia a compresión a cualquier edad, en función de la f'_c , como se muestra en la tabla 3.7.

Las mezclas con relación a/c de 0.40 muestran una mayor resistencia a compresión con respecto a las mezclas de relación a/c de 0.45, como se observa en las figuras 3.3 y 3.4, donde se aprecia la tendencia de la resistencia a compresión para las dos relaciones a/c con que fueron elaboradas las mezclas de este estudio.

Tabla 3.7 Ecuaciones para estimar la resistencia a compresión con la edad del concreto en t, días

Mezcla	Relación a/c	Expresión para estimar la resistencia a compresión a cualquier edad, t en días
M1-Testigo	0.40	$\frac{fc}{f'c_{M1}} = \frac{t}{2.27 + 0.86t}$
M2-KIM	0.40	$\frac{fc}{f'c_{M2}} = \frac{t}{2.32 + 0.88t}$
M3-Penetron	0.40	$\frac{fc}{f'c_{M3}} = \frac{t}{2.53 + 0.84t}$
M4-Sika WT100	0.40	$\frac{fc}{f'c_{M4}} = \frac{t}{2.33 + 0.85t}$
M5%HS	0.40	$\frac{fc}{f'c_{M5\%HS}} = \frac{t}{4.128 + 0.823t}$
M10%HS	0.40	$\frac{fc}{f'c_{M10\%HS}} = \frac{t}{2.298 + 0.947t}$
M5-Testigo	0.45	$\frac{fc}{f'c_{M5}} = \frac{t}{2.27 + 0.86t}$
M6-KIM	0.45	$\frac{fc}{f'c_{M6}} = \frac{t}{2.32 + 0.88t}$
M7-Penetron	0.45	$\frac{fc}{f'c_{M7}} = \frac{t}{2.53 + 0.84t}$
M8-Sika WT100	0.45	$\frac{fc}{f'c_{M8}} = \frac{t}{1.98 + 0.89t}$
M5%HS	0.45	$\frac{fc}{f'c_{M5\%HS}} = \frac{t}{4.128 + 0.823t}$
M10%HS	0.45	$\frac{fc}{f'c_{M10\%HS}} = \frac{t}{2.298 + 0.947t}$

Fuente: *Producto de la Investigación.*

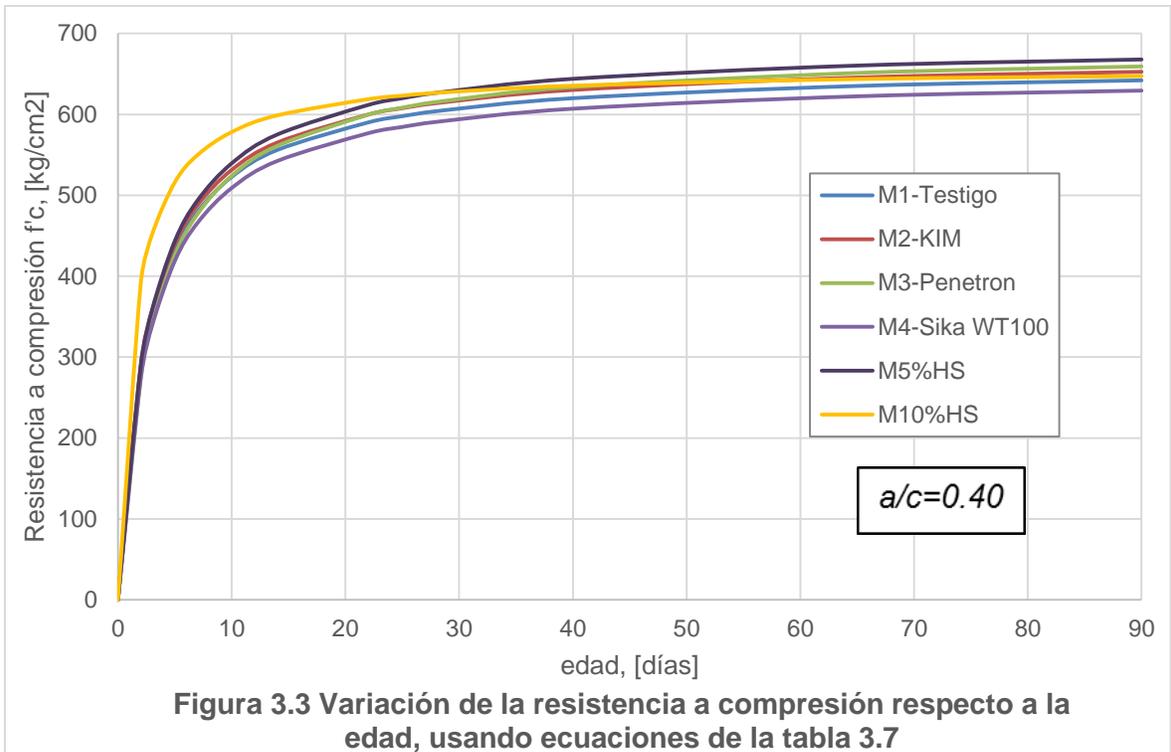


Figura producto de la investigación.

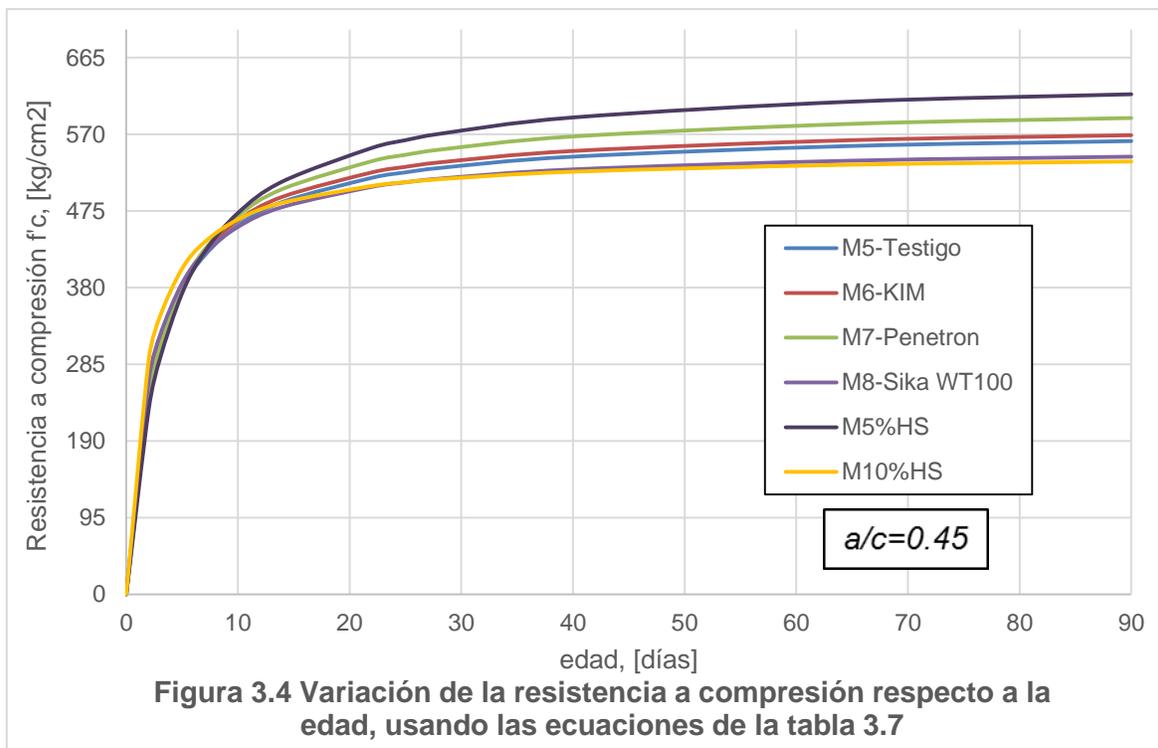


Figura producto de la investigación

3.2.2 Módulo de elasticidad y relación de Poisson

En la tabla 3.8 se muestra la variación del módulo de elasticidad con respecto a los valores obtenidos de la prueba de resistencia a compresión. Se muestra que los resultados no tienen gran variación tomando como referencia la mezcla de control; de igual forma la relación $E_c/\sqrt{f'c}$ no difiere significativamente; se puede demostrar que estos concretos son menos rígidos que un concreto común, de acuerdo con lo establecido en las NTC. En el caso de las mezclas con humo de sílice se alcanzan valores ligeramente inferiores a los de éste estudio y se aprecia que a mayor consumo de humo de sílice menor es el módulo de elasticidad.

Tabla 3.8 Variación del Módulo de elasticidad con la resistencia a compresión

Mezcla	Resistencia a compresión [kg/cm ²]	Módulo de Elasticidad, E _c [kg/cm ²]	$E_c/\sqrt{f'c}$	Resistencia a compresión [kg/cm ²]	Módulo de Elasticidad, E _c [kg/cm ²]	$E_c/\sqrt{f'c}$
	28 días			91 días		
M1-Testigo	554.57	323709	13746.01	647.87	344708	13542.77
M2-KIM	579.09	330615	13738.82	659.69	332822	12958.12
M3-Penetron	572.99	314476	13137.54	656.35	357264	13945.10
M4-Sika WT100	539.06	306733	13211.19	632.21	329856	13118.79
M5%HS (a/c=0.40)	554.64	301014	12781.48	666.25	317604	12304.60
M10%HS (a/c=0.40)	576.25	283979	11829.89	561.95	307560	12974.21
M5-Testigo	506.10	304339	13528.18	602.86	341097	13892.16
M6-KIM	517.90	326740	14357.52	589.15	329699	13583.28
M7-Penetron	516.50	292193	12856.85	596.90	321986	13179.11
M8-Sika WT100	499.13	282049	12624.60	563.36	312628	13171.49
M5%HS (a/c=0.45)	490.1	279674	12633.09	622.56	305991	12263.60
M10%HS (a/c=0.45)	525.55	274620	11979.13	536.14	302597	13068.49

Fuente: *Producto de la investigación.*

En la tabla 3.9 se presentan los datos obtenidos de esfuerzo de compresión máxima y su respectiva deformación unitaria máxima; podemos observar que los ARP para la mezcla dos y tres, muestran un esfuerzo de compresión máxima ligeramente mayor con respecto a la mezcla uno, en las dos edades de ensaye; no así en el caso de la mezcla 4, la cual presenta un valor inferior. Para los 28 días de edad se observa que la deformación unitaria máxima es mayor en las mezclas con ARP, a la edad de 91 días los valores son variables aunque en un intervalo muy cerrado.

Tabla 3.9 Resultados de esfuerzo máximo y deformación correspondiente en ensayos de módulo de elasticidad.

Mezcla	Esfuerzo de compresión máxima, f'c [kg/cm ²]	Módulo de Elasticidad, E _c [kg/cm ²]	Deformación Unitaria Máxima, ϵ_u máx 10 ⁻⁶	Esfuerzo de compresión máxima, f'c [kg/cm ²]	Módulo de Elasticidad, E _c [kg/cm ²]	Deformación Unitaria Máxima, ϵ_u máx 10 ⁻⁶
	28 días			91 días		
M1-Testigo	554.57	323709	2434.16	647.87	344708	2600.00
M2-KIM	579.09	330615	2550.00	659.69	332822	2666.67
M3- Penetron	572.99	314476	2672.50	656.35	357264	2489.16
M4-Sika WT100	539.06	306733	2554.16	632.21	329856	2500.00
M5%HS (a/c=0.40)	554.64	301014	2524.17	666.25	317604	2771.67
M10%HS (a/c=0.40)	576.25	283979	2700.83	561.95	307560	2348.33
M5-Testigo	506.10	304339	2631.67	602.86	341097	2545.00
M6-KIM	517.90	326740	2440.00	589.15	329699	2475.83
M7-Penetron	516.50	292193	2698.75	596.90	321986	2674.16
M8-Sika WT100	499.13	282049	2600.00	563.36	312628	2485.00
M5%HS (a/c=0.45)	490.1	279674	2460.00	622.56	305991	2790.83
M10%HS (a/c=0.45)	525.55	274620	2938.33	536.14	302597	2653.33

Fuente: *Producto de la investigación.*

En la tabla 3.10 se presentan los resultados obtenidos de la prueba de relación de Poisson, en la cual se aprecia que a los 28 días de edad este valor es menor en todas las mezclas, tanto con ARP como con humo de sílice, respecto a la mezcla testigo; a los 91 días de edad estos valores se mantienen pero son mayores que los de la mezcla control.

Tabla 3.10 Resultados de la prueba de relación de Poisson

Mezcla	Relación a/c	Relación de Poisson	
		28 días	91 días
M1-Testigo	0.40	0.25	0.18
M2-KIM	0.40	0.21	0.21
M3-Penetron	0.40	0.22	0.23
M4-Sika WT100	0.40	0.23	0.21
M5%HS	0.40	0.22	0.22
M10%HS	0.40	0.22	0.21
M5-Testigo	0.45	0.23	0.23
M6-KIM	0.45	0.20	0.22
M7-Penetron	0.45	0.16	0.25
M8-Sika WT100	0.45	0.19	0.24
M5%HS	0.45	0.24	0.24
M10%HS	0.45	0.24	0.20

Fuente: *Producto de la investigación.*

3.2.3 Tensión por compresión diametral

De igual manera que en las otras determinaciones de resistencia, se ensayaron tres especímenes de concreto para obtener el promedio como valor representativo de la resistencia a tensión por compresión diametral, tal como se muestra en la tabla 3.11 para la mezcla uno a la edad de 28 días.

Tabla 3.11 Resultados de resistencia a tensión por compresión diametral a 28 días de edad

Cilindro	Diámetro [mm]	Promedio [mm]	Altura [mm]	Promedio [mm]	Peso [kg]	Volumen [cm ³]	Peso volumétrico [g/cm ³]	Carga máxima [kg]	Esfuerzo máximo [kg/cm ²]
M1-T2-T1	151.0	151.00	299.0	299.33	12.210	5,360.42	2.278	32439.1	45.69
	151.0		299.0						
	151.0		300.0						
M1-T2-T2	153.0	153.33	305.0	305.00	12.840	5,632.00	2.280	34057.4	46.36
	153.0		305.0						
	154.0		305.0						
M1-T2-T3	153.0	153.00	304.0	304.00	12.880	5,589.16	2.304	31618.9	43.28
	153.0		304.0						
	153.0		304.0						
							PROMEDIO	45.11	

Fuente: *Producto de la investigación.*

En la tabla 3.12 se observan claramente la tendencia de los valores obtenidos, demuestran que a mayor edad del concreto mayor será su resistencia tanto a compresión simple como a tensión indirecta. De igual manera los valores obtenidos difieren muy poco respecto a la mezcla testigo.

Tabla 3.12 Variación de la resistencia a tensión por compresión diametral respecto a la resistencia a compresión

Mezcla	Relación a/c	Resistencia a compresión [kg/cm ²]		Resistencia a tensión [kg/cm ²]		$f_t/\sqrt{f'_c}$	
		28 días	90 días	28 días	90 días	28 días	90 días
M1-Testigo	0.40	568.33	647.83	45.11	55.23	1.89	2.17
M2-KIM	0.40	590.02	657.50	45.12	53.20	1.86	2.07
M3-Penetron	0.40	574.26	666.10	38.49	40.65	1.61	1.58
M4-Sika WT100	0.40	550.43	635.71	34.61	44.66	1.48	1.77
M5%HS	0.40	583.84	674.39	39.43	40.53	1.63	1.56
M10%HS	0.40	631.28	648.20	38.52	40.77	1.53	1.60
M5-Testigo	0.45	497.13	625.37	35.98	45.10	1.61	1.80
M6-KIM	0.45	514.34	604.11	41.54	39.78	1.83	1.62
M7-Penetron	0.45	514.13	612.24	36.75	38.95	1.62	1.57
M8-Sika WT100	0.45	498.90	545.54	32.46	36.05	1.45	1.54
M5%HS	0.45	541.87	625.67	43.01	44.97	1.85	1.80
M10%HS	0.45	523.78	536.77	42.58	34.06	1.86	1.47

Fuente: *Producto de la investigación.*

3.2.4 Penetración de ion cloruro (ERPC)

Con ayuda de la Tabla 3.13 tomada de la norma ASTM C 1202, se presentan los resultados obtenidos para el ensaye de Permeabilidad al ion cloruro.

Tabla 3.13 Carga que pasa y categoría correspondiente (ASTM C 1202)

Carga que pasa [Coulombs]	Permeabilidad al ion cloruro
>4000	Alta
2000 – 4000	Moderada
1000 – 2000	Baja
100 – 1000	Muy baja
<100	Despreciable

Fuente: *Obtenido de la norma ASTM C 1202.*

De acuerdo con la tabla anterior, se obtuvieron los siguientes resultados presentados en la tabla 3.14 y que se muestran en las figuras 3.5 y 3.6.

Tabla 3.14 Resultados de permeabilidad al ion cloruro

Mezcla	Relación a/c	28 días		91 días	
		Coulombs	Categoría	Coulombs	Categoría
M1-Testigo	0.40	3198	Moderada	2147	Moderada
M2-KIM	0.40	2968	Moderada	1789	Baja
M3-Penetron	0.40	3151	Moderada	1949	Baja
M4-Sika WT100	0.40	4050	Alta	3267	Moderada
M5%HS	0.40	1585	Baja	760	Muy Baja
M10%HS	0.40	915	Muy Baja	446	Muy Baja
M5-Testigo	0.45	3330	Moderada	2214	Moderada
M6-KIM	0.45	3134	Moderada	1981	Baja
M7-Penetron	0.45	3300	Moderada	2199	Moderada
M8-Sika WT100	0.45	4130	Alta	2991	Moderada
M5%HS	0.45	1684	Baja	852	Muy Baja
M10%HS	0.45	1136	Baja	532	Muy Baja

Fuente: *Producto de la investigación.*

De acuerdo con las figuras 3.5 y 3.6, se deja ver claramente que a mayor edad del concreto menor es la carga que pasa por este, en consecuencia, menor será su permeabilidad al ion cloruro; también se observa que el comportamiento de las mezclas de relación a/c de 0.45 es similar al de las mezclas con una a/c de 0.40, es decir, que el incremento en la permeabilidad al ion cloruro para una a/c de 0.45 es poco significativa, y que las mezclas con humo de sílice tienen un mejor desempeño.

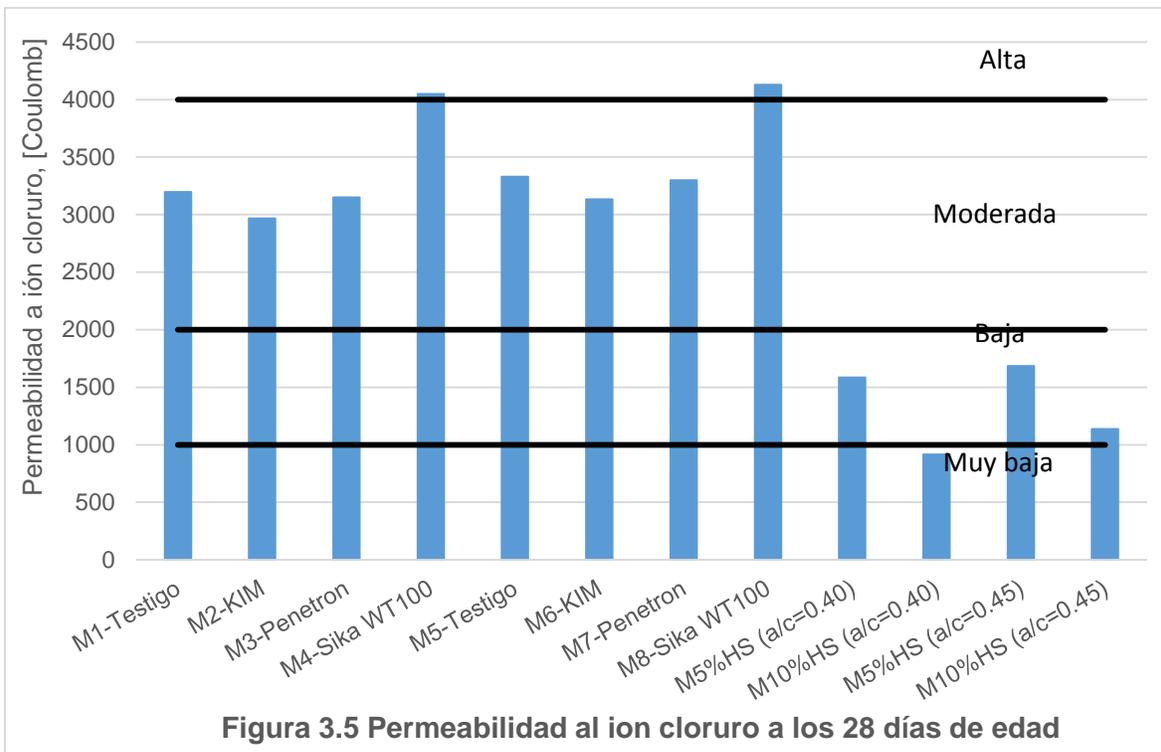


Figura 3.5 Permeabilidad al ion cloruro a los 28 días de edad

Figura producto de la investigación.

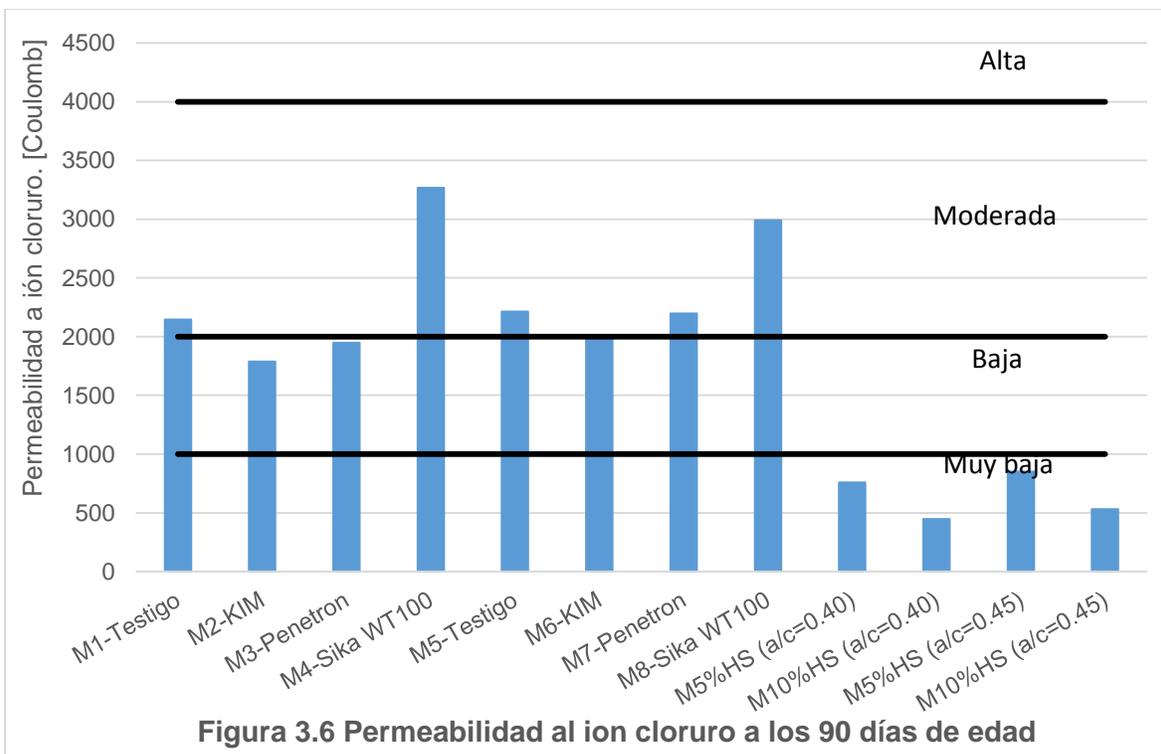


Figura 3.6 Permeabilidad al ion cloruro a los 90 días de edad

Figura producto de la investigación.

3.2.5 Resistencia al ataque por sulfatos

En la tabla 3.15 se aprecian los resultados de la prueba de ataque por sulfatos, en la cual se indican las expresiones que permiten estimar la expansión de las mezclas de concreto a cualquier edad y se muestran las expansiones últimas registradas de las mezclas de concreto en estudio, las cuales son menores en las mezclas de relación a/c de 0.45 en comparación con las mezclas de relación a/c de 0.40.

Los resultados del ataque por sulfatos entre las mezclas en estudio y las mezclas con humo de sílice, no pueden ser comparables de manera equitativa, ya que como se menciona anteriormente en las mezclas con humo de sílice se maneja un cemento CPC RS el cual es resistente a sulfatos, en comparación con el cemento CPO que se maneja en este estudio.

Las figura 3.7 y 3.8 muestran las gráficas de los datos recopilados durante el monitoreo de los especímenes sumergidos en la solución de sulfatos, de igual manera, se aprecia el comportamiento de las mezclas en estudio así como las mezclas con humo de sílice; se puede observar que la expansión para todos los casos es menor que la de la mezcla testigo, demostrando así que el uso de los ARP es positivo y viable, para este agente agresivo

Se aprecia que en general las mezclas con ARP y con adición mineral tienen un mejor desempeño, siendo así la mezcla cinco la que presenta un mejor comportamiento en comparación con las otras mezclas de misma relación a/c.

Hay que tomar en cuenta que en las mezclas se utilizó un cemento CPO, con un determinado contenido de C_3A (aluminato tricálcico), y mientras mayor es su cantidad mayor será la reacción con los sulfatos. Debido a lo anterior, las mezclas de relación a/c menor tienen mayor cantidad de cementante y por ende, presentan una mayor expansión última con respecto a las mezclas con una relación a/c menor.

Tabla 3.15 Resistencia al ataque de sulfatos

Mezcla	Relación a/c	Expansión última (x10 ⁻⁶)	Expresión para estimar la expansión a diferentes edades, t en días
M1-Testigo	0.40	137.30	$\varepsilon_{t M1} = \left(\frac{t}{4.35 + t}\right) * 137.30x10^{-6}$
M2-KIM	0.40.	101.97	$\varepsilon_{t M2} = \left(\frac{t}{3.93 + t}\right) * 101.97x10^{-6}$
M3-Penetron	0.40	83.00	$\varepsilon_{t M3} = \left(\frac{t}{9.37 + t}\right) * 83x10^{-6}$
M4-Sika WT100	0.40	96.01	$\varepsilon_{t M4} = \left(\frac{t}{8.45 + t}\right) * 96.01x10^{-6}$
M5%HS	0.40	103.97	$\varepsilon_{t 5\%} = \left(\frac{t}{39.44 + t}\right) * 103.97x10^{-6}$
M10%HS	0.40	73.37	$\varepsilon_{t 10\%} = \left(\frac{t}{21.71 + t}\right) * 73.37x10^{-6}$
M5-Testigo	0.45	104.94	$\varepsilon_{t M5} = \left(\frac{t}{4.07 + t}\right) * 104.94x10^{-6}$
M6-KIM	0.45	36.60	$\varepsilon_{t M6} = \left(\frac{t}{5.89 + t}\right) * 36.60x10^{-6}$
M7-Penetron	0.45	74.12	$\varepsilon_{t M7} = \left(\frac{t}{8.89 + t}\right) * 74.12x10^{-6}$
M8-Sika WT100	0.45	108.50	$\varepsilon_{t M8} = \left(\frac{t}{18.53 + t}\right) * 108.50x10^{-6}$
M5%HS	0.45	105.08	$\varepsilon_{t 5\%} = \left(\frac{t}{41.76 + t}\right) * 105.08x10^{-6}$
M10%HS	0.45	110.59	$\varepsilon_{t 10\%} = \left(\frac{t}{35.39 + t}\right) * 110.59x10^{-6}$

Fuente: *Producto de la investigación.*

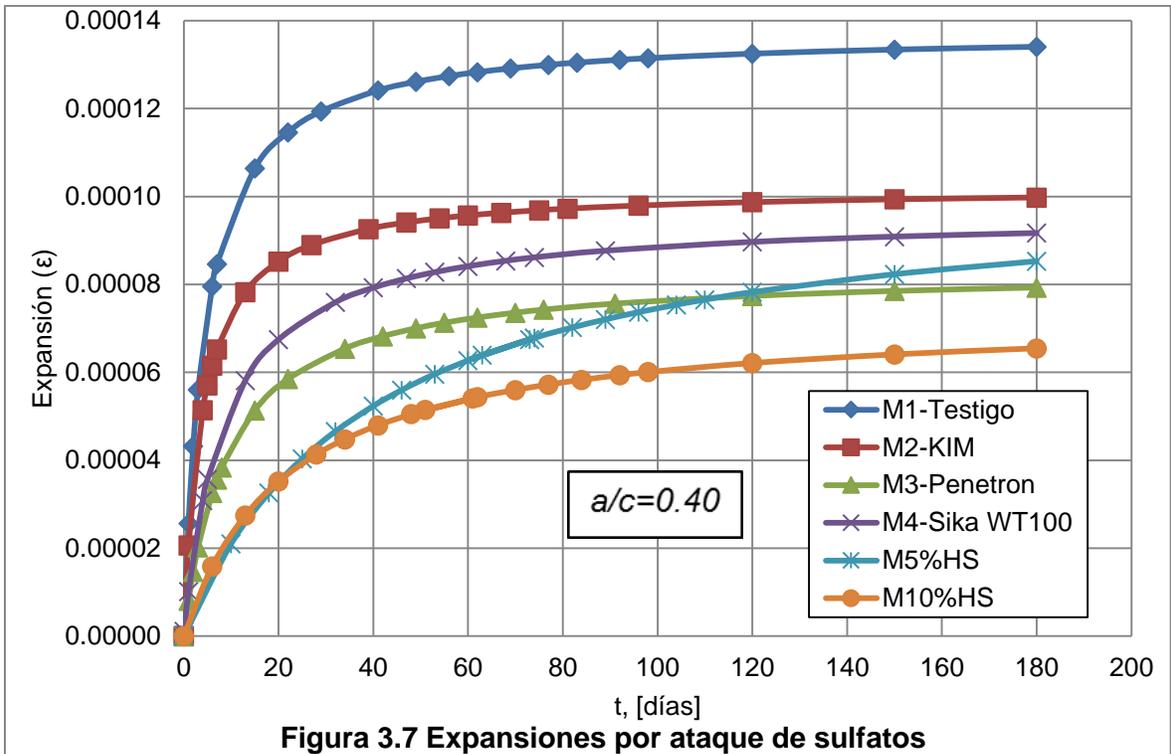


Figura producto de la investigación.

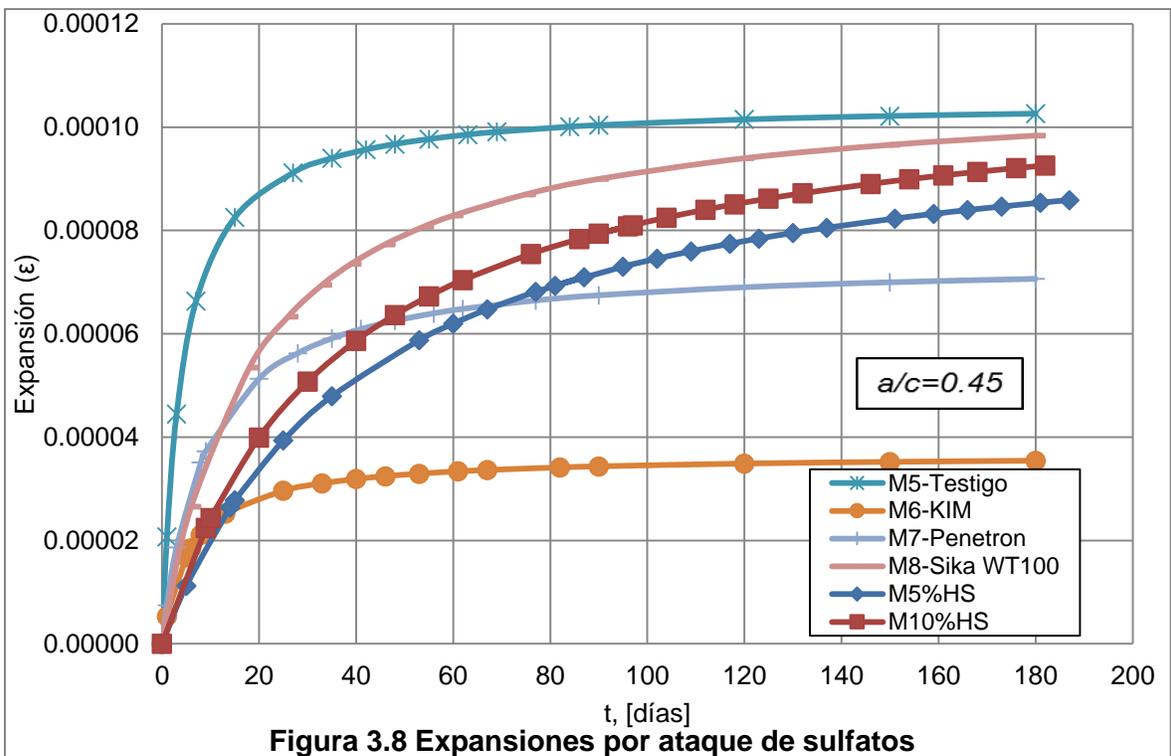


Figura producto de la investigación.

3.2.6 Contracción por secado

En la tabla 3.16 se muestra la contracción por secado última registrada, las cuales son menores en las mezclas de relación a/c de 0.40 en comparación con las mezclas de relación a/c de 0.45., y las expresiones que permiten estimar la contracción de las mezclas en estudio a cualquier edad de secado. En las figuras 3.9 y 3.10 se muestra el comportamiento de las mezclas bajo contracción por secado y se observa que la tendencia de la contracción es menor en las mezclas dos a cuatro, respecto a la mezcla testigo, esto indica que los ARP también son una opción, viable para reducir la contracción por secado del concreto.

Tabla 3.16 Resultados de la prueba de contracción por secado

Mezcla	Relación a/c	Contracción por secado última ($\times 10^{-6}$)	Expresión para estimar la contracción a diferentes edades, t en días
M1-Testigo	0.40	790.01	$\varepsilon_{tM1} = \left(\frac{t}{4.82 + t}\right) * 790.01 \times 10^{-6}$
M2-KIM	0.40.	622.90	$\varepsilon_{tM2} = \left(\frac{t}{6.00 + t}\right) * 622.90 \times 10^{-6}$
M3-Penetron	0.40	700.33	$\varepsilon_{tM3} = \left(\frac{t}{4.25 + t}\right) * 700.33 \times 10^{-6}$
M4-Sika WT100	0.40	617.43	$\varepsilon_{tM4} = \left(\frac{t}{3.36 + t}\right) * 617.43 \times 10^{-6}$
M5%HS	0.40	589.10	$\varepsilon_{t5\%} = \left(\frac{t}{7.15 + t}\right) * 589.10 \times 10^{-6}$
M10%HS	0.40	562.75	$\varepsilon_{t10\%} = \left(\frac{t}{9.06 + t}\right) * 562.75 \times 10^{-6}$
M5-Testigo	0.45	824.47	$\varepsilon_{tM5} = \left(\frac{t}{3.60 + t}\right) * 824.47 \times 10^{-6}$
M6-KIM	0.45	735.78	$\varepsilon_{tM6} = \left(\frac{t}{3.76 + t}\right) * 735.78 \times 10^{-6}$
M7-Penetron	0.45	801.09	$\varepsilon_{tM7} = \left(\frac{t}{3.45 + t}\right) * 801.09 \times 10^{-6}$
M8-Sika WT100	0.45	732.92	$\varepsilon_{tM8} = \left(\frac{t}{2.88 + t}\right) * 732.92 \times 10^{-6}$
M5%HS	0.45	682.13	$\varepsilon_{t5\%} = \left(\frac{t}{6.80 + t}\right) * 682.13 \times 10^{-6}$
M10%HS	0.45	621.54	$\varepsilon_{t10\%} = \left(\frac{t}{8.96 + t}\right) * 621.54 \times 10^{-6}$

Fuente: *Producto de la investigación.*

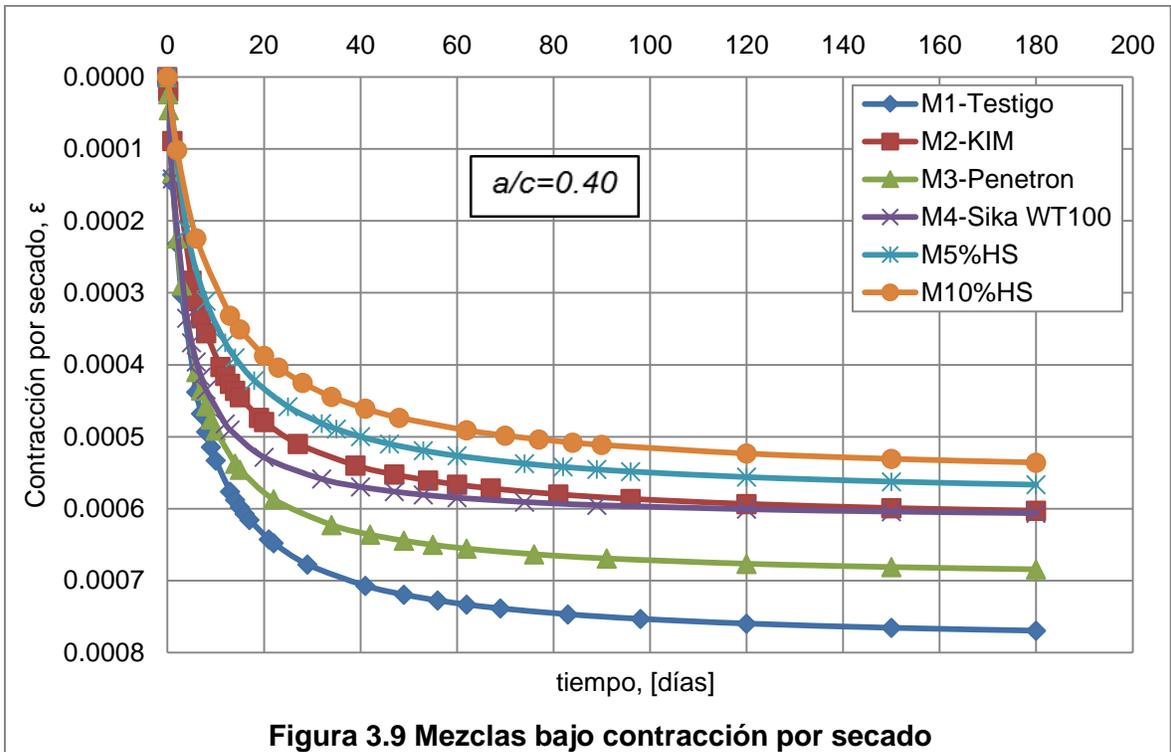


Figura producto de la investigación.

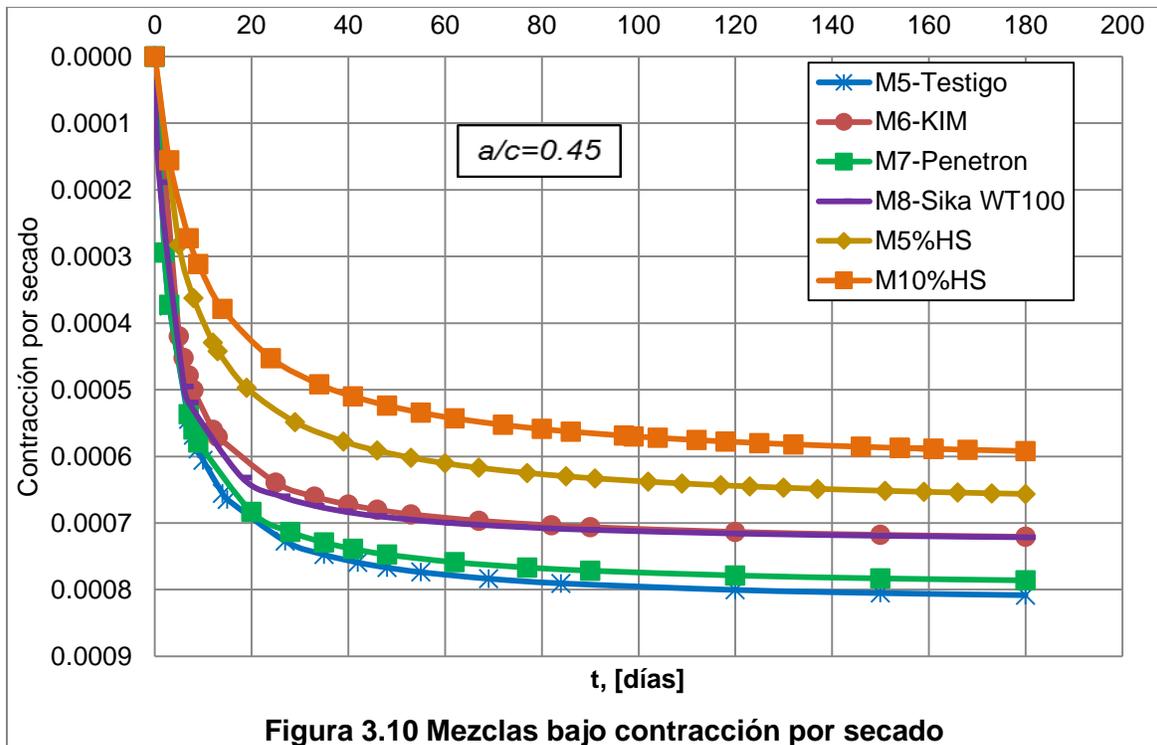


Figura producto de la investigación.

3.2.7 Prueba de abrasión

La resistencia a la abrasión en las mezclas de este estudio se determinó a los 28 y 91 días de edad; en las mezclas del estudio con humo de sílice sólo se determinó a 28 días de edad. Se muestra en la tabla 3.17 el desgaste medido tanto por la reducción de longitud de los especímenes como por la pérdida de peso en cada espécimen. Se observa que tanto el desgaste, como la pérdida de masa, es menor en los concretos de mayor edad, independientemente de la relación a/c.

En las figuras 3.11 y 3.12 se muestra la pérdida de masa; en las figuras 3.13 y 3.14 el desgaste de la prueba de abrasión, tanto a los 28 días de edad como a los 91 días de edad del concreto.

3.17 Resistencia a la abrasión a 28 y 91 días de edad

Mezcla	Relación a/c	28 días		91 días	
		Desgaste [mm]	Pérdida de masa [g]	Desgaste [mm]	Pérdida de masa [g]
M1-Testigo	0.40	9.43	59.33	7.32	44.23
M2-KIM	0.40	9.01	50.70	7.11	50.13
M3-Penetron	0.40	9.16	54.15	7.11	44.10
M4-Sika WT100	0.40	9.04	52.90	6.87	43.00
M5%HS	0.40	7.46	45.50	-	-
M10%H	0.40	8.61	51.00	-	-
M5-Testigo	0.45	8.47	50.87	7.37	49.37
M6-KIM	0.45	7.28	46.65	7.00	45.95
M7-Penetron	0.45	7.49	47.00	7.08	44.40
M8-Sika WT100	0.45	7.97	50.50	7.60	48.65
M5%HS	0.45	8.17	50.13	-	-
M10%HS	0.45	8.74	53.35	-	-

Fuente: *Producto de la investigación.*

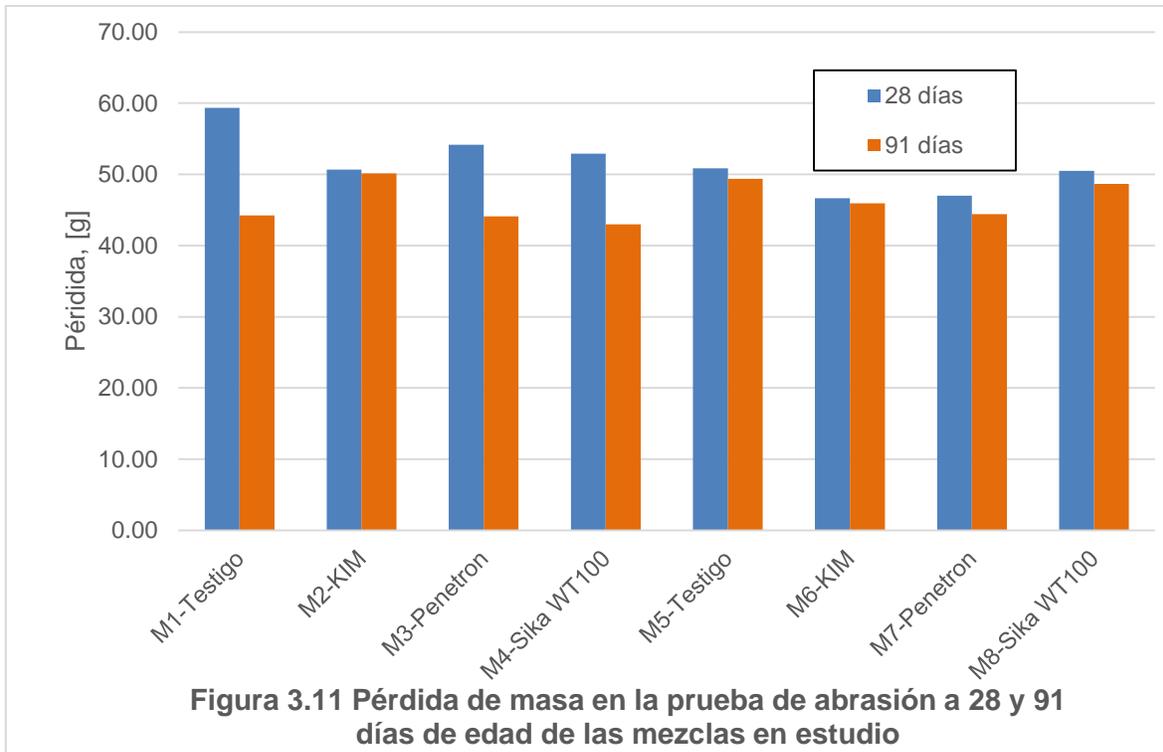


Figura producto de la investigación.

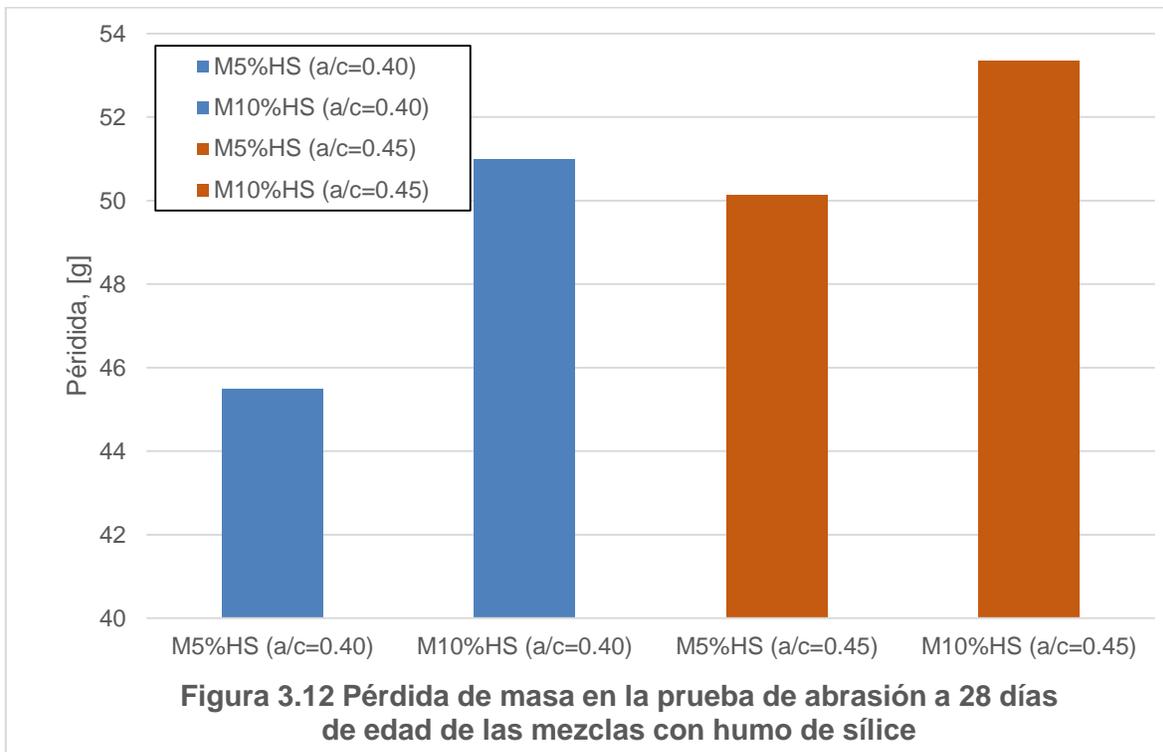


Figura producto de la investigación.

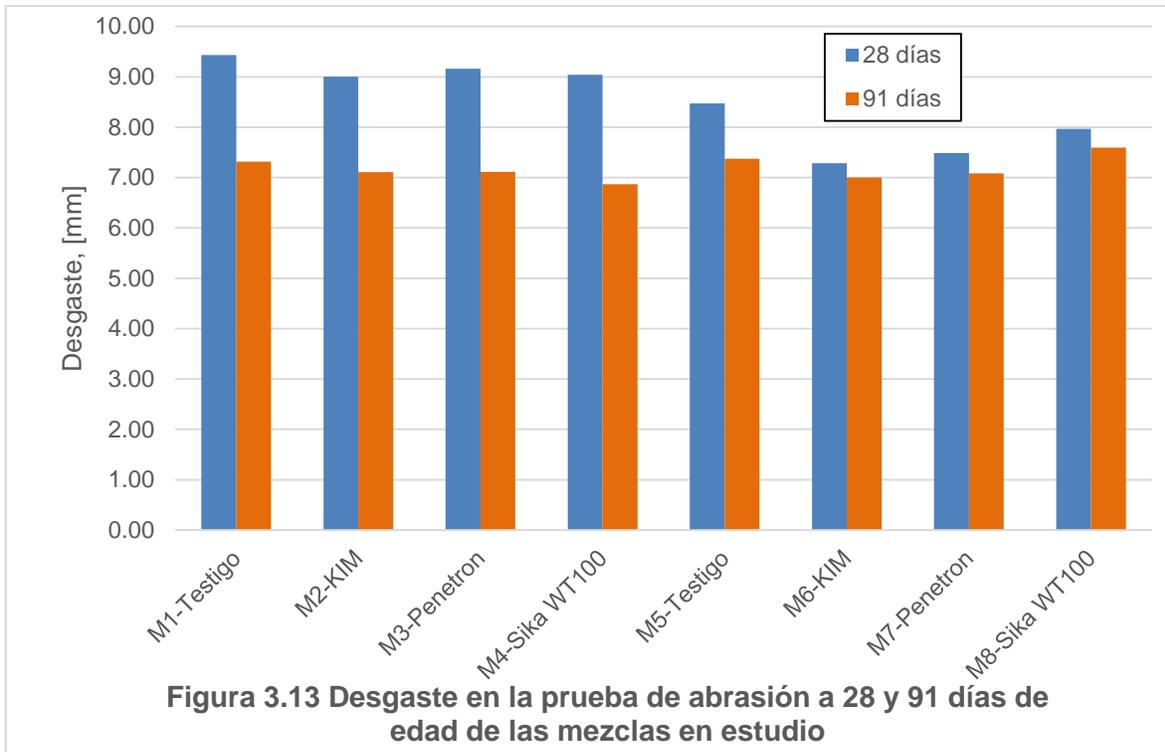


Figura producto de la investigación.

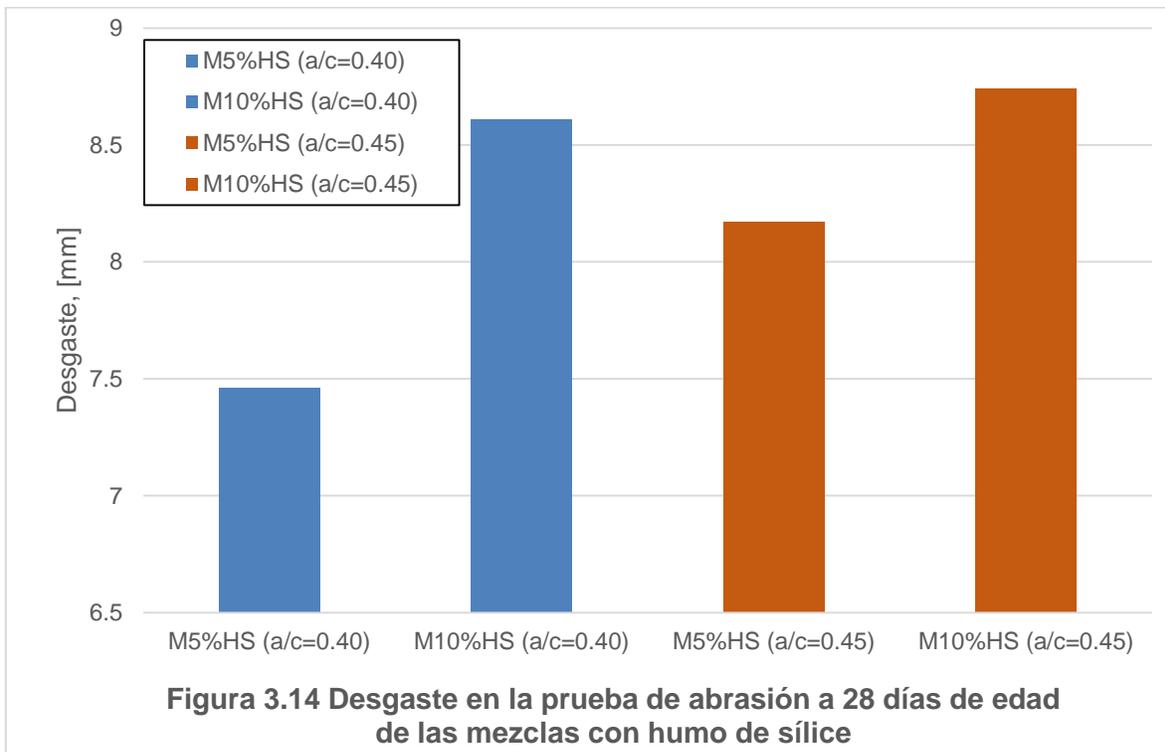


Figura producto de la investigación.

3.2.8 Absorción capilar

En la tabla 3.18 se presenta la tasa de absorción primaria y secundaria, para cada mezcla; en la figura se muestra la absorción capilar en función del tiempo, de todas las mezclas con a/c de 0.40.

La figura 3.15 muestra gráficamente el comportamiento descrito en la tabla 3.18; se observa que las mezclas dos y seis (ARP-KIM) ,siete (ARP-Penetron) y ocho (ARP-Sika WT 100) muestran un mejor desempeño en comparación con el resto de las mezclas; siendo el ARP KIM el que presenta un mejor desempeño en las dos relación a/c.

Tabla 3.18 Tasas de absorción capilar primaria y secundaria.

Mezcla	Tasa de Absorción Primaria $\times 10^{-4}$, [mm/s^{1/2}]	Coefficiente de correlación [r]	Tasa de Absorción Secundaria $\times 10^{-4}$, [mm/s^{1/2}]	Coefficiente de correlación [r]
M1-Testigo	10.00	0.98	2.00	0.98
M2-KIM	8.67	0.99	2.00	0.99
M3-Penetron	10.00	0.99	2.00	0.98
M4-Sika WT100	10.00	0.98	2.00	0.99
M5-Testigo	9.50	0.99	2.50	0.99
M6-KIM	6.50	0.99	1.50	0.99
M7-Penetron	9.00	0.99	2.00	0.98
M8-Sika WT100	8.00	0.99	2.00	0.98

Fuente: *Producto de la investigación.*

En las figuras 3.16 y 3.17 se muestran el comportamiento de la tasa de absorción primaria y la tasa de absorción secundaria respectivamente, así como el ajuste del modelo lineal de cada una.

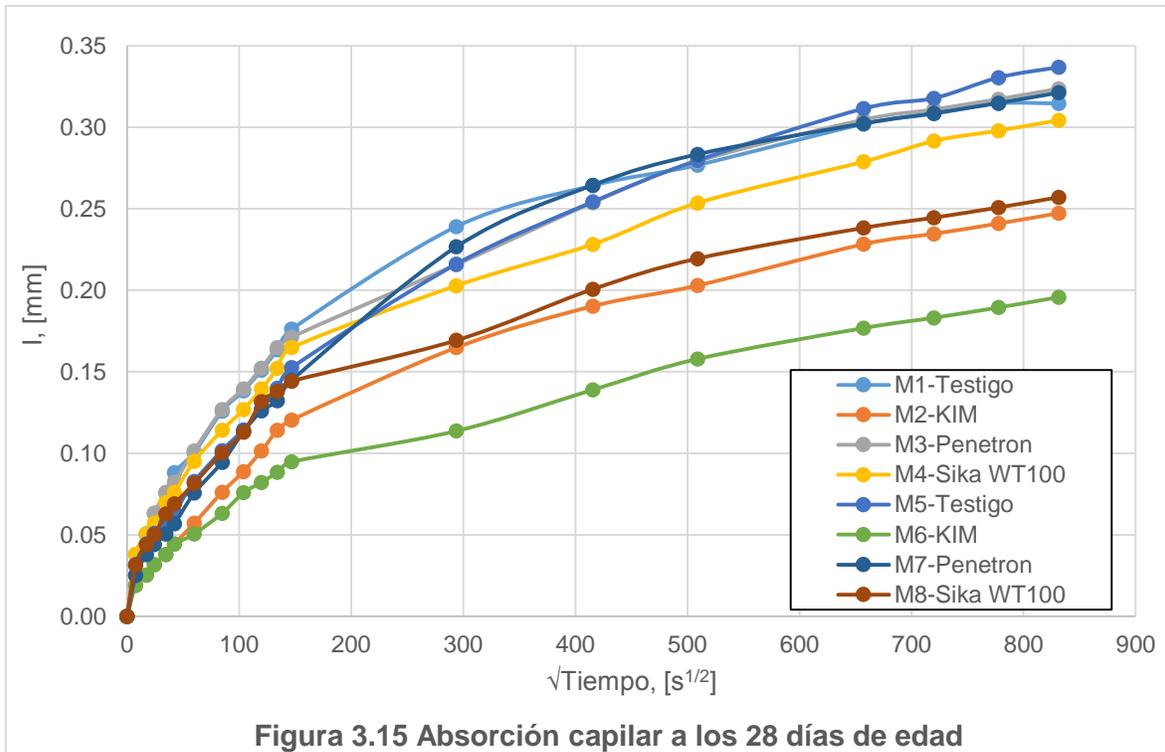
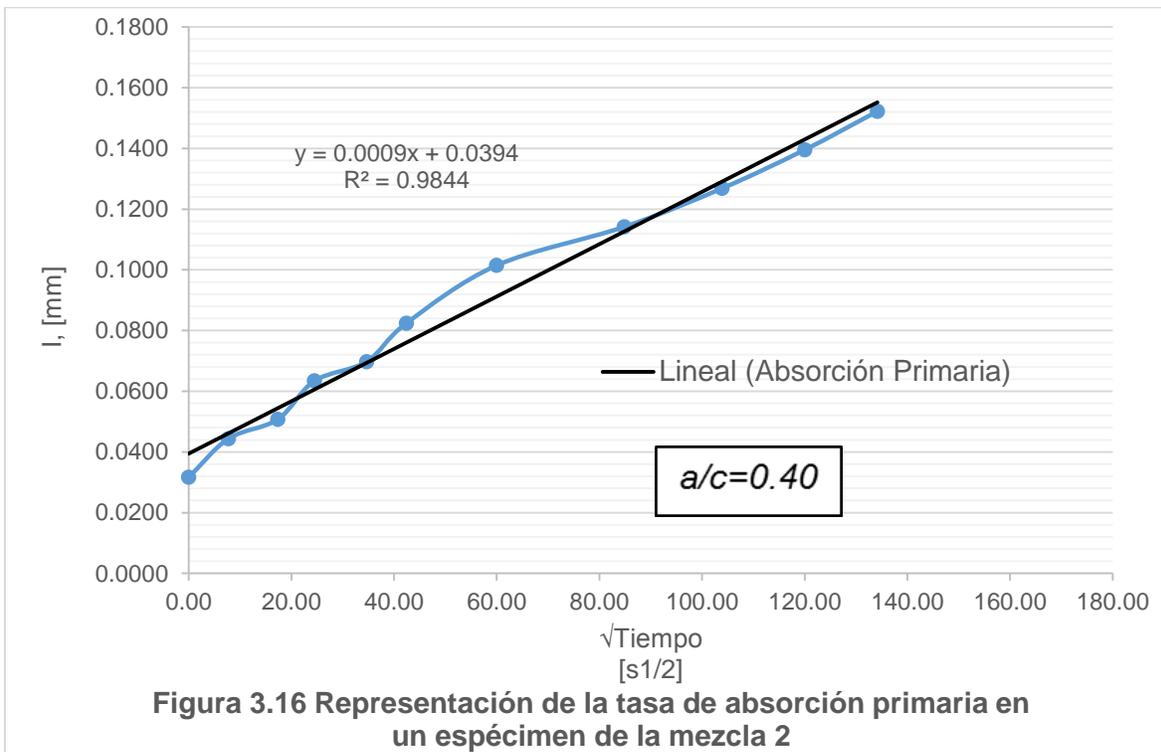
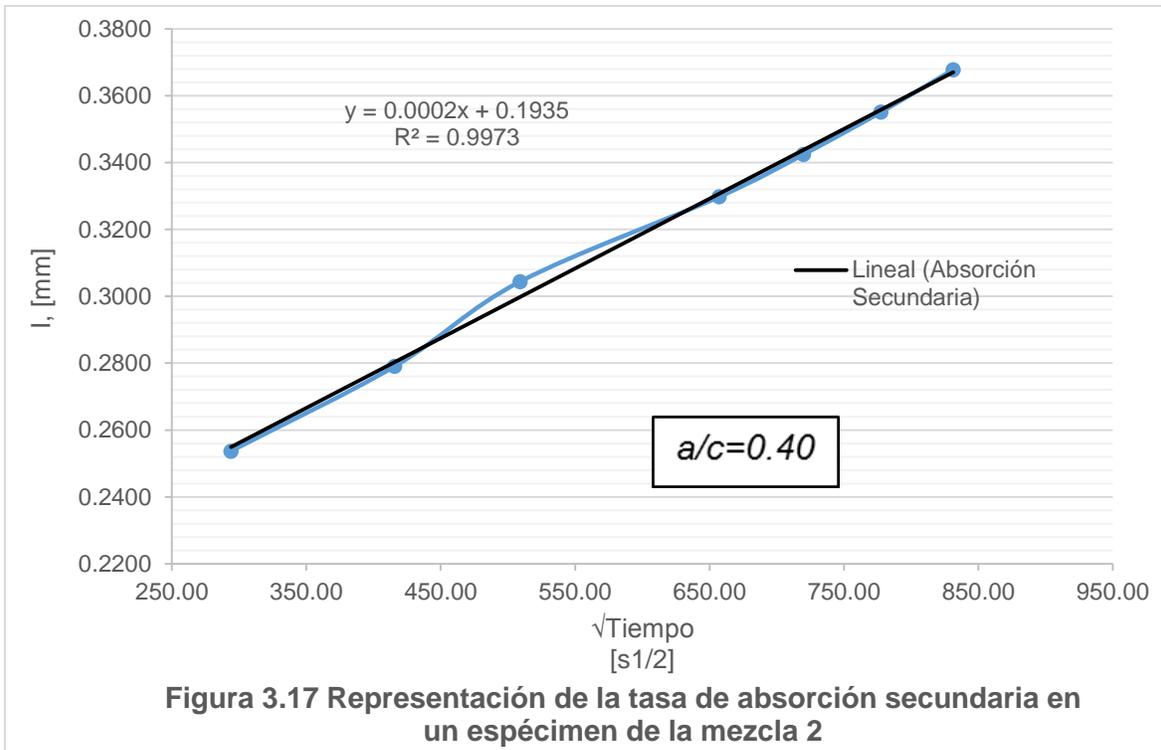


Figura producto de la investigación.





Figuras producto de la investigación.

3.2.9 Prueba de porosidad

3.2.9.1 Método de inmersión de Arquímedes

En la tabla 3.19 se muestran los porcentajes de porosidad obtenidos de muestras de concreto, utilizando el método de inmersión de Arquímedes (Kohour, y otros, 2013); en dicha tabla es fácil observar que a mayor edad del concreto menor es su porosidad, además se muestra que las mezclas con a/c de 0.45 tienen un comportamiento similar al de las mezclas con relación a/c de 0.40.

Como se esperaba y de acuerdo a los valores registrados, se observa que las mezclas con relación a/c 0.40 muestran una porosidad menor, en comparación con las mezclas con a/c de 0.45. En la tabla 3.18 se observa que, en general, la porosidad en las mezclas con ARP se obtienen valores de porosidad por debajo de la mezcla testigo, demostrando así el buen desempeño de los aditivos reductores de la permeabilidad.

Tabla 3.19 Resultados de la prueba de porosidad en muestras de concreto, (método de inmersión de Arquímedes)			
Mezcla	Relación a/c	% Porosidad	
		28 días	91 días
M1-Testigo	0.40	0.80	0.68
M2-KIM	0.40	0.50	0.31
M3-Penetron	0.40	0.76	0.55
M4-Sika WT100	0.40	0.90	0.43
M5-Testigo	0.45	0.99	0.73
M6-KIM	0.45	0.72	0.51
M7-Penetron	0.45	0.85	0.61
M8-Sika WT100	0.45	1.15	0.66

Fuente: *Producto de la investigación.*

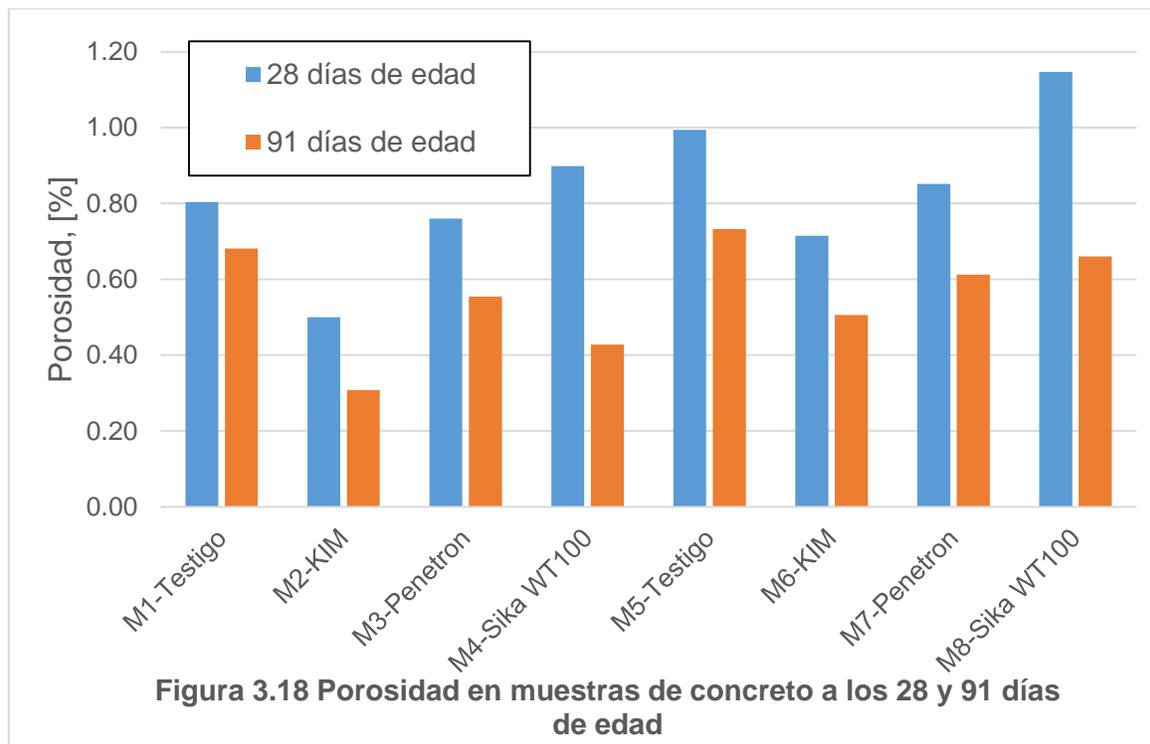


Figura producto de la investigación.

Para fundamentar los resultados presentados en este estudio, las mezclas de concreto fueron vistas en un microscopio electrónico de barrido, con el fin de conocer la morfología de los especímenes y verificar la presencia y distribución de los poros. En las imágenes mostradas en la figura 5.2.14 se muestra que las mezclas de concreto en estudio presentan una marcada presencia de poros.

Figura 3.19 Imágenes obtenidas por microscopía electrónica de barrido en muestras de concreto, $a/c=0.40$

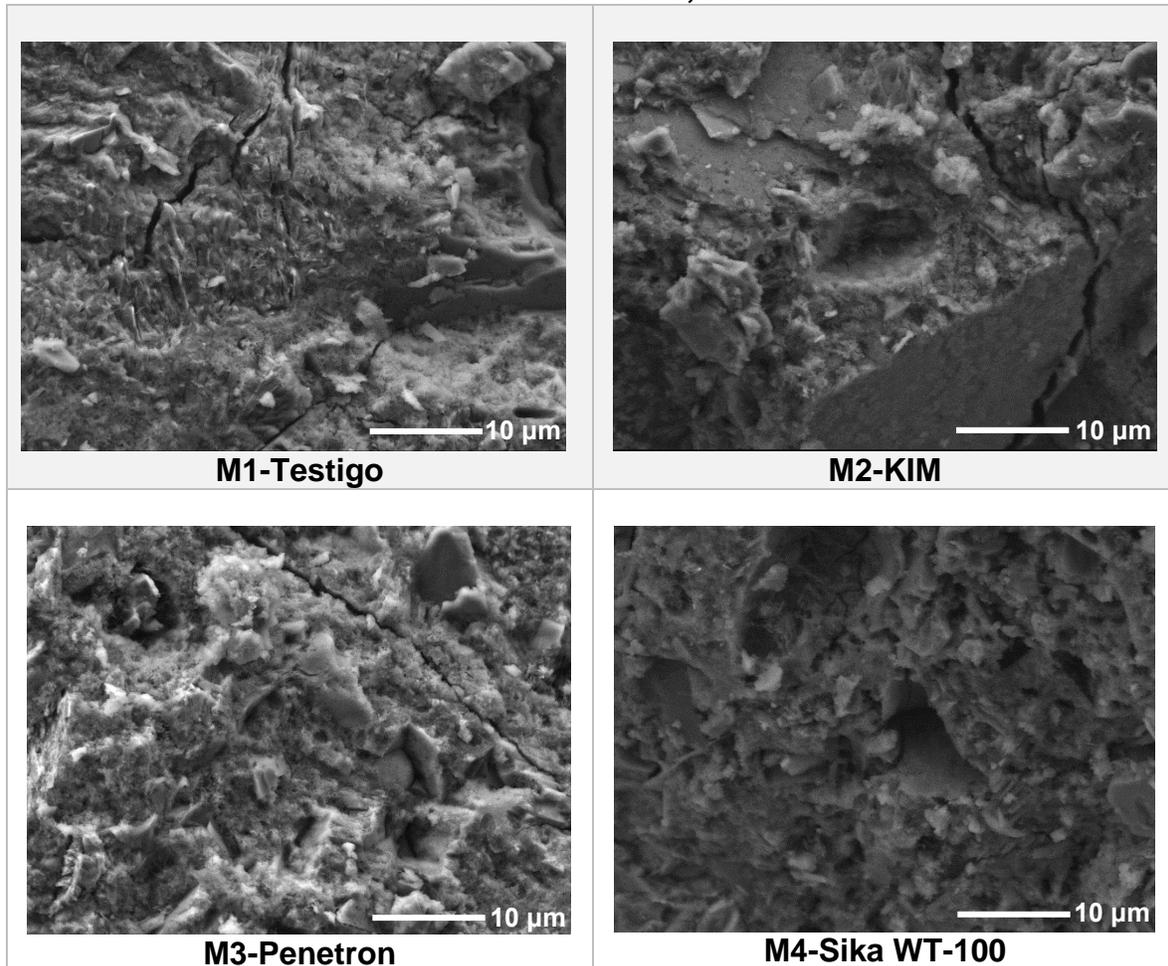


Figura e imágenes propias de la investigación.

Se aprecia en las imágenes la morfología de cada una de las mezclas de concreto con relación a/c de 0.40, dónde la mezcla 2 con ARP KIM presenta una morfología más compacta (con menos poros), justificando así el buen desempeño del aditivo reductor de la permeabilidad. Para el caso de las mezclas 3 y 4 presenta una morfología similar a la de la mezcla testigo.

Además, en las imágenes de las mezclas 3 y 4 se aprecia poco efecto del uso de los ARP ya que no hay tanta densificación, en comparación con la mezcla 2.

3.2.9.2 Método de picnometría de gas

En la tabla 3.20 se presentan los porcentajes de porosidad obtenidos en muestras de mortero, donde se demuestra que con mayor edad del mortero, al igual que el concreto, éste desarrollará una matriz más densa y, en consecuencia, presentan menor porosidad. La figura 3.20 representa lo mostrado en la tabla 3.20.

Los altos valores de porosidad registrados en los morteros se deben precisamente a que el método de picnometría de gas determina la porosidad originada por los poros abiertos y cerrados.

Tabla 3.20 Resultados de la prueba de porosidad en muestras de mortero, mezcla 1-8. (método de picnometría de gas)

Mezcla	Relación a/c	Densidad Picnómetro [g/cm ³]			% Porosidad		
		14 días	28 días	41 días	14 días	28 días	41 días
M1-Testigo	0.40	0.9683	0.9859	1.0076	55.17	54.36	53.35
M2-KIM	0.40	0.9438	0.9758	1.0304	56.31	54.82	52.30
M3-Penetron	0.40	1.0058	1.0363	1.0390	53.44	52.02	51.90
M4-Sika WT100	0.40	0.9747	0.9931	1.0429	54.88	54.02	51.72
M5-Testigo	0.45	0.9179	0.9811	0.9848	57.50	54.58	54.41
M6-KIM	0.45	0.8904	1.0254	1.0466	58.78	52.53	51.55
M7-Penetron	0.45	0.9440	0.9819	0.9960	56.30	54.54	53.89
M8-Sika WT100	0.45	0.9508	0.9763	1.0008	55.98	54.80	53.67

Fuente: *Producto de la investigación.*

Al igual que las muestras de concreto, las muestras de mortero con a/c de 0.45 tienen un comportamiento similar al de los morteros con a/c de 0.40, pero con porosidades ligeramente superiores.

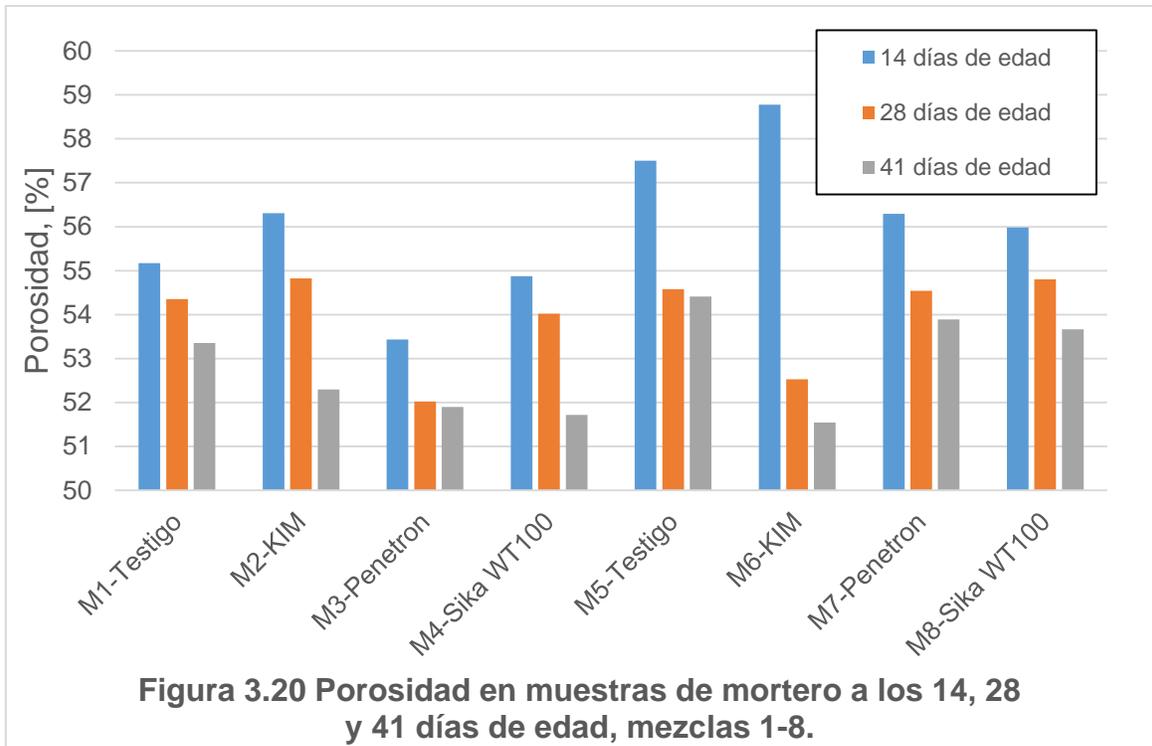


Figura producto de la investigación.

Con lo mostrado en las tablas 3.19 y 3.20, se demuestra que a mayor edad, las muestras ya sea de concreto o de mortero, tienden a desarrollar una matriz con mayor densidad y, por tanto, menos porosa.

3.3 ANÁLISIS DE VIABILIDAD ECONÓMICA

Con el fin de conocer la viabilidad económica del uso de los aditivos reductores de la permeabilidad y del humo de sílice, se presenta un breve análisis sobre los consumos y costos de materiales componentes, en el supuesto que se ocuparan 4000m³ de concreto en el desarrollo de una planta de tratamiento de agua residuales y que los costos relacionados con equipos y mano de obra son los mismos para cualquiera de los productos analizados.

En las tablas 3.21 y 3.22 se presentan los consumos de los diseños de las mezclas en estudio y la mezcla con humo de sílice, así como sus respectivos costos relativos.

Tabla 3.21 Consumo de mezclas en estudio, por m³

Mezcla (a/c=0.40)	Cemento	Grava	Arena	Agua	Aditivo fluidizante
	Consumo [kg/m ³]	Consumo [kg/m ³]	Consumo [kg/m ³]	Consumo [l/m ³]	Consumo [l/m ³]
Diseño Base	462.5	893.43	725.86	185	2.31
Diseño HS 5%	439.38	901.49	662.81	185	3.95

Fuente: *Producto de la investigación.*

Tabla 3.22 Costos por consumo de las mezclas en estudio, por m³

Mezcla (a/c=0.40)	Cemento	Grava	Arena	Agua	Aditivo fluidizante	Costo Total [\$/m ³]
	Precio [\$/kg]	Precio [\$/kg]	Precio [\$/kg]	Precio [\$/l]	Precio [\$/l]	
Diseño Base	3	0.07	0.07	0.02	70	1666
Diseño HS 5%	3.5	0.07	0.07	0.02	70	1928

Fuente: *Producto de la investigación.*

Se presenta en la tabla 3.23 un análisis sobre el costo de cada uno de los ARP utilizados en este estudio, así como del humo de sílice. En la tabla 3.23 se muestra en porcentaje, el incremento del costo por el uso de los ARP y del humo de sílice.

Tabla 3.23 Análisis de costo por consumo de los aditivos reductores de la permeabilidad y del humo de sílice, a/c=0.40

Material	Precio del concreto [\$/m ³]	Consumo de ARP [kg/m ³]	Precio de ARP [\$/kg]	Costo Total ARP [\$/m ³]	Precio Total Mezcla + ARP [\$/m ³]	Incremento [%]
KIM (8 kg/m³)	1666	8	100	800	2466	48%
Penetron (0.8%)	1666	3.7	165	612	2278	37%
Sika WT-100 (2%)	1666	9.44	93	876	2542	53%
Humo de sílice (5%)	1928	23.125	23	413	2341	21%

Fuente: *Producto de la investigación.*

Es importante mencionar que el costo de los ARP suele ser más elevado en comparación con el humo de sílice debido a diversos factores que varían con el fabricante. En algunos casos los fabricantes de estos ARP dan garantías en el desempeño de sus aditivos, algunos aditivos manejan el sellado autógeno de grietas, controlan el agrietamiento por contracción plástica; esto puede dar diversas líneas de investigación sobre los beneficios del uso de aditivos reductores de la permeabilidad como complemento de lo obtenido en este estudio.

CONCLUSIONES Y COMENTARIOS

Conclusiones

Debido a los múltiples factores que intervienen en la durabilidad del concreto, a continuación se presenta una serie de conclusiones sobre lo obtenido en este estudio:

1. Los valores obtenidos tanto de resistencia a compresión como a tensión indirecta son bastante uniformes, ya sea para los concretos con ARP como para los que incluyen humo de sílice; se alcanza un incremento promedio del 5% en comparación con la mezcla testigo a cualquier edad de ensaye.
2. El humo de sílice y los aditivos reductores de la permeabilidad no presentaron un cambio significativo en la pruebas de módulo de elasticidad ni en la relación de Poisson, en comparación con las mezclas testigo.
3. En la prueba de ataque por sulfatos, se destaca que las mezclas con ARP en las que se empleó un cemento CPO muestran un buen comportamiento, comparable con el alcanzado en mezclas con humo de sílice y un cemento CPC 40 RS, teniendo resultados muy cercanos para la expansión última.
4. En general, los concretos con un contenido de 5% de humo de sílice muestran un mejor desempeño en comparación con los concretos que manejaron los ARP utilizados en este estudio.
5. De acuerdo con los resultados y las dosificaciones manejadas, el aditivo reductor de la permeabilidad KIM de Kryton (8 kg/m³) presentó un mejor desempeño y tendencia en comparación con los otros aditivos reductores de la permeabilidad utilizados en este estudio.

6. Por los resultados obtenidos en este estudio, se recomienda el uso de aditivos reductores de la permeabilidad si lo que se busca es controlar la contracción por secado, ya que en lugar de manejar un concreto con relación a/c de 0.40 sin ARP, se puede optar por un concreto con a/c de hasta 0.45, donde la cantidad de cementante será menor sin incrementar la contracción por secado.
7. Para obtener concretos con una baja permeabilidad y durables se debe establecer como máximo una relación agua-cemento de 0.45, y un consumo de cementante superior a los 400 kg/m³.
8. El uso de ARP, así como el uso de adiciones minerales se recomienda solamente para el caso del diseño de un concreto de baja permeabilidad, ya que los incrementos en los parámetros de resistencia mecánica que éstos aportan, son poco significativos.
9. Se recomienda el uso de los aditivos reductores de la permeabilidad acompañados de un cemento Portland resistente a los sulfatos, si lo que se busca es una gran resistencia al ataque por sulfatos.
10. El uso de los aditivos reductores de la permeabilidad debe ser considerado en obras de contención, conducción y/o almacenamiento de agua debido a su buen desempeño en las pruebas de absorción capilar y de porosidad.

Comentarios

Es necesario remarcar que se requiere establecer una forma de medir la permeabilidad del concreto que pueda ser reproducible en cualquier laboratorio para fines de comparación, esto debido a que a nivel inter-laboratorio existe una gran variedad de métodos no estandarizados utilizados para la obtención de la permeabilidad. Por ejemplo, el uso de especímenes delgados de concreto, con espesor de 50 ± 6 mm, no puede indicar cómo se comportará éste mismo concreto en espesores mayores, ya que los especímenes más delgados podrían dar valores de permeabilidad mayores en comparación con los obtenidos en especímenes de mayor grosor.

En algunos casos la metodología que se ocupa para conocer la permeabilidad en el concreto hidráulico, no puede ser empleada en pastas o morteros ya que la distribución y tamaño de poros es diferente, debido a la presencia y cantidad de agregados pétreos.

Para construir estructuras de concreto que además de resistentes sean durables, se deben incluir medidas que ayuden a este objetivo. Por esto, a pesar de la gran aceptación que se tienen por los valores de resistencia a compresión ($f'c$), como indicadores de un buen concreto a un nivel macro, se debe estudiar las propiedades del concreto a nivel micro, ya que se deben contemplar las características de los materiales que intervienen en la elaboración del mismo (permeabilidad de los materiales, composición química tanto del cementante como de los aditivos y/o adiciones, etc.) para lograr que el concreto, además de resistente, sea durable.

Si lo expuesto en este estudio se toma en cuenta para el diseño de concretos de baja permeabilidad y durables, agregando métodos adecuados de construcción para una buena compactación, un correcto acabado y un curado apropiado, la durabilidad del concreto será un éxito.

BIBLIOGRAFÍA, REFERENCIAS Y CONSULTAS

- Abdol R. C., L. C. (2003). School of Building Construction, University of Florida. *Determination of Acceptance Permeability Characteristics for Performance-Related Specifications for Portland Cement Concrete*. Gainesville, Florida.
- Abobaker, G. M. (2015). Kurdistan Engineers Union. *Permeability of Concrete*. Obtenido de: <http://keu92.org/uploads/Search%20engineering/Goran%20Mohammed%20Abobaker.pdf>
- Figueroa, I., Suárez, M., Velasco-Castro, M., Pfeiffer, H., Alcantar-Vázquez, B., González, G., Lara-Rodríguez, G. (2015). *Thermochimica Acta*, 621, 74-80. *Development of pure Mg open-cell foams as structured CO2 captor*. Obtenido de: <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0040603115004177>
- Frías, M, Sánchez de Rojas M.I. (2000). *Materiales de Construcción*, 50(259). *Influencia del metacaolín en la estructura porosa de matrices a base de mc/cemento*. Obtenido de <http://materconstrucc.revistas.csic.es>
- Hermida German, D. (2015). *Concreto de baja permeabilidad, algo más que disminuir A/C*. Obtenido de: <http://mex.sika.com/dms/getdocument.get/048aea6d-3153-338c-9d8b-b2ed473a15a3/articulo-aci-concretos-impermeables.pdf%20%20>
- IMCYC. (2009). *Concreto en la Obra. Problemas, Causa y Soluciones(17 Y 18). Determinación del Módulo de elasticidad estático y relación de Poisson NMX-C-128-1997-ONNCCE*. México, D.F.
- Kohour, T., Karlqvist, R., Lassila, I., Eskelinen, J., Hortling, A., Pesonen, L., & Haeggstrom, E. (2013). *Geophysica*, 49. *Ultrasonic Determination of Porosity in Homogeneous Ceramic Samples*. Obtenido de: http://www.geophysica.fi/pdf/geophysica_2013_49_1-2_025_kohout.pdf
- Malhotra, V. M. (2011). *Durability Of Concrete*. En *Uhlig's Corrosion Handbook*. Ottawa, Ontario, Canadá: John Wiley & Sons, Inc. Obtenido de: <http://onlinelibrary.wiley.com/doi/10.1002/9780470872864.ch31/summary>
- Muños S., F., Mendoza E., C. J. (2012). *Concreto y Cemento. Investigación y Desarrollo.*, 4(1), 63-86. *La durabilidad en las estructuras de concreto reforzado desde la perspectiva de la Norma Española para estructuras de concreto*. México, D.F.
- Sika Mexicana. (2013). *Concreto Impermeable, una mirada reciente*. Corregidora, Querétaro, México. Obtenido de: <https://mex.sika.com/dms/getdocument.get/82b80616-e74b-323e-80fb-0d5f2f96f19f/concreto-impermeable.pdf>

- Uno, J., Robertson, I. N., & Newton, C. M. (2004). Department Of Civil and Environmental Engineering. *CORROSION SUSCEPTIBILITY OF CONCRETE EXPOSED*. UNIVERSITY OF HAWAII, COLLEGE OF ENGINEERING.
- Morales Alejandro, V. M. (2015). *Estudio de concretos de alta durabilidad*. Tesis para obtener el título de Ingeniero Civil. Facultad de ingeniería, UNAM. México, D.F. Obtenido de: <http://bibliotecas.unam.mx/index.php/catalogos>.
- Neville, A. M. (1999). *Tecnología del concreto*. México: Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C.
- PCA. (2015). *Portland Cement Association*. Obtenido de: <http://www.cement.org/for-concrete-books-learning/concrete-technology/durability>
- NMX C-155-ONNCCE-2014. (2014). *INDUSTRIA DE LA CONSTRUCCIÓN - CONCRETO HIDRÁULICO - DOSIFICACIÓN EN MASA - ESPECIFICACIONES Y MÉTODOS DE ENSAYE*. México, D.F.: Organización Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y de la Edificación.
- NMX-C-414-ONNCCE-2010. (2010). *INDUSTRIA DE LA CONSTRUCCION- CEMENTANTES HIDRAULICOS-ESPECIFICACIONES Y METODOS DE ENSAYO*. Mexico, D.F.: Organización Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y de la Edificación.
- NMX-C-008-1974. (1974) Mosaicos.
- ACI 116R. (2005). *Cement and Concrete Terminology*. Michigan, EE UU: American Concrete Institute.
- ACI 201. (2001). *Guide to Durable Concrete*. Michigan, EE UU: American Concrete Institute.
- ACI 211.1. (2010). *Standard Practice for Selecting Proportions for Normal, Heavyweight and Mass Concrete*. Michigan, EE UU: American Concrete Institute.
- ACI 212.3R. (2010). *Report on Chemical Admixtures*. Michigan, EE UU: American Concrete Institute.
- ACI 308. (2001). *Standard Practice for Curing Concrete*. Michigan, EE UU: American Concrete Institute.
- ASTM C 29. (2009). *Unit Weight and Voids in Aggregate*. West Conshohocken, Pensilvania, EE UU: American Society for Testing and Materials.
- ASTM C 33. (2008). *Standard Specification for Concrete Aggregates*. West Conshohocken, Pensilvania, EE UU: American Society for Testing and Materials.

- ASTM C 39. (2009). *Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens*. West Conshohocken, Pennsylvania, EE UU: American Society for Testing and Materials.
- ASTM C 117. (2004). *Materials Finer than 75 μm (No. 200) sieve in Mineral Aggregates by Washing*. West Conshohocken, Pennsylvania, EE UU: American Society for Testing and Materials.
- ASTM C 127. (2012). *Specific Gravity and Absorption of Coarse Aggregates*. West Conshohocken, Pennsylvania, EE UU: American Society for Testing and Materials.
- ASTM C 128. (2012). *Specific Gravity and Absorption of Fine Aggregates*. West Conshohocken, Pennsylvania, EE UU: American Society for Testing and Materials.
- ASTM C 136. (2006). *Sieve Analysis of Fine and Coarse Aggregates*. West Conshohocken, Pennsylvania, EE UU: American Society for Testing and Materials.
- ASTM C 138. (2009). *Standard Test Method for Density (Unit Weight), Yield, and Air Content (Gravimetric) of Concrete*. West Conshohocken, Pennsylvania, EE UU: American Society for Testing and Materials.
- ASTM C 143. (2010). *ASTM C143M – 10. Standard Test Method for Slump of Hydraulic-Cement Concrete*. West Conshohocken, Pennsylvania, EE. UU.: American Standard Testing Materials.
- ASTM C 150. (2009). *Standard Specification for Portland Cement*. West Conshohocken, Pennsylvania, EE UU: American Society for Testing and Materials.
- ASTM C 157. (2008). *Standard Test Method for Length Change of Hardened Hydraulic-Cement Mortar and Concrete*. West Conshohocken, Pennsylvania, EE UU: American Society for Testing and Materials.
- ASTM C 231. (2009). *Standard Test Method for Air Content of Freshly Mixed Concrete by the Pressure Method*. West Conshohocken, Pennsylvania, EE UU: American Society for Testing and Materials.
- ASTM C 469. (2014). *Standard Test Method for Static Modulus of Elasticity and Poisson's Ratio of Concrete in Compression*. West Conshohocken, Pennsylvania, EE UU: American Society for Testing and Materials.
- ASTM C 490. (2000). *Standard Practice for Use of Apparatus for the Determination of Length Change of Hardened Cement Paste, Mortar, and Concrete*. West Conshohocken, Pennsylvania, EE UU: American Society for Testing and Materials.

- ASTM C 494. (2011). *ASTM C494-11. Standard Specification for Chemical Admixtures for Concrete*. West Conshohocken, Pensilvania, Estados Unidos: ASTM International.
- ASTM C 496. (2004). *Standard Test Method for Splitting Tensile Strength of Cylindrical Concrete Specimens*. West Conshohocken, Pensilvania, EE UU: American Society for Testing and Materials.
- ASTM C 1202. (2012). *Standard Test Method for Electrical Indication of Concrete's Ability to Resist Chloride Ion Penetration*. West Conshohocken, Pensilvania, EE UU: American Society for Testing and Materials.
- ASTM 1585. (2004). *Measurement of Rate of Absorption of Water by Hydraulic-Cement Concretes*. West Conshohocken, Pensilvania, Estados Unidos: ASTM International.

A. Revenimiento

La prueba de revenimiento de una mezcla de concreto proporciona una medida de la consistencia del concreto fresco en término de la disminución de su altura. De acuerdo con la norma *ASTM C 143. Standard Test Method for Slump of Hydraulic-Cement Concrete*:

Se coloca una muestra de concreto fresco en un molde en forma de cono truncado, conocido como cono de Abrahams (Fig. 1), el cual debe estar húmedo y se coloca en una superficie horizontal, plana rígida, húmeda y no absorbente (1, Fig. 2); el cono es llenado en capas de un tercio de su capacidad (2, Fig. 2) y cada capa debe ser compactada con 25 penetraciones con ayuda de una varilla (3, Fig. 2), en la última capa se enrasa el concreto mediante un movimiento de rodamiento de la varilla. Limpiar la superficie exterior de la base de asiento y, en seguida, levantar el molde con cuidado en dirección vertical (4, Fig. 2). La distancia vertical entre la altura original y la altura del concreto una vez asentado es reportada como el asentamiento o revenimiento del concreto (5 y 6, Fig. 2). Todo esto, en un tiempo de 2 minutos y medio (ASTM C143, 2010).

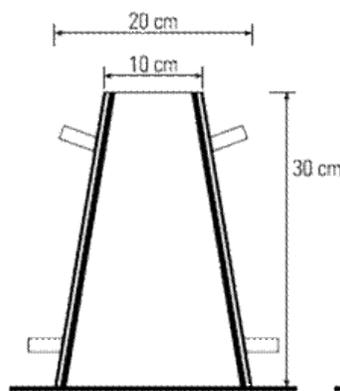


Fig. 1 Cono de Abrahams. *Imagen recuperada de:*
<http://www.monografias.com/trabajos-pdf5/manual-basico-construccion/manual-basico-construccion.shtml>

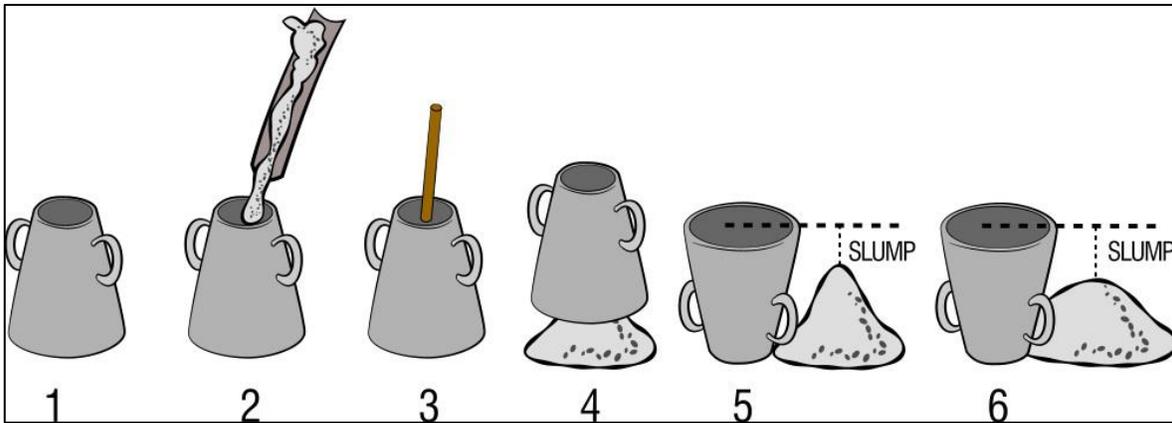


Fig. 2 Resumen gráfico de la prueba de revenimiento.

Imagen recuperada de: <http://wp.cienciacemento.com/el-cono-de-abrams/>

La norma advierte que esta prueba no debe realizarse en concretos no plásticos, con agregados de tamaño mayor a 37.5 mm (1 ½”), y que, en concretos con un asentamiento menor a 15 mm, podrían no ser suficientemente plásticos y que aquellos con un asentamiento mayor a 230 mm podrían ser muy poco cohesivos para que esta prueba tenga validez (ASTM C143, 2010).

B. Contenido de aire y peso volumétrico

Para cada una de las mezclas en estudio se realizaron las pruebas de contenido de aire y peso volumétrico. La prueba de contenido de aire se llevó a cabo de acuerdo con la norma ASTM C 231; en cuanto a la prueba de peso volumétrico se realiza conforme a la norma ASTM C 138.

El peso volumétrico es un ensaye en el que se verifica la uniformidad, en las proporciones y componentes de la mezcla de concreto, entonces, si el valor cambia de manera drástica indica que algunos de los ingredientes han cambiado en su proporción o sus características. El ensaye de aire atrapado sirve para medir la cantidad de aire que contiene el concreto recién mezclado. El ensaye se lleva a cabo mediante la determinación del volumen de agua que se infiltra en el concreto con un cambio de presión interna del equipo.

Para determinar el peso volumétrico, se obtiene el volumen y peso del recipiente antes y después de agregar concreto, así se puede conocer el peso neto del concreto fresco y dividirlo entre el volumen del recipiente. El mismo recipiente lleno de concreto es utilizado para la prueba de contenido de aire; en la figura 3 se muestra el recipiente utilizado para estos ensayos.



Fig. 3 Equipo empleado para las pruebas de contenido de aire y peso volumétrico del concreto. *Imágenes producto de la Investigación.*

C. Compresión simple

La resistencia a la compresión del concreto es la medida más común de desempeño que emplean los ingenieros para diseñar edificios y otras estructuras.

El ensaye de compresión simple en este estudio se llevó a cabo de acuerdo con lo establecido en la norma ASTM C 39, con la finalidad de comprobar las previsiones que se hicieron al diseñar las mezclas de concreto y conocer la uniformidad de las resistencias alcanzadas.

La resistencia a la compresión de las mezclas de este estudio se obtuvo llevando a la falla especímenes cilíndricos de concreto en una máquina universal de ensayos de compresión modelo SATEC mostrada en la figura 4, sometiéndolas a una carga axial. La velocidad de carga aplicada siguiendo la norma ASTM C 39, indica que

para especímenes con una relación de esbeltez $H/D=2$ y diámetro mayor a tres veces el TMA (150 mm para este estudio) deberá ser entre 16 y 38 t/min, por lo que se estableció en 25 t/min.

Esta prueba se efectuó en especímenes cilíndricos de 150 x 300 mm las cuales tras 24 horas de haber sido elaboradas se desmoldaron y sometieron a un curado bajo temperatura y humedad controlada. El ensaye a compresión se realizó a diferentes edades como son 7, 14, 28 y 91 días de edad; antes de ser ensayadas las probetas fueron medidas y pesadas, y se les hizo un cabeceo con azufre con el fin de lograr planidad y un paralelismo entre las caras para garantizar una carga axial y evitar excentricidades. En tanto la resistencia a la compresión ($f'c$) se calculó a partir de la carga de ruptura dividida entre el área de la sección que resiste a la carga y se reporta en kg/cm^2 .

$$f'c = \frac{P}{A}$$

donde:

$f'c$, es el esfuerzo máximo a compresión, [kg/cm^2].

P, es la carga máxima, [kg].

A, área de la sección transversal, [cm^2].



Fig. 4 Máquina universal modelo SATEC. *Imágenes propias de la investigación.*

D. Módulo de elasticidad y relación de Poisson

- Módulo de elasticidad

Es la relación que existe entre el esfuerzo y la deformación unitaria axial al estar sometido el concreto a esfuerzos de compresión dentro del comportamiento elástico. Es la pendiente de la secante definida por dos puntos de la curva esfuerzo-deformación, dentro de esta zona elástica, (IMCYC, 2009). Su valor está asociado a la resistencia a compresión, es decir, varía con $f'c$.

- Relación de Poisson

Es la relación entre las deformaciones unitarias transversal y longitudinal al estar sometido el concreto a esfuerzos de compresión dentro del comportamiento elástico. (IMCYC, 2009)

Para realizar ambas pruebas se utilizó el mismo procedimiento previo, aplicado en los ensayos a compresión; las edades de ensaye fueron a 28 y 91 días de edad del concreto y se efectuaron de acuerdo con la norma ASTM C 469. Se establecieron 3 ciclos de precarga hasta un 40% de la carga de rotura obtenida de las pruebas de compresión y con una velocidad de 25 t/min, en el último ciclo el cilindro fue llevado a la falla.

Los especímenes fueron colocados dentro de un dispositivo, mostrado en la figura 5, con transductores de desplazamiento tipo LVDT con rango de ± 25 mm para el registro de las deformaciones longitudinales y transversales; el dispositivo está conectado a una computadora la cual es capaz de capturar los datos de fuerzas con sus respectivos desplazamientos, como se muestra en la figura 6.

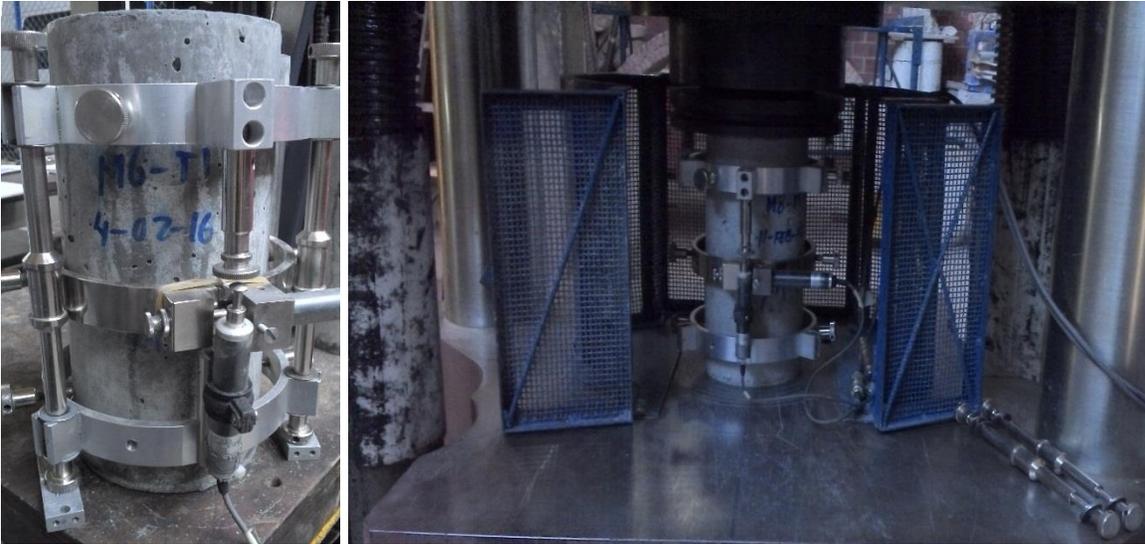


Fig. 5 Dispositivo utilizado para obtener los desplazamientos longitudinales y transversales. *Imágenes propias de la investigación.*

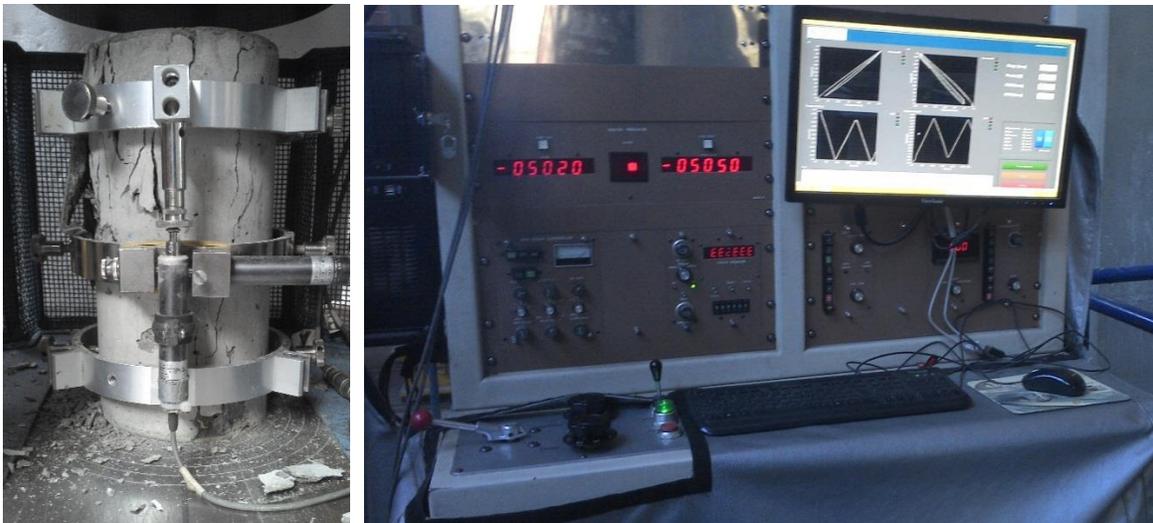


Fig. 6 Espécimen fallado, a la derecha dispositivo de captura de desplazamientos. *Imágenes propias de la investigación.*

Con la información recabada, el módulo de elasticidad y la relación de Poisson se obtienen con las siguientes fórmulas respectivamente:

$$E = \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{\varepsilon_2 - 0.00005}$$

donde:

E, módulo de elasticidad

σ_1 , esfuerzo correspondiente a la 50 millonésima de deformación unitaria, [kg/cm²]

σ_2 , esfuerzo que corresponde al 40% de la resistencia ($f'c$), [kg/cm²]

ε_2 , deformación que ocurre al 40% de la resistencia ($f'c$)

$$\mu = \frac{\varepsilon_{tf} - \varepsilon_{ti}}{\varepsilon_{lf} - \varepsilon_{li}}$$

donde:

μ , relación de Poisson

ε_{ti} , deformación unitaria transversal inicial, correspondiente al esfuerzo 50×10^{-6} de deformación longitudinal

ε_{tf} , deformación unitaria transversal final, correspondiente al esfuerzo 40% de $f'c$

ε_{li} , deformación unitaria longitudinal inicial, igual a 50×10^{-6}

ε_{lf} . Deformación unitaria longitudinal final, correspondiente al 40% de $f'c$

E. Tensión por compresión diametral

La resistencia a tensión se relaciona con la raíz cuadrada de la resistencia a compresión, $\sqrt{f'c}$. En concretos convencionales de cemento portland la relación varía entre 1.33 y 1.99, esto es entre un 8% a 10% de la resistencia a compresión.

De acuerdo con la norma ASTM C 496, la cual indica que para realizar este ensaye se debe emplear una velocidad de carga de 5 a 10 t/min; se realizaron ensayos a 28 y 91 días de edad en especímenes del estudio con una velocidad de carga de 8 t/min, antes de la prueba los especímenes fueron pesados, medidos y trazados; en la figura 7 se ilustra este ensaye.



Fig. 7 Configuración de la prueba de compresión diametral. *Imágenes propias de la investigación.*

$$f_t = \frac{2P}{\pi Ld}$$

donde:

f_t , esfuerzo máximo a tensión, [kg/cm²].

P , carga máxima, [kg].

L , longitud del cilindro, [cm].

d , diámetro del cilindro, [cm].

F. Penetración de ion cloruro (ERPC)

Los embebidos metálicos en concreto corren el riesgo de corroerse, por lo que el concreto debe tener una baja permeabilidad al ion cloruro, para proteger los embebidos metálicos y permitir a la estructura una vida útil prolongada.

EL ensayo de acuerdo con la norma ASTM C 1202, consiste en medir la cantidad de corriente eléctrica, en Coulombs, que pasa a través de las muestras de concreto durante un periodo de 6 horas; en la figura 8 se muestra el aparato utilizado en el ensayo conocido como Ensayo Rápido de Penetración de Cloruro o RCPT (por sus siglas en inglés).

A partir de probetas cilíndricas de concreto de 100 x 200 mm, se cortaron pastillas de 50 mm de altura y 100 mm de diámetro, a las cuales se les aplicó en su superficie lateral una resina epóxica resistente al agua; después de secar la resina fueron sometidas a vacío en desecador con ayuda de una bomba de vacío y con una presión de vacío de 133 Pa, durante 3 horas. Manteniendo el vacío, el desecador fue llenado con agua hervida después la bomba se dejó una hora más en funcionamiento. Después de las 4 horas de tratamiento, los especímenes se dejaron a presión atmosférica y saturándose en agua durante 20 horas más, previo a ser colocadas en las celdas listas para el inicio de la prueba. Se prepararon soluciones de NaOH al 0.3 N y NaCl y al 3% para los polos positivo y negativo, respectivamente, de las celdas; en la figura 9 se muestran las celdas utilizadas. El ensaye se realizó a los 28 y 91 días de edad.

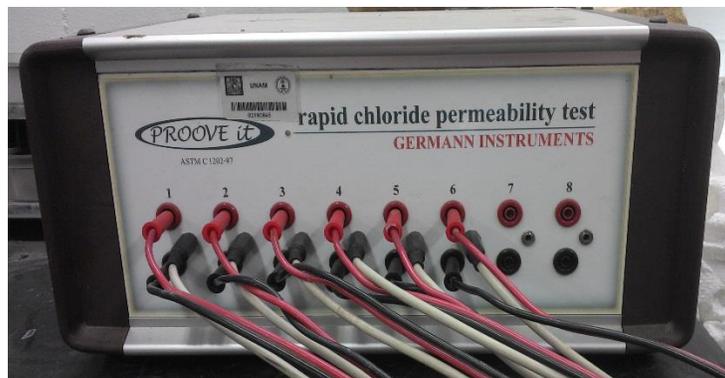


Fig. 8 Equipo “**PROOVE it**” de *Germann Instruments*, utilizado para el ERPC. *Imagen propia de la investigación.*

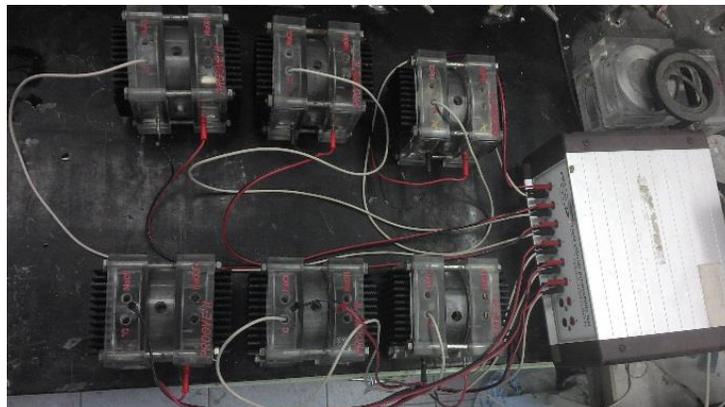


Fig. 9 Celdas utilizadas y configuración del dispositivo *PROOVE it*. *Imagen propia de la Investigación.*

El equipo “*PROOVE it*” está diseñado para realizar una indicación eléctrica rápida y automatizada de la capacidad del concreto para resistir la penetración de los iones cloruro conforme a la norma ASTM C 1202; la misma norma cuenta con una escala en Coulombs para caracterizar el grado de permeabilidad al ion cloruro de la muestra de concreto, la cual se muestra en la tabla 1.

Tabla 1 Penetrabilidad del ion cloruro sobre la base de carga eléctrica

Coulombs	Permeabilidad al ion cloruro	Típico de
> 4000	Alta	Alta relación a/c
4000 - 2000	Moderada	Relación a/c 0.4 – 0.5
2000 - 1000	Baja	Relación a/c < 0.4
1000 - 100	Muy baja	Concreto modificado con látex
< 100	Despreciable	Concreto con polímero

Fuente: Obtenido de la norma ASTM C1202.

G. Resistencia al ataque por sulfatos

En esta prueba se utilizaron especímenes prismáticos de 75 x 75 x 285 mm con índices en los extremos de cada prisma; para el ensaye los prismas fueron sumergidos en agua con sulfato de sodio (SO₄) al 5% como se observa en la figura 10, las edades de inmersión fueron de 28 y 91 días. La medición de la expansión se basó en el cambio de longitud de los prismas, que se determinó de acuerdo con la norma ASTM C 490; con la ayuda de un comparador de longitudes con una aproximación de 0.001 pulgadas.

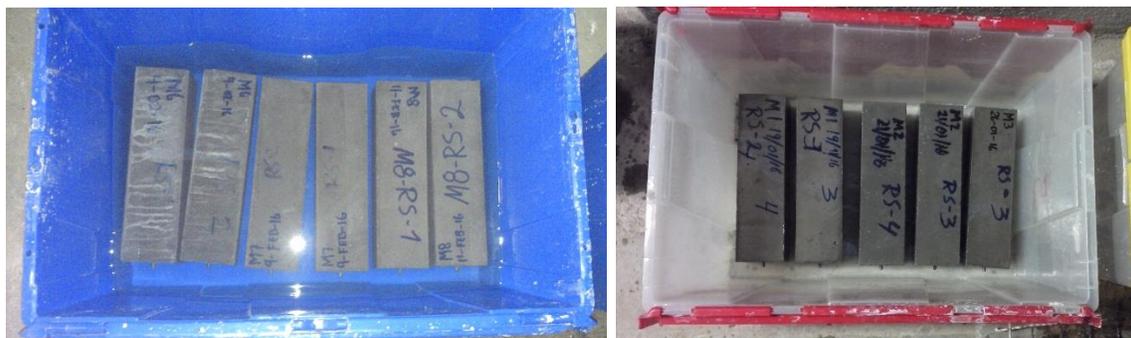


Fig. 10 Prismas sumergidos en solución de sulfato de sodio (SO₄) al 5%.
Imágenes propias de la investigación.

Para el cálculo de la expansión última se utilizó la siguiente fórmula, ajustada a los datos obtenidos de las lecturas efectuadas a diferentes tiempos, en días, con el criterio de los mínimos cuadrados.

$$\varepsilon_t = \left(\frac{t}{a + t} \right) \varepsilon_u$$

donde:

ε_t , deformación unitaria de la expansión a la edad "t"

t, tiempo, días

a, constante que depende de las características de cada mezcla

ε_u , expansión última calculada

H. Contracción por secado

Las estructuras de concreto manifiestan cambios en su volumen con el tiempo que si se mantiene en un orden moderado no debe afectarlas pero al darse en exceso y al estar restringida su deformación pueden agrietarlas y alterar desfavorablemente su comportamiento y durabilidad.

La contracción es una de las causas más frecuentes de cambios volumétricos y se puede manifestar de 3 maneras distintas:

- Contracción intrínseca, es la contracción por fraguado, proceso químico de la hidratación del cemento y su propiedad de disminuir el volumen en este estado; es irreversible y depende exclusivamente del tipo y características del cemento.
- Contracción por carbonatación, se produce solo en el concreto endurecido y la humedad es el factor principal que influye en este tipo de contracción.
- Contracción por secado, se produce por la pérdida de humedad de la pasta debido a los agentes externos como la temperatura, viento, humedad relativa a los que sigue expuesto el concreto después del fraguado; causada primero por la evaporación de agua de los poros capilares y por su consumo debido a la hidratación del cemento.

Para realizar el ensaye se utilizaron primas similares a los de la prueba de resistencia a sulfatos, sólo que estos, después de su fabricación, fueron sumergidos en agua con cal durante 28 días hasta antes de iniciado su secado en la cámara seca con una temperatura (23 °C) y humedad relativa (50%), controladas de acuerdo con la norma ASTM C 157. Para medir las variaciones se utilizó el mismo comparador de la prueba de ataque por sulfatos, mostrado en la figura 11, el cual cumple con lo establecido en la norma ASTM C 490.



Fig. 11 A la izquierda, comparador de longitudes utilizado para la toma de lecturas de las prueba de contracción por secado y ataque por sulfatos; a la derecha, especímenes prismáticos del estudio en la cámara seca. *Imágenes propias de la investigación.*

La medición de la contracción por secado se basó en el cambio de longitud de los prismas, que se determinó de acuerdo con la norma ASTM C 490.

Para el cálculo de la contracción por secado última se utilizó la siguiente fórmula: (la contracción última se obtiene mediante un ajuste de las mediciones efectuadas a diferentes tiempos t , en días, a la expresión con el criterio de mínimos cuadrados).

$$\varepsilon_t = \left(\frac{t}{a + t} \right) \varepsilon_u$$

Donde:

ε_t , deformación unitaria de contracción por secado a la edad “ t ”.

t , tiempo, [días].

a , constante que depende de las características de cada mezcla.

ε_u , contracción por secado última calculada.

Dicho criterio permite obtener los valores de la contracción por secado última (ε_u) y la constante que depende de las características de cada mezcla (a); al calcular el inverso de la pendiente, se obtiene ε_u y al multiplicar el inverso de la pendiente por la ordenada al origen, se obtiene a .

I. Abrasión

En este estudio, para determinar la resistencia a la abrasión por desgaste se recurrió a la norma NMX-C-008-1974; dicha norma no se encuentra vigente, pero cumple con los requerimientos para evaluar el desempeño de los concretos en estudio ante el desgaste por abrasión.

Los especímenes utilizados para cada prueba fueron 4 prismas de concreto con medidas de 50 x 50 x 100 mm; antes de ser ensayados fueron trazadas y medidas en cada una de sus caras 3 líneas equidistantes, de igual manera se les tomó su peso seco a cada uno, como se observa en la figura 12. Las pruebas se realizaron a los 28 y 91 días de edad del concreto.

La máquina de prueba, mostrada en la figura 13, consta de un disco giratorio, dos depósitos para arena sílica, la cual debe tener una granulometría que pase la malla

No. 50 y sea retenida en la malla No. 80, dos depósitos de agua ya que la arena debe estar húmeda.

En la figura 14 se muestra los prismas son colocados y sujetos con unas prensas; la cara de 50 x 50 mm de los prismas es sometida a abrasión por fricción por un lapso de 9 min con una velocidad de 80 rpm.



Fig. 12 Especímenes utilizados para las pruebas de abrasión. *Imagen propia de la investigación.*



Fig. 13 Máquina empleada en la prueba de abrasión de la norma NMX-C-008-1974. *Imagen propia de la investigación.*



Fig. 14 Colocación de especímenes de concreto en el disco giratorio para la prueba de abrasión. *Imágenes propias de la investigación.*

A diferencia de otros procedimientos, la medida de la abrasión en este ensayo es valorada por el desgaste en mm y por pérdida de masa en gramos, más no por la profundidad o huella dejada en el espécimen.

J. Absorción capilar

El desempeño de un concreto sometido a diversos ambientes agresivos es función, en gran medida, de la penetrabilidad del sistema de poros por el ambiente agresivo.

En un concreto insaturado (seco), la tasa de penetración de agua u otros líquidos es controlada en gran parte por absorción debida al ascenso capilar. El ensayo se llevó a cabo como lo indica la norma ASTM C 1585, la cual es un método para determinar la susceptibilidad a la penetración del agua en un concreto en estado seco.

Los especímenes requeridos para este ensayo tienen $50 \text{ mm} \pm 3 \text{ mm}$ de espesor y $100 \text{ mm} \pm 6 \text{ mm}$ de diámetro, cortados de probetas cilíndricas de $100 \times 200 \text{ mm}$. Después de permanecer en el cuarto de curado las pastillas de concreto fueron puestas en un desecador con una solución de bromuro de potasio (KBr) con una concentración de 80.2 g de KBr por 100 ml de agua; la solución es colocada en el fondo del desecador sin que entre en contacto con los especímenes de prueba. El desecador junto con las pastillas de concreto y la solución de KBr es puesto en un

horno durante 3 días, para con esto lograr una temperatura de $50\text{ }^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$ y una HR de $80\% \pm 5\%$, como se aprecia en la figura 15. Después de los 3 días en el horno, los especímenes son puestos en recipientes de plástico herméticos durante 15 días antes de iniciar la prueba.



Fig. 15 A la izquierda desecador dentro del horno con especímenes y solución de KBr; a la derecha desecador dentro el horno con un higrómetro para el monitoreo de temperatura y HR. *Imágenes propias de la investigación.*

Antes de iniciar la prueba a cada espécimen se le realiza el siguiente procedimiento:

1. Una vez retirado del recipiente se les toma el peso.
2. Se toma lectura de cuatro diámetros de la cara que será expuesta al agua.
3. Se coloca una resina epóxica de secado rápido alrededor del espécimen.
4. La cara no expuesta al agua es cubierta con un plástico el cual es sujetado con una liga de goma.
5. Se toma nuevamente el peso del espécimen preparado.
6. El espécimen es colocado en un recipiente con un tirante de agua de 1 a 3mm.
7. El primer día de la prueba se toman lecturas de la pastilla para conocer su ganancia en peso de agua durante 6 horas a diferentes intervalos; después se recolectaban lecturas una vez al día durante los siguientes 8 días.

La figura 16 ilustra el procedimiento antes mencionado y la figura 17 muestra los especímenes de prueba. La edad de inicio de la prueba para cada mezcla de concreto del estudio fue de 28 días.

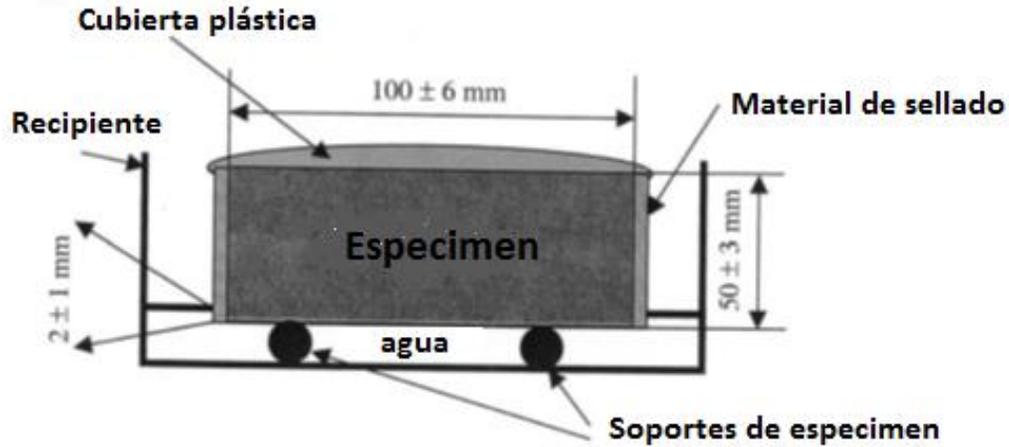


Fig. 16 Diagrama de preparación del espécimen de prueba.
 Imagen obtenida de: (ASTM 1585, 2004)

$$I = \frac{m_t}{a * d}$$

donde:

I , absorción, [mm].

m_t , cambio de masa del espécimen en el tiempo t , [g].

a , área de la cara del espécimen expuesta al agua, [mm²].

d , densidad del agua, 0.001 [g/mm³].

De la fórmula anterior y con las lecturas recabadas se obtiene diferentes valores que se grafican contra la raíz cuadrada del tiempo, en segundos; la tasa de absorción inicial, corresponde a los datos obtenidos el primer día de la prueba, y es la pendiente de la recta obtenida de una regresión lineal simple; la tasa de absorción secundaria corresponde a la pendiente de la recta obtenida de los datos de los demás días de prueba.



Fig. 17 Especímenes en prueba de absorción capilar. *Imagen propia de la investigación.*

K. Porosidad

Para el cálculo de la porosidad de las mezclas de concreto en estudio, se emplearon dos métodos:

- Método de picnometría de gas (Kohour, y otros, 2013), que se realizó en muestras de mortero (14, 28 y 41 días de edad), las cuales poseen las mismas características de las mezclas de concreto, pero con la ausencia de agregado grueso.
- Método de inmersión de Arquímedes (Kohour, y otros, 2013), que se empleó en muestras de concreto (28 y 91 días de edad).

En la picnometría de gas, se utiliza helio para conocer el volumen de éste que se difunde en los poros abiertos y cerrados de las muestras de mortero, con lo que se obtiene la densidad de los especímenes. A partir de estas densidades se calcula la densidad relativa δ_r , tomando como densidad de la pasta de cemento (δ_c) el valor de 2.16 g/cm^3 (Frías & Sánchez de Rojas, 2000), para posteriormente obtener el porcentaje de porosidad (%P); las ecuaciones utilizadas son las siguientes (Figueroa, y otros, 2015):

$$\delta_r = \left(\frac{\delta_m}{\delta_c} \right)$$

$$\%P = \left(1 - \frac{\delta_m}{\delta_c} \right) \times 100 \quad \text{ó} \quad \%P = (1 - \delta_r) \times 100$$

donde:

δ_r , es la densidad relativa.

$\%P$, es el porcentaje de porosidad.

δ_m , es la densidad del material obtenida en el picnómetro, [g/cm³].

δ_c , es la densidad de la pasta de cemento, 2.16 [g/cm³].

El método de picnometría de gas es un método cuantitativo de acuerdo con la referencia (Figuroa, y otros, 2015). En este estudio, se debe considerar que los materiales cerámicos (morteros) son muy porosos, ya que podemos encontrar una gran cantidad tanto de poros abiertos como de poros cerrados.

El método de inmersión de Arquímedes es un método cualitativo y utiliza muestras de concreto de un peso similar 100 g (± 10), los cuales se secan en horno a 110 °C durante 12 horas, se toma este peso con el poro seco libre de agua. Para saturar el espacio de los poros de las muestras, éstas se sumergen en agua durante 24 horas a presión atmosférica. Las muestras se pesan primero saturadas y después saturadas suspendidas en agua. Se determinó la porosidad p , como:

$$p = \frac{(m_S - m_{SH})}{(m_S - m_{SA})}$$

donde:

p , porosidad

m_S , peso de la muestra saturada, [g].

m_{SH} , peso de la muestra secada al horno, [g].

m_{SA} , peso de la muestra saturada suspendida en agua, [g].