



Degradación del concreto en ambientes de diferente agresividad del Valle de Aburrá

Johana Andrea Valencia Aguirre

Trabajo de grado presentado para optar al título de Ingeniera de Materiales

Asesores

Maryory Astrid Gómez Botero, Doctor (PhD) en Ingeniería

Juan Guillermo Castaño González, Doctor (PhD) en Ingeniería

Universidad de Antioquia
Facultad de Ingeniería
Ingeniería de Materiales
Medellín, Antioquia, Colombia
2023

- Referencia** [1] J. A. Valencia Aguirre, “Degradación del concreto en ambientes de diferente agresividad del Valle de Aburrá”, Trabajo de grado profesional, Ingeniería de Materiales, Universidad de Antioquia, Medellín, Antioquia, Colombia, 2023.
- Estilo IEEE (2020)



Grupo de Investigación Centro de Investigación, Innovación y Desarrollo de Materiales (CIDEMAT).

Sede de Investigación Universitaria (SIU).



Biblioteca Carlos Gaviria Díaz

Repositorio Institucional: <http://bibliotecadigital.udea.edu.co>

Universidad de Antioquia - www.udea.edu.co

El contenido de esta obra corresponde al derecho de expresión de los autores y no compromete el pensamiento institucional de la Universidad de Antioquia ni desata su responsabilidad frente a terceros. Los autores asumen la responsabilidad por los derechos de autor y conexos.

Dedicatoria

Dedicado a mi madre que ha creído y ha apostado por cada paso en busca de mis sueños, y a Amanda, mi abuela, su amor incondicional ha sido el más grande regocijo.

Agradecimientos

A Juan G. Castaño por brindarme la oportunidad y confianza para ser partícipe de este proyecto.

A Maryory Gómez y Ferley Vásquez, a los tres por su disposición para asesorar y compartir su valioso conocimiento, y Ana Santa que a su vez ha compartido su conocimiento y ha sido apoyo durante mi estadía en el proyecto.

TABLA DE CONTENIDO

RESUMEN.....	12
ABSTRACT.....	13
I. INTRODUCCIÓN.....	14
II. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	16
III. JUSTIFICACIÓN.....	17
IV. OBJETIVOS.....	18
V. MARCO TEÓRICO.....	19
A. Contaminación y factores atmosféricos.....	19
B. Concreto, clasificación y degradación.....	19
C. Técnicas y criterios para evaluar la degradación del concreto.....	21
VI. METODOLOGÍA.....	25
A. PRUEBAS DE TRACCIÓN INDIRECTA.....	27
B. PRUEBAS DE DENSIDAD, ABSORCIÓN Y POROSIDAD.....	28
C. FLUORESCENCIA DE RAYOS X (XRF).....	29
D. DIFRACCIÓN DE RAYOS X (DRX).....	30
E. ENSAYO DE COMPRESIÓN.....	30
F. PRUEBAS DE CARBONATACIÓN.....	30
G. DATOS METEOROLÓGICOS Y DE CONTAMINANTES.....	31
H. POLARIZACIÓN LINEAL.....	32
VII. RESULTADOS Y DISCUSIÓN.....	33
A. PRUEBAS DE TRACCIÓN INDIRECTA.....	33
B. PRUEBAS DE DENSIDAD, ABSORCIÓN Y POROSIDAD.....	35
C. FLUORESCENCIA DE RAYOS X (XRF).....	38

D.	DIFRACCIÓN DE RAYOS X (DRX).....	39
E.	ENSAYO DE COMPRESIÓN.....	42
F.	PRUEBAS DE CARBONATACIÓN.....	48
G.	DATOS METEOROLÓGICOS Y DE CONTAMINANTES	54
VIII.	POLARIZACIÓN	56
IX.	CONCLUSIONES	63
X.	REFERENCIAS	65

LISTA DE TABLAS

TABLA I. RESULTADOS CARACTERIZACIÓN DE AGREGADO FINO (ARENA).....	25
TABLA II. RESULTADOS CARACTERIZACIÓN DE AGREGADOS GRUESO NATURAL	25
TABLA III. RESULTADOS CARACTERIZACIÓN DE AGREGADOS GRUESO RECICLADO DE CONCRETO.....	25
TABLA IV. RESULTADOS CARACTERIZACIÓN DE AGREGADOS GRUESO RECICLADO DE MORTERO.....	25
TABLA V. RESULTADOS CARACTERIZACIÓN DE AGREGADOS GRUESO RECICLADO DE LADRILLO.....	26
TABLA VI. DISEÑO DE MEZCLAS PARA 1 PROBETA DE 15 CM DE ALTO Y 7.5 CM DE DIÁMETRO.....	26
TABLA VII. RESULTADOS DEL ENSAYO DE TRACCIÓN INDIRECTA PARA PROBETAS B.....	33
TABLA VIII. RELACIÓN A/C DE LOS CUATRO TIPOS DE CONCRETO FABRICADOS .	35
TABLA IX. DATOS EXPERIMENTALES MEDIANTE PESAJE DE PROBETAS B EN DIFERENTES CONDICIONES DE HUMEDAD Y TEMPERATURA.....	36
TABLA X. CÁLCULOS REALIZADOS BAJO LA NORMA ASTM C642-21	36
TABLA XI. DENSIDAD Y ABSORCIÓN DE LOS AGREGADOS GRUESOS USADOS EN LA FABRICACIÓN DEL CONCRETO.	37
TABLA XII. COMPOSICIÓN QUÍMICA DE CONCRETO B CON AGC.	38
TABLA XIII. COMPOSICIÓN QUÍMICA DE CONCRETO B CON AGL.	38
TABLA XIV. COMPOSICIÓN QUÍMICA DE CONCRETO B CON AGM.	38
TABLA XV. COMPOSICIÓN QUÍMICA DE CONCRETO B CON AGN.	39
TABLA XVI. COMPUESTOS PRINCIPALES DEL CEMENTO PORTLAND [33], [34].....	39
TABLA XVII. CÓDIGO DE REFERENCIA Y FÓRMULA QUÍMICA DESDE EL SOFTWARE HIGHSCORE PLUS DE LAS FASES ENCONTRADAS MEDIANTE DRX.	41
TABLA XVIII. RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE PROBETAS UBICADAS EN LOS 5 SITIOS DIFERENTES.	43

TABLA XIX. APARIENCIA DE LOS TROZOS DE CADA PROBETA POSTERIOR A LA PRUEBA DE CARBONATACIÓN	50
TABLA XX. MEDIDAS FRENTE DE CARBONATACIÓN	52
TABLA XXI. TEMPERATURA Y HR PROMEDIO DURANTE LOS MESES DE EXPOSICIÓN	55
TABLA XXII. DATOS ELECTROQUÍMICOS A PARTIR DE PRUEBAS DE POLARIZACIÓN Y HR.	61

LISTA DE FIGURAS

Fig. 1. Esquema del avance de la reacción de carbonatación en una probeta de concreto reforzada [16].	23
Fig. 2. Equipo y disposición de la probeta en el interior de este (a), apariencia de la probeta una vez fallada (b).	28
Fig. 3. Montaje usado para hallar masa saturada después de la ebullición (a) y masa aparente sumergida (b).	29
Fig. 4. Equipo para la realización de las pruebas de compresión.	30
Fig. 5. Disposición de captadores. Captador de cloruros (recuadro rojo) y captador de sulfatos (recuadro verde).	32
Fig. 6. Montaje usado para las medidas electroquímicas.	32
Fig. 7. Efecto de la relación A/C sobre la resistencia a compresión y sobre la resistencia a flexión a los 28 días [21].	35
Fig. 8. Difractogramas de probetas reforzadas con los 4 tipos diferentes de AG.	41
Fig. 9. Resistencia a la compresión inicial (28 días de curado).	44
Fig. 10. Relación aproximada entre A/C y la resistencia a la compresión del hormigón [25].	45
Fig. 11. Resistencia a la compresión para agregados de concreto y natural pasados 4 meses de exposición. C:AGC, N: AGN.	46
Fig. 12. Resistencia a la compresión para agregados de ladrillo y mortero pasados 4 meses de exposición. L: AGL y M:AGM.	47
Fig. 13. Efecto de la edad sobre la resistencia a compresión.[21]	47
Fig. 14. Agregados gruesos provenientes del reciclaje de ladrillo.	48
Fig. 15. Exposición sobre bastidor de las probetas de concreto.	52
Fig. 16. Porcentaje de área carbonatada, probetas con AG de concreto (C) y natural (N) expuestas en los 5 sitios.	54
Fig. 17. Porcentaje de área carbonatada, probetas AGL y AGM expuestas en Bello y SIU.	54
Fig. 18. Profundidad máxima de carbonatación vs. HR de cada sitio para los 4 tipos de concretos.	54
Fig. 19. Corriente de corrosión de las probetas ensayadas para los diferentes sitios.	59

Fig. 20. Curvas de polarización lineal de probetas AGC ubicadas en los diferentes sitios de exposición.....	59
Fig. 21. Curvas de polarización lineal unificadas de probetas AGC de la Fig. 14.....	60
Fig. 22. Curvas de polarización lineal de probetas AGN ubicadas en los diferentes sitios de exposición.....	60
Fig. 23. Curvas de polarización lineal unificadas de probetas AGN de la Fig. 16.	61
Fig. 24. Representación esquemática de una curva corriente potencial con las reacciones electroquímicas involucradas [31].	62
Fig. 25. Diagrama de Pourbaix para el sistema H ₂ O-Fe (T = 25 °C, [Fe ²⁺] = 10 ppm, [Fe ³⁺] = 10 ⁻⁶ mol/L, p _{H₂} = p _{O₂} = 100 kPa) [32]	62

SIGLAS, ACRÓNIMOS Y ABREVIATURAS

A/C	Agua/cemento
AC	Área carbonatada
AG	Agregado grueso
AGC	Agregado de concreto
AGL	Agregado de ladrillo
AGM	Agregado de mortero
AGN	Agregado natural
B	Blanco
HR	Humedad relativa

RESUMEN

Se estudió la degradación del concreto expuesto a atmósferas de diferente agresividad en el Valle de Aburrá, estableciendo su influencia en el deterioro. Se realizaron pruebas físicas como densidad, absorción, porosidad, carbonatación, ensayos mecánicos de tracción indirecta y resistencia a compresión, pruebas electroquímicas de polarización y caracterización mediante DRX y FRX; se consignaron datos de SO₂ y Cl⁻ como contaminantes; además la temperatura y humedad relativa (HR) como factores climatológicos. Los resultados reflejan que la relación agua cemento (A/C) afecta de manera considerable las propiedades mecánicas en tracción y compresión, siendo el concreto con agregado grueso de ladrillo (AGL) el que reporta las propiedades más bajas por ser el de mayor relación A/C, así como por la composición y geometría de estos agregados; a su vez, esta alta relación tiene influencia sobre el aumento en el porcentaje de absorción del concreto y disminución de su densidad, afectando su resistencia. Se encuentra que Bello es una atmósfera donde se desfavorece la carbonatación y si bien en todos los sitios las velocidades de corrosión son muy bajas, Sabaneta muestra ser el lugar más propicio para evitar la corrosión de la barra de refuerzo. También se encontraron todas las fases presentes en el cemento portland excepto la etringita.

***Palabras clave* — Concreto, AG, carbonatación, contaminantes atmosféricos, degradación, corrosión.**

ABSTRACT

It is intended to study the degradation of concrete exposed to atmospheres of different aggressiveness in the Aburra Valley, to establish the influence on deterioration. Physical tests such as density, absorption, porosity, carbonation, mechanical tests of indirect tensile and compressive strength, electrochemical polarization tests and characterization by XRD and XRF are performed; in addition, data on CO, SO₂, Cl⁻, as pollutants and temperature and relative humidity as climatological factors are reported. The results show that the A/C ratio considerably affects the mechanical properties in tensile and compression, with AGL type concrete reporting the lowest properties because it has the highest A/C ratio, as well as the composition and geometry of these aggregates; In turn, this high ratio has an influence on the increase in the percentage of absorption of concrete and decrease in its density, affecting its resistance. It is found that Bello is an atmosphere where carbonation is disfavored and although in all sites the corrosion rates are very low, Sabaneta proves to be the most propitious place to avoid corrosion of the rebar. There are also all phases present in portland cement except ettringite.

***Keywords* — Concrete, coarse aggregate, carbonation, air pollutants, degradation, corrosion.**

I. INTRODUCCIÓN

El desarrollo industrial y tecnológico ha traído consigo un enorme aumento en la infraestructura, la cual está expuesta al efecto de atmósferas con diferentes grados de agresividad y mecanismos de ataque hacia los materiales que la sustentan. Una mayor variación en la agresividad implica un aumento en los costos relacionados con la solución de los problemas de deterioro generados. La contaminación atmosférica y el cambio climático influyen significativamente en el deterioro de muchos de los materiales que son empleados en el sector de la construcción [1].

Con relación al concreto, su deterioro atmosférico está relacionado no sólo por la degradación del cemento por efecto del dióxido de carbono, sino también por la corrosión del acero de refuerzo por la acción de los compuestos de azufre y los cloruros, teniendo además incidencia en ambos procesos factores atmosféricos como la humedad relativa (HR) y la temperatura. Por lo anterior, el conocimiento de los efectos de las diferentes atmósferas sobre el concreto permite tomar medidas adecuadas para lograr una mejor conservación, ya que los costos de reparación y mantenimiento que se generan por causa de su deterioro pueden ser considerables, convirtiéndose así en uno de los problemas financieros de mayor impacto en las economías de las ciudades, bien sea en infraestructura, construcciones, patrimonio cultural, entre otros [2].

En el país son muy pocos los estudios documentados sobre la determinación del efecto, tanto técnico como económico, del deterioro atmosférico del concreto. Se tiene como antecedente un estudio de la corrosión atmosférica de algunos metales, así como del deterioro de concreto, en diferentes lugares cercanos a la infraestructura de transmisión y distribución eléctrica (torres y subestaciones), realizado por el CIDEMAT (Universidad de Antioquia) [2]. Sin embargo, actualmente se desconoce el impacto que se genera sobre la degradación del concreto en diferentes zonas del Valle de Aburrá de tal forma que se puedan establecer pronósticos de la vida útil del material.

Se pretende evaluar la degradación de diferentes tipos de concreto, preparados con agregados naturales y reciclados, con y sin barra de refuerzo de acero, exponiendo probetas cilíndricas en diferentes zonas del Valle de Aburrá durante 4 meses. Se establecerán correlaciones entre el

deterioro del material y las características de las diferentes atmósferas a las que estará expuesto para tener un mejor entendimiento de los mecanismos de degradación, contribuyendo a la adopción de medidas adecuadas con respecto al control del deterioro e incremento de su vida útil.

II. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

El concreto, considerado como el material artificial más consumido de la Tierra [5], se encuentra expuesto a condiciones que propician su degradación debido a su principal aplicación en infraestructuras; las cuales se encuentran normalmente expuestas a ambientes que presentan fluctuaciones climatológicas y atmosféricas, con diferentes grados de agresividad y mecanismos de ataque hacia el material. Infraestructuras expuestas a atmósferas más agresivas requieren mayores acciones de mitigación de los problemas de deterioro generados, lo que implica mayores costos de mantenimiento. Lo planteado anteriormente conlleva a pensar que un mismo material responde de forma diferente frente a la degradación cuando es expuesto a diversas atmósferas y condiciones climatológicas. De esta manera, se tienen dos parámetros importantes para determinar la estabilidad: material y medio ambiente. La naturaleza del material expuesto determina las características morfológicas y cinéticas del ataque; por otra parte, el medio ambiente se relaciona con la composición de la atmósfera en cuanto a la presencia de especies agresivas contaminantes que promueven o aceleran la degradación del concreto y/o la corrosión de la barra de refuerzo, además, parámetros de la climatología del lugar, como temperatura y HR, también interfieren en los procesos de degradación/corrosión.

En el Valle de Aburrá se pueden encontrar variaciones en el clima y la calidad del aire como se puede apreciar en el geoportal del SIATA [6]. Se pueden encontrar variaciones de humedad y temperatura, influenciados por la dirección de los vientos y ubicación de cada municipio, así como atmósferas con diferentes grados de agresividad que pueden tener dependencia del parque automotor dadas las apreciaciones que se han realizado en las llamadas horas pico [7].

La obtención de información climatológica y de contaminantes presentes en las diferentes zonas, así como el conocimiento del comportamiento de los materiales en los diferentes ambientes, permite establecer planes de mantenimiento específicos para cada lugar donde se encuentran las infraestructuras, lo que genera impactos positivos desde el punto de vista técnico-económico. Además, conocer el comportamiento de diferentes materiales en diferentes zonas del Valle de Aburrá permitirá adelantar planes de inversión futura con mucha mayor confiabilidad en cuanto a la vida útil de una determinada estructura, parte o equipo.

III. JUSTIFICACIÓN

Conocer la influencia de la contaminación atmosférica y el cambio climático sobre el concreto y el concreto reforzado, como materiales de construcción, permite comprender cómo se intensifican los procesos de corrosión y degradación de los materiales dado el incremento de emisiones vehiculares, del sector industrial y de los desechos de uso común, que incrementan la agresividad del ambiente con respecto a la integridad del material como consecuencia del aumento de contaminantes como CO₂, NO_x, SO_x y cloruros.

Al realizar la caracterización de la atmósfera, del clima y de probetas ubicadas en diversas zonas del Valle de Aburrá, que presentan variaciones climáticas y ambientales, se pueden hacer relaciones que permiten predecir parámetros importantes como velocidad de corrosión o pérdida de material por carbonatación. Estas predicciones generan impactos positivos en la economía ya que pueden evitar o disminuir reparaciones, mantenimientos y colapsos, que representan problemas financieros de mayor impacto en las economías de las ciudades, bien sea en infraestructura, construcciones o patrimonio cultural. Además, se generan impactos sobre la preservación del ambiente y la salud humana, disminuyendo la huella de carbono que se genera con el uso de agregados reciclados.

Este texto representa una fracción del proyecto *“MAPAS DE DEGRADACIÓN DE CONCRETO Y CORROSIÓN DE MATERIALES METÁLICOS PARA LA INDUSTRIA DE LA CONSTRUCCIÓN EN EL AREA METROPOLITANA DEL VALLE DE ABURRÁ”*, que permitirá la predicción del deterioro de estos materiales y así proyectar la vulnerabilidad de la infraestructura urbana de la ciudad de Medellín a futuro, nuevos diseños y empleo de materiales compatibles con los nuevos requerimientos climáticos.

IV. OBJETIVOS

A. Objetivo general

Estudiar la degradación del concreto expuesto a atmósferas de diferente agresividad en el Valle de Aburrá, con el fin de establecer la influencia de algunas variables atmosféricas en su deterioro.

B. Objetivos específicos

- Determinar la agresividad atmosférica en 5 sitios diferentes en el Valle de Aburrá.
- Establecer correlaciones entre el deterioro de diferentes tipos de concretos, las características de los productos de degradación, las variables meteorológicas y nivel de contaminantes en cada sitio de estudio.
- Analizar la influencia del deterioro atmosférico en cada sitio en la corrosión de la barra de acero de concretos reforzados.

V. MARCO TEÓRICO

A. Contaminación y factores atmosféricos

El aumento en la contaminación ambiental ha incrementado cada vez más la agresividad de los sectores urbanos con respecto a la integridad de los diversos materiales empleados en la construcción. Rodríguez-Villamizar y col [8] encontraron un efecto dominante del aumento de los contaminantes NO_x y SO_x en las principales ciudades de Colombia (Cali, Medellín, Bucaramanga y Bogotá) sobre las enfermedades respiratorias. Estos resultados revelan que efectivamente la contaminación vehicular en estas ciudades, especialmente en la ciudad de Medellín ha venido incrementando de manera importante, generando en repetidas ocasiones alertas ambientales.

El aumento de la concentración de gases de efecto invernadero atmosféricos y los consecuentes cambios climáticos en la ciudad de Medellín pueden intensificar los procesos de corrosión y degradación de los materiales impactando su infraestructura urbana a mediano y largo plazo, generando costos de reparación y mantenimiento considerables [9]. Saha y col [1] reportaron que en la ciudad de Boston existe pérdida de material en infraestructuras de concreto que excede el grosor recomendado, a causa del deterioro por carbonatación y cloración disminuyendo la vida útil de las edificaciones. La agresividad del ambiente de la ciudad de Medellín puede generar un cambio en las tasas de velocidad de corrosión y degradación de los materiales empleados en la construcción.

B. Concreto, clasificación y degradación

El concreto u hormigón es una mezcla de cemento, agregados finos, agregados gruesos y agua; se puede clasificar según el tamaño máximo de agregado grueso (AG) como concreto de gravilla fina, gravilla común y de grava gruesa, donde el tamaño máximo de agregado en milímetros es de 19.1, 38.1 y 152.4 respectivamente. También puede clasificarse según su consistencia, que se relaciona con el grado de humedad de la mezcla, la cual va desde muy seca hasta muy húmeda con intervalos de seca, semiseca, media y húmeda. Por otra parte, los concretos se clasifican según su fluidez la cual le puede dar una consistencia dura o seca, media o plástica y fluida o húmeda. Además, el

tiempo de fraguado también clasifica un concreto; cuando el fraguado se da de 1 a 3 ½ horas después del tiempo de fraguado con respecto al concreto de referencia se clasifica como fraguado lento, cuando se da entre 1 y 1 ½ horas se clasifica como normal y de 1 a 3 ½ horas antes, se clasifica como fraguado rápido. Los concretos también pueden ser clasificados según su resistencia a la compresión, durabilidad, peso unitario, apariencia, según el sistema de colocación y compactación, y concretos especiales [3]. En la actualidad se tiene una marcada tendencia por el uso de áridos reciclados provenientes de subproductos industriales debido a que ayudan a suplir la creciente demanda de áridos naturales y, además, reducen la huella de carbono causada por el proceso de fabricación del cemento [4].

El concreto está diseñado para ser utilizado en elementos estructurales que soportan esfuerzos de carga a compresión y a flexión. Su durabilidad se define como la resistencia a la acción del clima, a los ataques químicos, a la abrasión o a cualquier otro proceso de deterioro. Dicho deterioro se debe principalmente a causas mecánicas, a la naturaleza del concreto y/o mortero y a agentes externos al medio. Las fallas en este material se manifiestan en grietas, deformaciones y colapsos, además, la reacción de algunos agregados con el cemento endurecido puede causar expansión y desprendimiento [10]. Los agentes que se encuentran en el ambiente también pueden reaccionar con el concreto acelerando su deterioro. Las sustancias químicas más agresivas son los ácidos, que reaccionan disolviendo las fases alcalinas del concreto o mortero. El caso más común de deterioro químico es el ocasionado por los sulfatos. Además, las variaciones de temperatura pueden ocasionar choques térmicos que afectan la integridad de la estructura y ocasionar microfisuras que posibilitan el ingreso de agentes agresivos. También se pueden presentar fisuras debidas a las presiones que se producen contra las paredes de los poros y canales cuando el agua presente en ellos ha sufrido un congelamiento, causado por una variación en la temperatura [10].

Por otra parte, el concreto reforzado con acero combina las propiedades de la buena resistencia a la compresión del primero y la alta resistencia a la tracción del segundo, actuando además el concreto como una barrera de protección a la varilla de acero por el valor de pH alcalino que se alcanza después de las reacciones de hidratación del cemento, en este ambiente alcalino el acero forma una película pasiva de óxido que actúa como barrera a la disolución anódica del metal, protegiéndolo de la corrosión. Sin embargo, la interacción con el medio ambiente provoca que

dicha protección se vea disminuida debido a la carbonatación del concreto que reduce el pH a niveles en los que la película pasiva puede romperse [11], [12]. Los principales agentes agresivos son los cloruros y el dióxido de carbono. Cuando las estructuras se encuentran expuestas al ambiente marino, los iones cloruro pueden penetrar desde el exterior a través de los poros del concreto; cuando el concreto se encuentra contaminado, los iones cloruro ingresan como contaminante de alguno de los componentes de la mezcla [13]. Por otra parte, el dióxido de carbono (CO_2) presente en la atmósfera, reacciona con la humedad dentro de los poros del concreto, provocando la carbonatación al convertir el hidróxido de calcio alcalino en carbonato de calcio que tiene un pH más bajo (inferior a 9 [13]); esta disminución en el pH produce la despasivación del acero de refuerzo y, por ende, afecta su resistencia a la corrosión [14]. La combinación de los agentes agresivos tiene un efecto sinérgico, acelerando el proceso de degradación del concreto y la del refuerzo, ya que se produce corrosión localizada sobre esta última, y debilita las estructuras. Existen también otros factores que influyen en la corrosión de la barra de refuerzo como la humedad que sirve de vehículo para el avance de la corrosión y la eficiencia del recubrimiento de concreto sobre la barra que dependen básicamente del espesor del recubrimiento y del diseño de mezcla [13]. Por ejemplo, se ha encontrado que, cuando la relación A/C (A/C) aumenta, también lo hace la profundidad de carbonatación, es decir, conforme el contenido de cemento disminuye [14].

C. Técnicas y criterios para evaluar la degradación del concreto

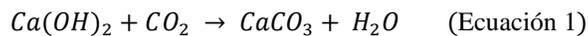
Entre las técnicas y criterios de evaluación de la degradación del concreto se ha encontrado la determinación del contenido de cloruros en el hormigón y la determinación del espesor de la capa carbonatada. La primera técnica se realiza mediante análisis químico de muestras de concreto, se ha seguido el procedimiento recomendado en la ASTM 1152; la segunda técnica se usa para evaluar la profundidad del frente carbonatado ejecutándose mediante el rociado de una solución indicadora sobre la superficie de concreto expuesta [13]. Para determinar el avance de dicha carbonatación comúnmente se usa un indicador químico, que permita observar el cambio en el valor de pH del concreto y de esta manera determinar si la barra de refuerzo puede llegar a sufrir corrosión. El indicador de pH más usado es una disolución al 1% de fenolftaleína en alcohol etílico. Esta solución es incolora a valores de pH inferiores a 8.5. Para valores de pH superiores a 9.5 se torna de color

púrpura, y para valores entre 8.5 y 9.5 el indicador adquiere una coloración rosa al rojo-púrpura según evoluciona el pH [14], por lo que un concreto no carbonatado debe presentar una coloración púrpura y uno carbonatado no presentará ninguna coloración.

Todas las estructuras de concreto están expuestas al ambiente, el cual varía ampliamente y, por lo tanto, es un error asumir que cualquier concreto será estable en todas las condiciones. Para evitar el deterioro prematuro del hormigón se debe hacer un diseño teniendo presente las condiciones ambientales. Los mecanismos de degradación pueden ser físicos, mecánicos o químicos, como la congelación y descongelación, abrasión o ataque de sulfato, respectivamente. En general, para que haya deterioro se requiere la presencia de humedad ya que una sustancia seca rara vez ataca al concreto. Puede darse un deterioro simultáneo, por ejemplo, reacción álcali-sílice y ataque de sulfato, carbonatación y corrosión, ataque de sulfato y cristalización de sal [15].

La carbonatación es el producto de la reacción entre el hidróxido de calcio y otros compuestos que contienen calcio (provenientes del cemento portland) y el CO₂ presente en la atmósfera, lo anterior en presencia de humedad; lo que induce a la formación de carbonato de calcio como se aprecia en la Fig. 1. Esquema del avance de la reacción de carbonatación en una probeta de concreto reforzada [16].[15]. Producto de esta reacción es la disminución del pH del concreto carbonatado a valores por debajo de 9 [13]. La reacción de carbonatación se presenta en la ecuación 1, donde el Ca(OH)₂ está presente en el concreto, el CO₂ en el aire y el H₂O en fase vapor [16]. Este proceso de carbonatación puede conducir a los siguientes problemas:

1. Contracción de la pasta de cemento que conduce al agrietamiento.
2. Disminución de la alcalinidad del concreto que conlleva a una mayor tasa de corrosión del acero de refuerzo.
3. Disminución de la resistencia al desgaste de la superficie carbonatada [16].



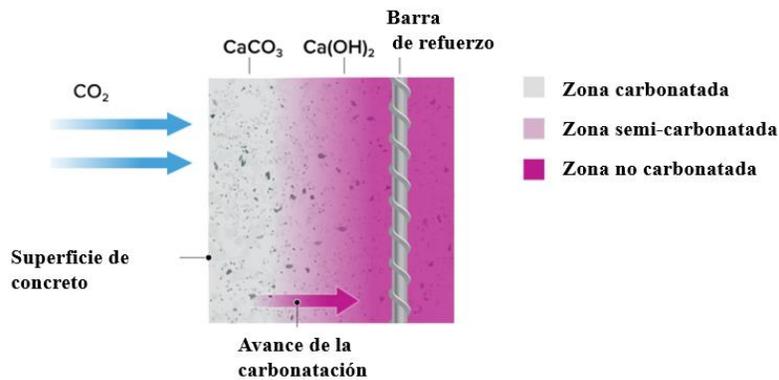


Fig. 1. Esquema del avance de la reacción de carbonatación en una probeta de concreto reforzada [16].

El proceso de carbonatación es relativamente lento cuando el CO_2 atmosférico es seco, por el contrario, en presencia de humedad, es un proceso relativamente rápido. Este proceso de carbonatación es dependiente de la concentración, HR, la temperatura y la calidad del concreto. Con relación a la tasa de carbonatación, esta será más alta a una HR entre 50-75%; cuando la HR está por encima de estos valores se bloquean los poros dificultando la difusión del CO_2 . Por otra parte, cuando la $\text{HR} < 50\%$ el CO_2 no puede reaccionar, ya que este necesita de la existencia de un medio líquido. El principal mecanismo de daño estructural relacionado con la carbonatación es la corrosión del acero de refuerzo [15].

Por otra parte, la evaluación de la corrosión de la barra de refuerzo se ha realizado mediante técnicas electroquímicas, la medición del potencial de corrosión es una de estas, la cual permite conocer la probabilidad de ocurrencia del fenómeno de corrosión en el acero de refuerzo de acuerdo con la norma ASTM C876-91 [2]. Dado que en una estructura el potencial de corrosión puede ser medido sólo a través del recubrimiento de concreto, la medida se ve afectada por la relativa baja conductividad del concreto y la posible existencia de otras macroceldas [17], por lo que después de realizar las medidas de potencial, es posible cotejarlas con tablas como la que aparece en la norma ASTM C876-91 o en algunos manuales. Para el presente estudio, con el ánimo de evitar estas afectaciones en las medidas, se han fabricado probetas en las que la barra de refuerzo sobresale por una de las bases del cilindro y las medidas pueden ser realizadas directamente en la barra de acero.

Otra de las técnicas para evaluar la corrosión de la barra de refuerzo corresponde a la Espectroscopia de Impedancia Electroquímica (EIS), que es una técnica electroquímica no destructiva, no estacionaria, donde se analiza la respuesta de un electrodo, que se está corroyendo, aplicándole pequeñas señales de potencial alterno en una amplia gama de frecuencias. Se hace necesario que la perturbación sea pequeña para asegurar la linealidad entre el voltaje y la respuesta en corriente [17]. Uno de los parámetros más importantes que arroja la EIS se llama la Resistencia a la Polarización (R_p) [18], dicho parámetro es usado para calcular la velocidad de corrosión, en general, los valores de velocidad de corrosión varían entre valores inferiores a $0.1 \mu\text{A}/\text{cm}^2$, típicos del estado de pasivación y un valor máximo de alrededor de $1 \mu\text{A}/\text{cm}^2$, típico de un concreto con niveles de corrosión elevados.

VI. METODOLOGÍA

Para la realización de este proyecto se realiza toda una metodología que va desde la conminución de los materiales a emplear en el concreto hasta la caracterización de los agregados finos (TABLA I. RESULTADOS CARACTERIZACIÓN DE AGREGADO FINO (ARENA) y gruesos (TABLAS II, III, IV y V). Todo esto permite obtener el diseño de mezcla final (TABLA VI). Se utiliza cemento de uso general marca Alion.

TABLA I. RESULTADOS CARACTERIZACIÓN DE AGREGADO FINO (ARENA)

AGREGADO FINO		
Densidad Aparente Seca (Gf)	2973.4	kg/m ³
Módulo de Finura (MF)	2.84	-
Porcentaje de Absorción (%ABSf)	0.38	%
Masa Unitaria Compacta (MUCf)	1847.3	kg/m ³
Humedad Arena	0.7	%

TABLA II. RESULTADOS CARACTERIZACIÓN DE AGREGADOS GRUESO NATURAL

AGREGADO GRUESO		
Densidad Aparente Seca (Gg)	2670.8	kg/m ³
Tamaño Máximo (TM)	12.7	mm
Tamaño Máximo Nominal (TMN)	9.5	mm
% Absorción (%ABSg)	2.45	%
Masa Unitaria Compacta (MUCg)	1642.9	kg/m ³
Humedad Grava	1.4	%

TABLA III. RESULTADOS CARACTERIZACIÓN DE AGREGADOS GRUESO RECICLADO DE CONCRETO

AGREGADO GRUESO		
Densidad Aparente Seca (Gg)	2198.3	kg/m ³
Tamaño Máximo (TM)	12.7	mm
Tamaño Máximo Nominal (TMN)	9.5	mm
% Absorción (%ABSg)	8.26	%
Masa Unitaria Compacta (MUCg)	507.2	kg/m ³
Humedad Grava	1.0	%

TABLA IV. RESULTADOS CARACTERIZACIÓN DE AGREGADOS GRUESO RECICLADO DE MORTERO

AGREGADO GRUESO		
Densidad Aparente Seca (Gg)	2304.8	kg/m ³

Tamaño Máximo (TM)	12.7	mm
Tamaño Máximo Nominal (TMN)	9.5	mm
% Absorción (%ABSg)	5.98	%
Masa Unitaria Compacta (MUCg)	1172.8	kg/m ³
Humedad Grava	8.5	%

TABLA V. RESULTADOS CARACTERIZACIÓN DE AGREGADOS GRUESO RECICLADO DE LADRILLO

AGREGADO GRUESO		
Densidad Aparente Seca (Gg)	1909.1	kg/m ³
Tamaño Máximo (TM)	12.7	mm
Tamaño Máximo Nominal (TMN)	9.5	mm
% Absorción (%ABSg)	15.34	%
Masa Unitaria Compacta (MUCg)	1010.8	kg/m ³
Humedad Grava	18.4	%

TABLA VI. DISEÑO DE MEZCLAS PARA 1 PROBETA DE 15 CM DE ALTO Y 7.5 CM DE DIÁMETRO

Agregado grueso	Agua [kg]	Cemento [kg]	Proporción gruesos/finos
Ladrillo	0.23912	0.270	45-55
Mortero	0.179		55-45
Concreto	0.182		50-50
Natural	0.174		50-50

Se utilizan entonces, cuatro tipos de concretos, donde la variación se tiene solamente en el tipo de agregado grueso, de esta manera, se tienen concretos de:

- Agregado grueso natural (AGN)
- Agregado grueso de mortero reciclado (AGM)
- Agregado grueso de concreto reciclado (AGC)
- Agregado grueso de ladrillo reciclado (AGL)

Los agregados naturales se obtienen directamente de ½". Los agregados de concreto, mortero y ladrillo se obtienen por medio de la empresa Arquitectura y Concreto, esta empresa nos suministró residuos de cada material obtenidos de la demolición de obras, los cuales fueron primero reducidos

con almádana, luego pasaron a trituración primaria y finalmente trituración secundaria, entre estos pasos de conminución se obtiene finalmente el material con un tamaño de $\frac{1}{2}$ ". Además, también se fabricaron probetas reforzadas con varillas de acero, las cuales tienen variación en el agregado grueso sólo natural y de concreto reciclado.

Las probetas, con los diferentes tipos de agregados, se fabricaron de acuerdo con el Código Colombiano Sismo Resistente (NSR-2010). Finalmente, se obtuvieron 400 probetas cilíndricas de 15cm x 7.5cm en promedio, con y sin refuerzo metálico, utilizando como agregados gruesos, agregados naturales y agregados obtenidos de desechos de demolición como (concreto, ladrillo y mortero) con objeto de conocer el efecto de la procedencia de estos agregados en la degradación del concreto. Las probetas fueron curadas durante 28 días mediante la inmersión total en agua, siguiendo los procedimientos descritos en la norma ASTM C192-18.

La exposición de las probetas se hace en cinco sitios diferentes del Valle de Aburrá: Itagüí, Sabaneta, Instituto Tecnológico Metropolitano (ITM) sede Robledo, Sede de Investigación Universitaria (SIU) y Bello. Los tipos de muestras expuestas en cada sitio son:

- Sabaneta: Probetas del tipo AGN, AGC y reforzadas tanto con agregado grueso natural como concreto reciclado.
- Itagüí: Probetas del tipo AGN, AGC y reforzadas tanto con agregado grueso natural como concreto reciclado (igual que en Sabaneta).
- ITM: se exponen los mismos tipos de muestras que en Sabaneta e Itagüí.
- SIU: Probetas del tipo AGN, AGC, AGM, AGL y reforzadas tanto con agregado grueso natural como concreto reciclado.
- Bello: Probetas del tipo AGN, AGC, AGM, AGL y reforzadas tanto con agregado grueso natural como concreto reciclado (igual que en la SIU).

A. PRUEBAS DE TRACCIÓN INDIRECTA

El ensayo de tracción indirecta se realizó a 6 probetas blanco (B) bajo la norma ASTM C496M-17 "Standard Test Method for Splitting Tensile Strength of Cylindrical Concrete Specimens"[19]. En

la Fig. 2. Equipo y disposición de la probeta en el interior de este (a), apariencia de la probeta una vez fallada (b).se muestra la disposición de la probeta al interior del equipo usado para realizar el ensayo y la apariencia de la superficie de fractura una vez finalizado el ensayo. Este ensayo es llamado *cilindro hendido*. En este ensayo se coloca una probeta cilíndrica de concreto, del mismo tipo usado en los ensayos de compresión, en una prensa, en posición horizontal de forma que se le aplique la compresión uniformemente. Se intercalan almohadillas de madera entre las placas de compresión de la prensa y el cilindro para igualar y distribuir presiones.

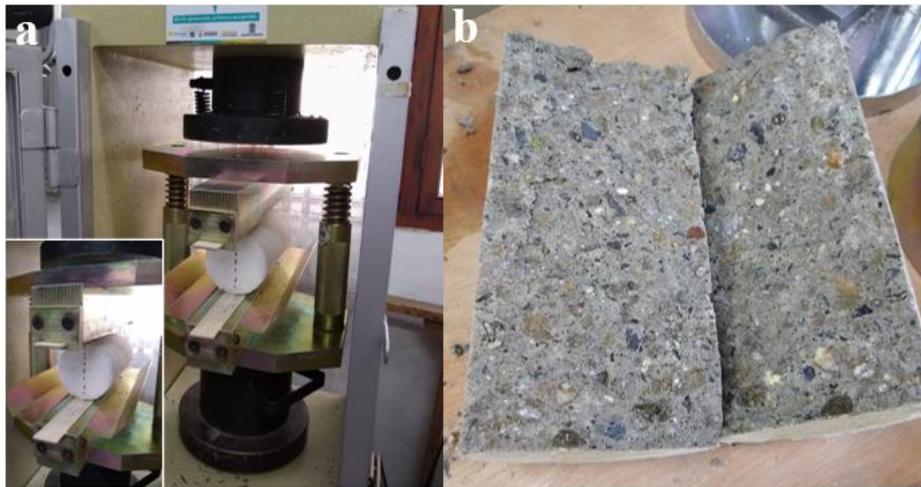


Fig. 2. Equipo y disposición de la probeta en el interior de este (a), apariencia de la probeta una vez fallada (b).

B. PRUEBAS DE DENSIDAD, ABSORCIÓN Y POROSIDAD

Estas pruebas se realizaron bajo la norma ASTM C642-21 “Método de prueba estándar para densidad, absorción y vacíos en concreto endurecido” [20] a seis probetas B (blanco). Inicialmente se halla la **masa seca** en el horno, para lo cual se pesaron los cilindros y se dejaron durante 24 horas en el horno a 110 °C. Posteriormente se pesaron las probetas y dado que la diferencia de pesos antes y después del secado superaba el 0.5% se volvió a realizar el secado en horno durante 24 horas como lo indica la norma; se tomaron nuevamente los pesos y dado que la diferencia entre estos dos últimos valores no superaba el 0.5% se registró este valor.

Para hallar la **masa saturada después de la inmersión** de la probeta, todos los especímenes se sumergieron en agua a temperatura ambiente durante 48 horas, tomando los pesos de las probetas

a intervalos de 24 horas. Dado que la diferencia en peso no superaba el 0.5% como lo dice la norma, se tomaron los dos valores de masa saturada después de la inmersión (Masa inm. 1 y 2).

El procedimiento para hallar la **masa saturada después de la ebullición** consistió en sumergir las probetas procesadas en el paso anterior en un recipiente adecuado para cubrirlas con agua del grifo y hervir durante 5 horas como se muestra en la Fig. 3. Montaje usado para hallar masa saturada después de la ebullición (a) y masa aparente sumergida (b).. Luego se dejaron enfriar las probetas por pérdida natural de calor durante 14 horas hasta alcanzar temperatura ambiente, se eliminó la humedad superficial con una toalla de papel y se registró la masa como **masa ebullición**.

Para hallar la **masa aparente sumergida**, se suspendieron las probetas de un hilo que está conectado a una balanza (Fig. 3. Montaje usado para hallar masa saturada después de la ebullición (a) y masa aparente sumergida (b).) y se determinó dicha masa.

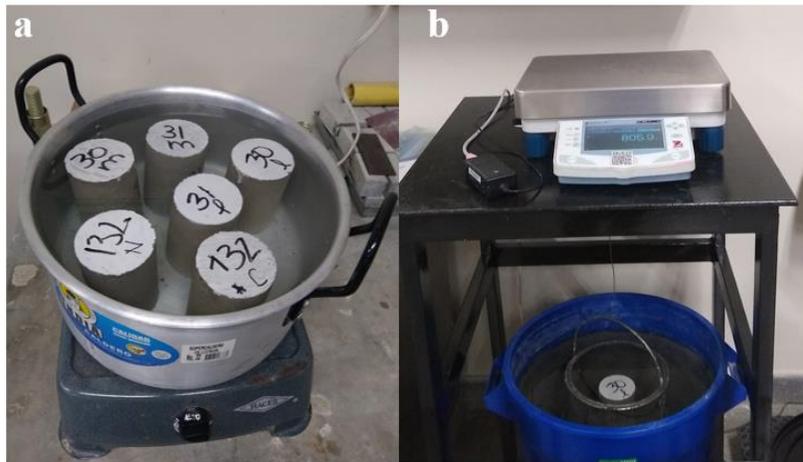


Fig. 3. Montaje usado para hallar masa saturada después de la ebullición (a) y masa aparente sumergida (b).

C. FLUORESCENCIA DE RAYOS X (XRF)

La XRF se realizó a cuatro probetas B con los diferentes tipos de agregado (concreto, natural, ladrillo y mortero). Para ello, se tomó un trozo de cada probeta el cual es macerado y tamizado en malla 200. Las muestras se llevaron al laboratorio de espectrometría de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de Antioquia donde fueron analizadas. Se usa un equipo de marca ThermoARL

Optim´X WDXRF en unas condiciones de humedad y temperatura del 30% y 23.4°C respectivamente.

D. DIFRACCIÓN DE RAYOS X (DRX)

Para la caracterización mediante DRX se tomó un trozo de cada una de las cuatro probetas B con las variaciones de AG. Los trozos son macerados y enviados a la Universidad Nacional De Colombia - Sede Medellín donde se realizó el análisis.

E. ENSAYO DE COMPRESIÓN

El ensayo de compresión se realizó a 42 probetas que fueron retiradas una vez pasados los cuatro primeros meses de exposición. El ensayo es realizado bajo la norma NTC 673, usando el mismo equipo donde se han realizado las pruebas de tracción indirecta ya mencionadas. La Fig. 4. Equipo para la realización de las pruebas de compresión. muestra cómo se realizó el ensayo de compresión, tanto el equipo como la posición de las probetas dentro del mismo.



Fig. 4. Equipo para la realización de las pruebas de compresión.

F. PRUEBAS DE CARBONATACIÓN

Las pruebas de carbonatación se realizaron a 14 probetas que fueron expuestas durante 4 meses en los 5 sitios diferentes y con las variaciones de agregados con las que han sido fabricadas. A cada probeta se le realizó un corte de un trozo de 3 cm de altura, usando un disco diamantado. Al trozo de cilindro se le midió el avance de la carbonatación usando una solución de fenolftaleína al 1% en etanol. Este indicador es incoloro a $\text{pH} < 8.5$, para pH entre 8.5 y 9.5 presenta coloración rosa y para $\text{pH} > 9.5$ se torna púrpura [14]. Usando un atomizador, se aplica la solución de fenolftaleína por la cara del trozo de cilindro que no se encuentra expuesta, es decir, la zona donde se ha realizado el corte y pasados 10 minutos se realizan las mediciones de la profundidad de carbonatación usando un pie de rey, a cada probeta se le realizaron 7 mediciones, de las cuales se obtuvo un promedio, así como la profundidad máxima. Además, para tener una medida más aproximada de la carbonatación en las probetas, se realizó el cálculo del porcentaje de área carbonatada usando el software imageJ.

G. DATOS METEOROLÓGICOS Y DE CONTAMINANTES

En los 5 sitios en los cuales se expusieron las probetas de los diferentes concretos se obtuvo información de diferentes parámetros meteorológicos y de contaminantes durante los 4 meses de exposición. Con relación a los datos meteorológicos, se tienen datos de temperatura y HR. Estos datos se han obtenido mediante el uso de 5 termohigrómetros instalados en cada uno de los sitios de exposición.

Para los contaminantes, se dispone de datos de sulfatos (SO_2) y cloruros (Cl^-) que han sido recolectados con el uso de captadores fabricados en el laboratorio y un tratamiento posterior mediante cromatografía. La forma en cómo han sido dispuestos los captadores se aprecia en la Fig. 5. Disposición de captadores. Captador de cloruros (recuadro rojo) y captador de sulfatos (recuadro verde). Además, se tienen datos de monóxido de carbono (CO), los cuales han sido suministrados por el Sistema de Alertas Tempranas del Valle de Aburrá (SIATA).



Fig. 5. Disposición de captadores. Captador de cloruros (recuadro rojo) y captador de sulfatos (recuadro verde).

H. POLARIZACIÓN LINEAL

La polarización lineal es una medida electroquímica que permite evaluar el estado de la corrosión de la barra de refuerzo, para determinar el grado de protección del concreto que rodea esta barra. Se llevó a cabo con el montaje de la Fig. 6. Montaje usado para las medidas electroquímicas. se usó un balde del tamaño suficiente para contener las probetas, se sumergió cada probeta y se llenó el balde con agua destilada hasta un nivel cercano a la altura máxima de la probeta. Se usó una malla de acero como contraelectrodo y un electrodo de referencia Ag/AgCl. Las mediciones se realizaron en una estación de trabajo electroquímica BAS/Zahner IM6e. Toda la celda se encerró en una caja de Faraday para reducir el ruido eléctrico de fuentes externas.



Fig. 6. Montaje usado para las medidas electroquímicas.

VII. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

A. PRUEBAS DE TRACCIÓN INDIRECTA

Las dimensiones, la carga máxima aplicada y la resistencia a la rotura por tracción de las seis probetas evaluadas, se muestran en la TABLA VII. Para hallar la resistencia a la tracción por rotura de la probeta (resistencia a la tracción indirecta), se utiliza la $T = \frac{2P}{\pi ld}$ Ecuación 2:

$$T = \frac{2P}{\pi ld} \text{ Ecuación 2}$$

Donde,

T: Resistencia a la rotura por tracción [MPa]

P: Carga máxima aplicada indicada por la máquina de ensayo [N]

l: Longitud promedio de la probeta [mm]

d: Diámetro promedio de la probeta [mm]

TABLA VII. RESULTADOS DEL ENSAYO DE TRACCIÓN INDIRECTA PARA PROBETAS B

Probeta	Altura promedio [mm]	Diámetro promedio [mm]	Carga [KN]	Resistencia [MPa]	Resistencia promedio según material [MPa]
AGN*	153.33	76.11	40.38	2.20	
AGN	155.66	78.18	35.17	1.84	2.06
AGN	153.50	78.09	40.35	2.14	
AGC**	153.13	77.07	36.21	1.95	
AGC	152.92	76.70	38.77	2.10	1.94
AGC	151.66	76.20	31.92	1.76	

*AGN: agregado grueso natural, **AGC: agregado grueso concreto.

Se ha encontrado que el concreto se emplea de forma óptima aprovechando su resistencia a compresión, sin embargo, la resistencia a la tracción también es importante en aspectos como la resistencia a cortadura y torsión de las vigas de hormigón, propiedades que parecen depender fundamentalmente de la resistencia a la tracción [21].

En este trabajo se ha realizado el ensayo de cilindro hendido; sin embargo, se ha encontrado que los resultados de este ensayo no son idénticos a la verdadera resistencia axial en tracción debido a las condiciones locales de tensión en las líneas de carga y la presencia de tensiones perpendiculares esas tensiones de tracción, aun así, se consideran una buena medida [21].

En general, se aprecia una mayor resistencia para las probetas que tienen como AG natural que las que tienen como AG concreto reciclado. Esta observación puede analizarse desde la relación A/C; con lo anteriormente mencionado se ha demostrado que la resistencia a compresión y tracción son de algún modo proporcionales, por lo que un aumento en la resistencia a compresión como el logrado con la disminución de la relación A/C se acompaña por un aumento (aunque menor) en la resistencia a la tracción, como se aprecia en la Fig. 7. Efecto de la relación A/C sobre la resistencia a compresión y sobre la resistencia a flexión a los 28 días [21]La TABLA VIII. RELACIÓN A/C DE LOS CUATRO TIPOS DE CONCRETO FABRICADOS;**Error! No se encuentra el origen de la referencia.** muestra la relación A/C de los cuatro concretos fabricados, se observa que esta relación es menor para AG natural que para AG concreto; por lo que se espera, según lo analizado, que la resistencia a la tracción de este último sea más baja, tal como se aprecia en la TABLA VII.

Se puede apreciar, además, que el porcentaje de diferencia entre la resistencia promedio en tracción para AG natural y concreto es de 5.83% y el porcentaje de diferencia de la relación A/C para los dos mismos tipos de concretos es del 4.48%, es decir, son parámetros que en diferencias porcentuales se encuentran bastante cercanos y que podrían sustentar lo mencionado en el párrafo anterior.

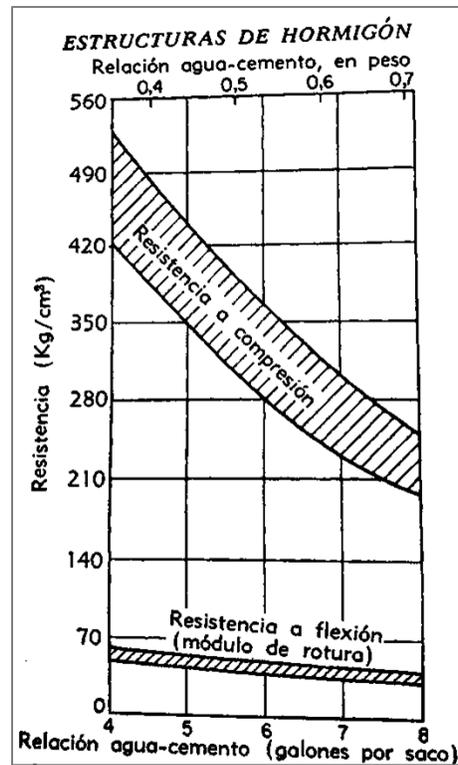


Fig. 7. Efecto de la relación A/C sobre la resistencia a compresión y sobre la resistencia a flexión a los 28 días [21].

TABLA VIII. RELACIÓN A/C DE LOS CUATRO TIPOS DE CONCRETO FABRICADOS

TIPO DE AGREGADO	RELACIÓN A/C
Ladrillo	0.89
Mortero	0.66
Concreto	0.67
Natural	0.64

B. PRUEBAS DE DENSIDAD, ABSORCIÓN Y POROSIDAD

Las TABLA VII, TABLA IX, DATOS EXPERIMENTALES MEDIANTE PESAJE DE PROBETAS B EN DIFERENTES CONDICIONES DE HUMEDAD Y TEMPERATURA y TABLA X. CÁLCULOS REALIZADOS BAJO LA NORMA ASTM C642-21 muestran los datos y resultados del ensayo de absorción realizados bajo la norma ASTM C642-21 [20] a seis probetas B con los diferentes tipos de AG. Las masas de secado de las probetas y de inmersión, corresponden a valores tomados después de secado en horno y de inmersión en agua respectivamente. La masa

de ebullición se toma posterior a la inmersión de las probetas en agua hirviendo como se muestra en la Fig. 3. Montaje usado para hallar masa saturada después de la ebullición (a) y masa aparente sumergida (b). y la masa aparente sumergida se mide usando el montaje de la Fig. 3. Montaje usado para hallar masa saturada después de la ebullición (a) y masa aparente sumergida (b). Todos estos procedimientos se realizan durante los tiempos indicados en la norma.

TABLA IX. DATOS EXPERIMENTALES MEDIANTE PESAJE DE PROBETAS B EN DIFERENTES CONDICIONES DE HUMEDAD Y TEMPERATURA

Probeta	Masa seca					Masa húmeda			Masa ebullición [g]	Masa aparente sumergida [g]
	Masa inicial [g]	Masa seca 1 [g]	% Diferencia	Masa seca 2 [g]	% Diferencia	Masa inm. 1 [g]	Masa inm. 2 [g]	% Diferencia		
AGL*	1442.8	1369.0	5.12	1368.3	0.05	1550.4	1551.7	0.08	1487.2	821.2
AGL	1416.7	1368.0	3.44	1367.2	0.06	1544.4	1544.4	0.09	1483.1	824.7
AGM**	1647.0	1580.0	4.07	1574.7	0.34	1715.8	1715.8	0.04	1654.5	939.8
AGM	1636.6	1569.9	4.08	1564.6	0.34	1705.0	1705.0	0.04	1649.2	936.3
AGC	1613.1	1542.9	4.35	1541.8	0.07	1705.9	1705.9	0.07	1634.7	950.2
AGN	1708.3	1656.1	3.06	1652.4	0.22	1781.0	1781.0	0.05	1723.2	1011.2

*AGL: agregado grueso de ladrillo, **AGM: agregado grueso de mortero.

TABLA X. CÁLCULOS REALIZADOS BAJO LA NORMA ASTM C642-21

PROBETA	AGL	AGL	AGM	AGM	AGC	AGN
Absorción después de la inmersión	13.40	12.96	8.96	8.97	10.64	7.78
Absorción tras ebullición e inmersión [%]	8.69	8.48	5.07	5.41	6.03	4.28
Densidad aparente en seco [g/cm ³]	2.05	2.08	2.20	2.19	2.25	2.32
Densidad aparente después de la inmersión [g/cm ³]	2.33	2.35	2.40	2.39	2.49	2.50
Densidad aparente después de la inmersión y ebullición [g/cm ³]	2.23	2.25	2.31	2.31	2.39	2.42
Densidad aparente [g/cm ³]	2.50	2.52	2.48	2.49	2.61	2.58
Volumen de espacio poroso permeable (vacíos) [%]	17.85	17.60	11.17	11.87	13.57	9.94

Se aprecia en la TABLA X que la mayor absorción la tienen las probetas con AGL, lo cual es coherente con su porcentaje de poros que es el más alto acompañado por las densidades más bajas. Por su parte, la probeta con AGN presenta las densidades más altas y los porcentajes de absorción y porosidad más bajos. Si se aprecia la relación A/C (**¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**), el concreto AGL obtuvo la mayor, lo cual se relaciona directamente con estos resultados, de la misma forma que el concreto AGN obtuvo la menor relación A/C; es decir, los

resultados son congruentes con lo esperado ya que el uso de una mayor cantidad de agua da paso a la formación de más espacio poroso al momento de su evaporación, lo cual genera disminución en la densidad del material y propicia una mayor capacidad de absorción.

Con relación a las probetas con AGM y AGC, su densidad, porosidad y absorción, se encuentran en valores intermedios de los concretos mencionados en el párrafo anterior, siendo las probetas AGC más densas que las AGM. Es de anotar que los áridos más comúnmente usados para la fabricación del concreto producen hormigones con densidades de 2.2 a 2.4 g/cm³ [22], si se compara con la densidad en seco obtenida (TABLA X), se tienen valores dentro del rango y un poco por debajo de este para AGL.

La caracterización de los AG como materia prima usada para la fabricación de los diferentes concretos permite relacionar su influencia en estas propiedades (absorción y porosidad) obtenidas en el producto final. No se tienen en cuenta los agregados finos (AF) ya que se usa el mismo material como AF para las cuatro variables de concreto. En la TABLA XI se puede apreciar que el ladrillo es el AG con la densidad más baja y el porcentaje de absorción más alto, así como el natural es el AG con la densidad más alta y el porcentaje de absorción más bajo. Se puede decir a partir de estos resultados, que los parámetros densidad, porcentaje de absorción y porosidad de estos concretos, es muy probable que estén directamente influenciados por estos mismos parámetros vistos desde los agregados gruesos. Cabe resaltar que la densidad apropiada de un AG está entre 2.3 y 2.9 g/cm³, además su calidad mejora cuanto mayor es este parámetro [23]; por lo que el concreto fabricado con AGL se encuentra muy por fuera del rango y es probable que posea las propiedades mecánicas más bajas.

TABLA XI. DENSIDAD Y ABSORCIÓN DE LOS AGREGADOS GRUESOS USADOS EN LA FABRICACIÓN DEL CONCRETO.

AG	ρ [g/cm ³]	Absorción [%]
Ladrillo	1.909	15.34
Mortero	2.305	5.98
Concreto	2.198	8.26
Natural	2.671	2.45

C. FLUORESCENCIA DE RAYOS X (XRF)

Las Tablas XII, XIII, XIV y **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** reflejan los resultados de la composición química de los óxidos presentes en las probetas que no fueron expuestas, es decir, en los blancos. De manera general se puede apreciar que los óxidos predominantes para las 4 muestras son los de Calcio, Silicio, Aluminio y Magnesio, que corresponde a la composición típica presente en un cemento portland. Por otro lado, llama la atención que en todos los concretos se presenta contaminación de sulfatos en un rango entre 1.24 y 1.81 %p/p algo que es perjudicial en la química del cemento portland por la formación de etringita, lo que sugiere que se deben analizar previamente por separado todos los constituyentes del concreto que serán usados como materia prima, esto para conocer si están contaminados con azufre y así disminuir la posibilidad de que se forma etringita.

TABLA XII. COMPOSICIÓN QUÍMICA DE CONCRETO B CON AGC.

Óxidos	%p/p	Óxidos	%p/p
CaO	53.91	Cr ₂ O ₃	0.0774
O ₂	23.79	V ₂ O ₅	0.0461
Al ₂ O ₃	7.42	CuO	0.0450
Fe ₂ O ₃	7.32	ZnO	0.0278
MgO	3.51	SnO ₂	0.0186
SO ₃	1.81	NiO	0.0184
TiO ₂	0.786	ZrO ₂	0.0145
Na ₂ O	0.516	Cl	0.0132
K ₂ O	0.418	As ₂ O ₃	0.0080
MnO	0.145	MoO ₃	0.0049
P ₂ O ₅	0.0904	-----	-----

TABLA XIII. COMPOSICIÓN QUÍMICA DE CONCRETO B CON AGL.

Óxidos	%p/p	Óxidos	%p/p
CaO	35.74	Cr ₂ O ₃	0.0696
SiO ₂	32.37	V ₂ O ₅	0.0484
Al ₂ O ₃	14.23	CuO	0.0349

Fe ₂ O ₃	9.21	ZnO	0.0257
MgO	3.68	SrO	0.0245
SO ₃	1.24	NiO	0.0229
TiO ₂	1.04	ZrO ₂	0.0189
Na ₂ O	1.14	Cl	0.0096
K ₂ O	0.724	SnO ₂	0.0165
MnO	0.178	MoO ₃	0.0096
P ₂ O ₅	0.169	-----	-----

TABLA XIV. COMPOSICIÓN QUÍMICA DE CONCRETO B CON AGM.

Óxidos	%p/p	Óxidos	%p/p
CaO	45.08	Cr ₂ O ₃	0.0420
SiO ₂	28.74	V ₂ O ₅	0.0348
Al ₂ O ₃	9.19	CuO	0.0228
Fe ₂ O ₃	8.37	ZnO	0.0246
MgO	3.52	SnO ₂	0.0142
SO ₃	1.72	NiO	0.0183
TiO ₂	0.806	ZrO ₂	0.0170
Na ₂ O	0.953	MnO	0.0145
K ₂ O	1.09	SrO	0.0358

TABLA XV. COMPOSICIÓN QUÍMICA DE CONCRETO B CON AGN.

Óxidos	%p/p	Óxidos	%p/p
CaO	51.85	WO ₃	0.0338
SiO ₂	24.58	V ₂ O ₅	0.0392
Al ₂ O ₃	8.13	CuO	0.0346
Fe ₂ O ₃	7.61	ZnO	0.0283

MgO	3.63	SnO ₂	0.0266
SO ₃	1.79	NiO	0.0289
TiO ₂	0.744	ZrO ₂	0.0075
Na ₂ O	0.639	Cl	0.0237
K ₂ O	0.380	Bi ₂ O ₃	0.0069
MnO	0.149	MoO ₃	0.0123
P ₂ O ₅	0.177	SrO	0.0190
Cr ₂ O ₃	0.0672	-----	-----

D. DIFRACCIÓN DE RAYOS X (DRX)

Se realizó la caracterización de 4 probetas B correspondientes a los diferentes tipos de agregado (ladrillo, mortero, concreto, natural) mediante DRX para identificar la composición de fases en los diferentes concretos obtenidos. Los difractogramas obtenidos se pueden apreciar en la Fig. 8. Difractogramas de probetas reforzadas con los 4 tipos diferentes de AG.

El cemento está constituido por las fases C₃S, C₂S, C₃A, y C₄AF principalmente (Ver descripción en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**). Al entrar en contacto con agua, se da la llamada hidratación del cemento produciendo principalmente silicatos de calcio hidratados, hidróxidos de calcio y sulfoaluminatos de calcio hidratados.

TABLA XVI. COMPUESTOS PRINCIPALES DEL CEMENTO PORTLAND [33], [34].

Nombre del compuesto	Fórmula	Abreviatura	Adición	Compuesto resultante	Fórmula
Silicato tricálcico Alita	3CaO.SiO ₂	C ₃ S	Agua	Tobermorita gel (C-S-H) + Portlandita	3CaO.2SiO ₂ 3H ₂ O + 3Ca(OH) ₂
Silicato dicálcico Belita	2CaO.SiO ₂	C ₂ S	Agua	Tobermorita gel + Portlandita	3CaO.2SiO ₂ 3H ₂ O + Ca(OH) ₂
	3CaO.Al ₂ O ₃	C ₃ A	Yeso + agua	Etringita	3CaO.Al ₂ O ₃ .3CaSO ₄ .32H ₂ O

Aluminato tricálcico	-		Etringita + agua	Monosulfato	$3(3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{CaSO}_4 \cdot 12\text{H}_2\text{O})$
Celita			Hidróxido de calcio + agua	Aluminato de calcio hidratado	$4\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 13\text{H}_2\text{O}$
Aluminoferrito tetracálcico	$4\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{Fe}_2\text{O}_3$	C_4AF	-----	-----	-----

En los difractogramas de la Fig. 8. Difractogramas de probetas reforzadas con los 4 tipos diferentes de AG. se puede apreciar la presencia de la mayoría de las fases principales del cemento portland, expuestas en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**, exceptuando los compuestos hidratados provenientes del C_3A lo cuales se encuentren probablemente en proporciones tan bajas que son difícilmente detectables. De esta manera, se observan en los difractogramas las fases C_3S , C_2S , C_3A , portlandita y tobermorita. Con relación a esta última, se encuentra tobermorita 9A y tobermorita 11A, la diferencia con estas numeraciones en cada tipo de tobermorita hace al tamaño, es decir, variaciones en la fórmula química [35]:

- Tobermorita 9A: $\text{Ca}_5\text{Si}_6\text{O}_{16}(\text{OH})_2$
- Tobermorita 11A: $\text{Ca}_5\text{Si}_6\text{O}_{16}(\text{OH})_2 \cdot 5\text{H}_2\text{O}$

En el espectro se observan además fases como el cuarzo y la cristobalita que son algunos de los componentes principales de las arcillas-, los cuales pertenecen probablemente a los agregados finos presentes en la mezcla.

En la TABLA XVII. CÓDIGO DE REFERENCIA Y FÓRMULA QUÍMICA DESDE EL SOFTWARE HIGHSCORE PLUS DE LAS FASES ENCONTRADAS MEDIANTE DRX. se puede apreciar el código de la ficha técnica de referencia y la fórmula química asociados a la fase encontrada mediante el software HighScore Plus.

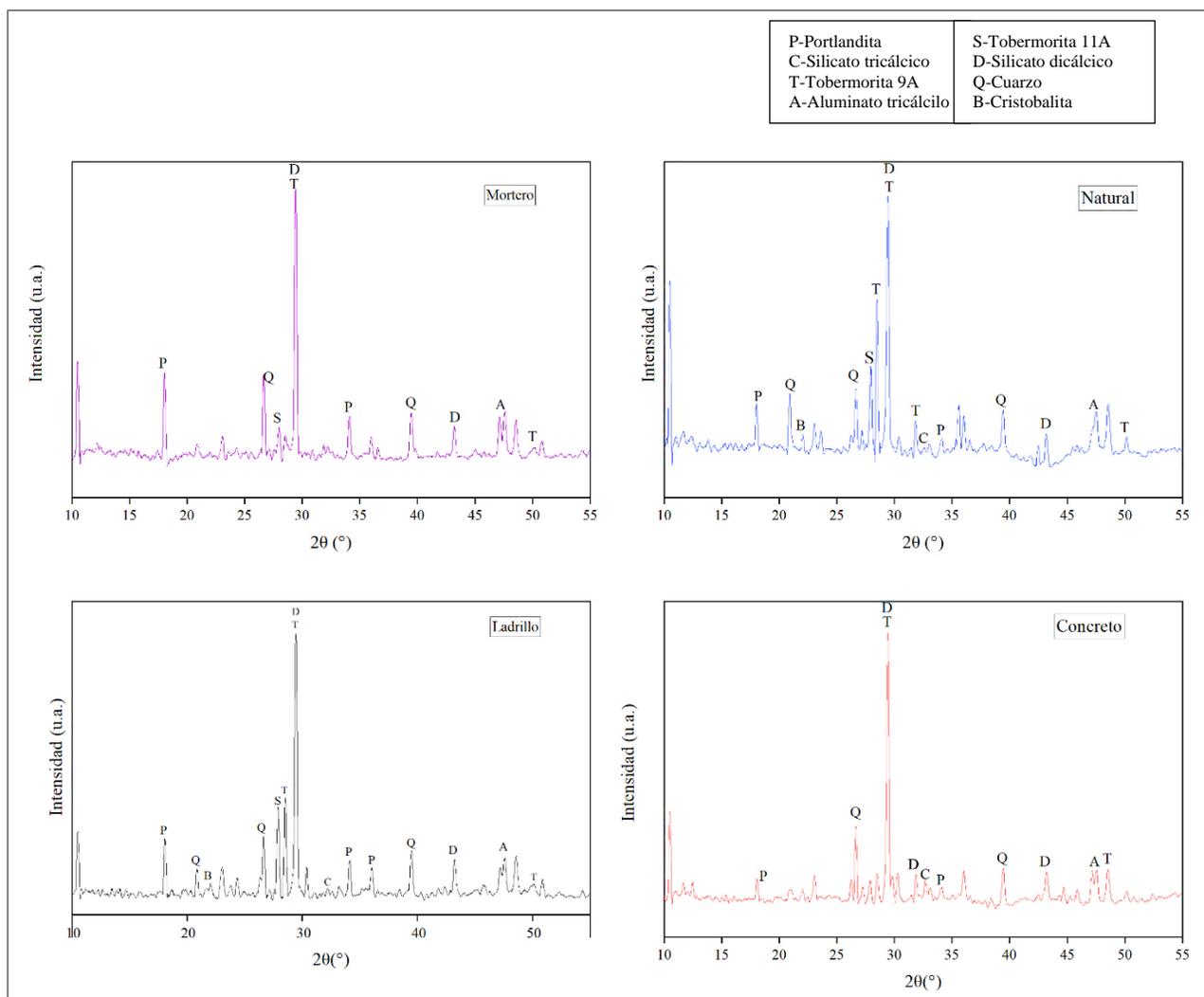


Fig. 8. Difractogramas de probetas reforzadas con los 4 tipos diferentes de AG.

TABLA XVII. CÓDIGO DE REFERENCIA Y FÓRMULA QUÍMICA DESDE EL SOFTWARE HIGHSCORE PLUS DE LAS FASES ENCONTRADAS MEDIANTE DRX.

Fase	Código de la ficha técnica	Fórmula química (según High_Score)
Portlandita	98-003-4241	$H_2Ca_1O_2$
Silicato tricálcico	98-016-2744	$Ca_3O_5Si_1$
Tobermorita 9A	98-008-7689	$H_2Ca_5O_{18}Si_6$
Tobermorita 11A	98-016-2309	$H_{12}Ca_4O_{22}Si_6$
Aluminato tricálcico	98-015-1369	$Al_2Ca_3O_6$
Silicato dicálcico	98-028-0995	$Ca_2O_4Si_1$

Cuarzo	98-009-0145	O ₂ Si ₁
Cristobalita	98-007-5489	O ₂ Si ₁

E. ENSAYO DE COMPRESIÓN

En la TABLA XVIII se resumen los resultados de la prueba de resistencia a la compresión realizada a probetas dispuestas en los 5 sitios, así como un promedio organizado por el tipo de agregado y el sitio de exposición. La Fig. 9. Resistencia a la compresión inicial (28 días de curado). muestra la resistencia a la compresión de probetas con un tiempo de curado de 28 días, cuyos resultados son considerados como la resistencia inicial, es decir, el B. Se observa que la mayor resistencia a la compresión pasados 28 días de curado la tiene el concreto AGM, seguida por el AGC, luego AGL y en el último lugar el concreto AGC. Si se observa la relación A/C (TABLA VIII. RELACIÓN A/C DE LOS CUATRO TIPOS DE CONCRETO FABRICADOS) los resultados esperados para la resistencia a compresión de los diferentes concretos, en orden descendente de resistencia, sería AGN, AGM, AGC y AGL, ya que, cuando la relación A/C disminuye, se consigue un concreto denso de buena calidad y alta resistencia, de esta manera, mientras mayor sea W/C, menor será la resistencia a compresión [21], [24]. Un rango de resistencia esperado para concreto con 28 días de curado se aprecia en la Fig. 10. Relación aproximada entre A/C y la resistencia a la compresión del hormigón [25]10, donde se relaciona la resistencia en base a la relación A/C; para los concretos AGM, AGC y AGN se esperaría una resistencia entre 20 y 25 MPa, por otra parte, para el concreto AGL se esperaría una resistencia menor a 15 MPa (los valores presentados corresponden a concreto no aireado, dado que el curado se hace con las probetas sumergidas en agua). De esta manera, se tiene que los concretos AGL y AGM se encuentran con los valores más cercanos a lo esperado.

Para tener una mejor visualización de los datos de la TABLA XVIII y realizar comparaciones, se presentan gráficamente estos resultados en las figuras Fig. 11. Resistencia a la compresión para agregados de concreto y natural pasados 4 meses de exposición.y 12. Se hace necesario hacer dos gráficas ya que, si bien se cuenta con resultados de compresión para probetas AGC y AGN para

los 5 sitios; para probetas AGL y AGM sólo se tienen resultados para probetas expuestas en Bello y la SIU.

TABLA XVIII. RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE PROBETAS UBICADAS EN LOS 5 SITIOS DIFERENTES.

Probeta	Resistencia [MPa]	General		Sitio
		Promedio [MPa]	Desviación estándar	
N	30.55	30.42	3.47	ITM
N	33.82			
N	26.88			
C	22.64	27.50	4.22	ITM
C	30.22			
C	29.64			
N	23.96	27.46	5.04	BELLO
N	25.18			
N	33.24			
C	29.77	31.04	1.44	BELLO
C	30.75			
C	32.61			
L	25.87	23.45	2.21	BELLO
L	22.94			
L	21.55			
M	30.49	31.49	0.94	BELLO
M	32.36			
M	31.62			
N	30.82	30.78	0.97	ITAGÜÍ
N	31.73			
N	29.8			
C	35.6	33.58	2.77	ITAGÜÍ
C	34.73			
C	30.42			
N	25.22	25.13	2.00	SABANETA
N	27.09			
N	23.09			
C	26.06	26.98	0.83	SABANETA
C	27.67			
C	27.22			
N	29.43	27.65	2.19	SIU
N	28.32			
N	25.2			

C	24.51	25.71	2.06	SIU
C	28.09			
C	24.53			
M	24.35	27.92	3.10	SIU
M	29.96			
M	29.44			
L	10.8	11.97	1.86	SIU
L	14.12			
L	10.99			

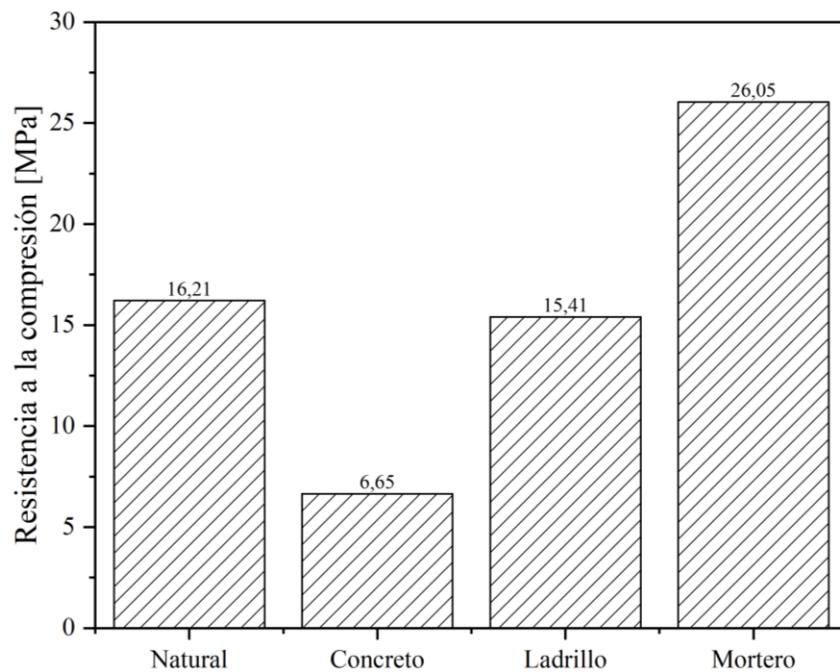


Fig. 9. Resistencia a la compresión inicial (28 días de curado).

Compressive Strength at 28 Days, MPa. (See Table 9 for Percent Air Allowed)	Water/Portland Cement Ratio by Mass	
	Nonair-Entrained Concrete	Air-Entrained Concrete
40	0.42	–
35	0.47	0.39
30	0.54	0.45
25	0.61	0.52
20	0.69	0.60
15	0.79	0.70

Fig. 10. Relación aproximada entre A/C y la resistencia a la compresión del hormigón [25].

En las Figuras Fig. 11. Resistencia a la compresión para agregados de concreto y natural pasados 4 meses de exposición. 12 se observa de manera general un incremento en la resistencia a compresión de todos los tipos de concreto respecto a los blancos (exceptuando el concreto AGL expuesto en la SIU), este comportamiento es el esperado dado que el cemento continúa hidratándose haciendo endurecer el concreto [21], como se observa en la Fig. 13. Efecto de la edad sobre la resistencia a compresión.[21]3 esta resistencia continúa incrementando largo tiempo después y a velocidad decreciente.

Con relación a los factores climatológicos, se espera que a una mayor temperatura el concreto adquiera mayor madurez, es decir, a mayor temperatura acumulada se puede desarrollar una mayor resistencia en un momento determinado; por otra parte, se encuentra que, cuando la HR está por debajo del 80% se interrumpe la hidratación de las partículas de cemento y se detiene el crecimiento de la resistencia [26]. En este estudio no se encuentra una correlación directa de temperatura y HR (ver TABLA XXI. TEMPERATURA Y HR PROMEDIO DURANTE LOS MESES DE EXPOSICIÓN) con respecto a la resistencia a compresión, de igual forma sucede con los contaminantes; es probable que tengan mayor influencia sobre la resistencia a la compresión tanto la relación A/C que según la literatura “*la relación A/C es el factor que más influye en la resistencia a la compresión*”[24], como la densidad (que influye directamente en la porosidad y absorción) donde se puede apreciar que el concreto AGL que obtuvo la RC más baja tanto en Bello como en la SIU (es decir, independiente del sitio) obtuvo a su vez la densidad más baja junto con porcentajes de absorción y porosidad mayores.

En general, la resistencia a la compresión después de 4 meses de exposición se encuentra entre 25 y 33 MPa, intervalo en el cual no se encuentran los resultados para el concreto AGL; por lo que resulta interesante analizar posibles causas del comportamiento a compresión de este concreto en particular. En primer lugar, se encuentra que los agregados gruesos deben estar compuestos de partículas duras y libres de grandes cantidades de arcilla [25], sin embargo, la arcilla es el constituyente fundamental del ladrillo; por otra parte, el ladrillo es en este caso el AG con la menor densidad encontrándose muy por debajo de los límites recomendados ($2.3 - 2.9 \text{ g/cm}^3$ [23]); además, las geometrías más convenientes de AG para el concreto son las formas esféricas y cúbicas ya que tienen mayor resistencia, sin embargo, los agregados de ladrillo tienen formas angulosas (Ver Fig. 14) que no solo van en contra de la geometría deseada para una mayor resistencia sino que además dichas angulosidades producen mezclas ásperas y difíciles de manejar [23].

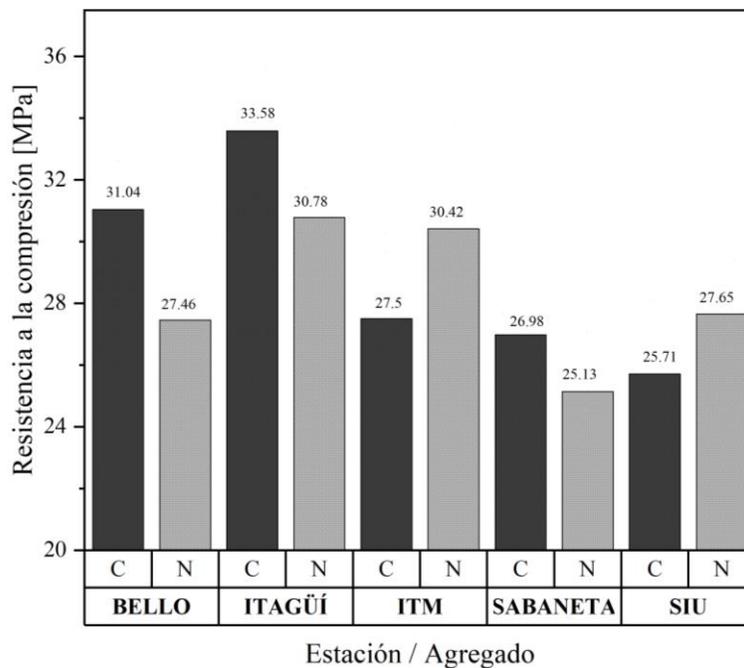


Fig. 11. Resistencia a la compresión para agregados de concreto y natural pasados 4 meses de exposición. C:AGC, N: AGN.

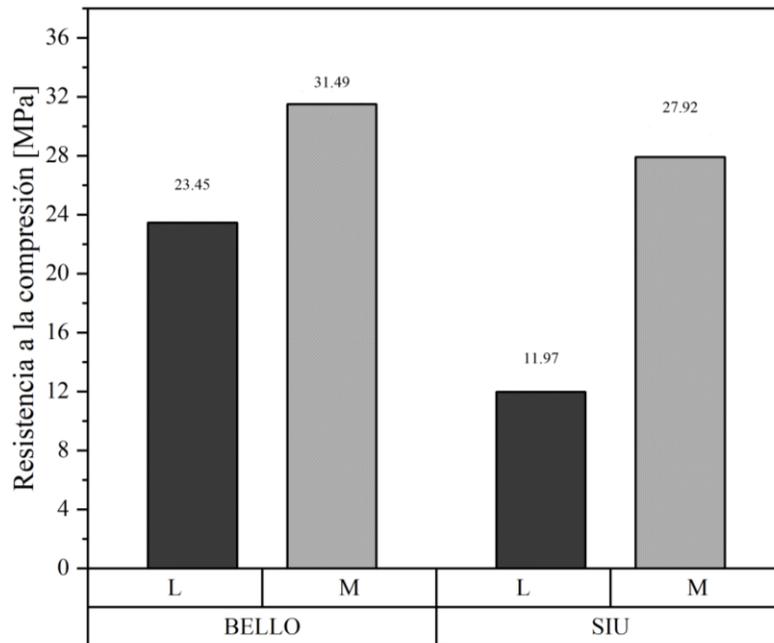


Fig. 12. Resistencia a la compresión para agregados de ladrillo y mortero pasados 4 meses de exposición. L: AGL y M:AGM.

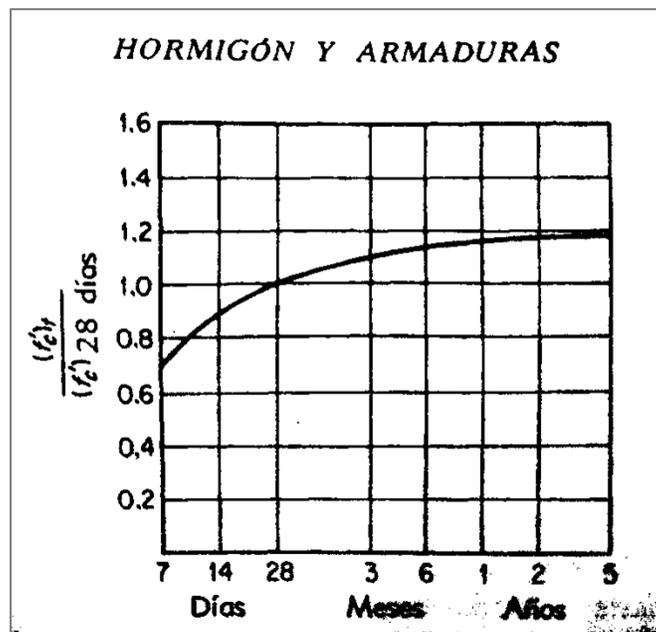


Fig. 13. Efecto de la edad sobre la resistencia a compresión.[21]



Fig. 14. Agregados gruesos provenientes del reciclaje de ladrillo.

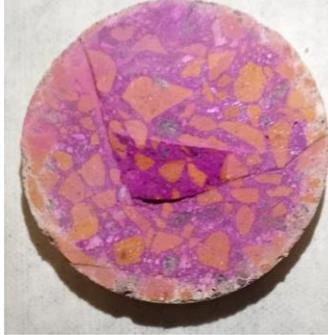
F. PRUEBAS DE CARBONATACIÓN

La apariencia de los trozos de cada probeta, una vez realizada la prueba de carbonatación, se puede apreciar en la TABLA XIX. APARIENCIA DE LOS TROZOS DE CADA PROBETA POSTERIOR A LA PRUEBA DE CARBONATACIÓN en las imágenes se ve cómo para los diferentes tipos de concreto y sitios de exposición varía el diámetro de la coloración púrpura, es decir, la zona no carbonatada. Además, se observa irregularidad en la zona coloreada cuando se hace un barrido radial alrededor de todo el disco, por lo cual se puede decir que la carbonatación no se da de manera uniforme alrededor de las paredes del cilindro que conforman la probeta. Es probable que se dé este fenómeno debido a la ubicación de las probetas expuestas (ver Fig. 15. Exposición sobre bastidor de las probetas de concreto.5) donde en unas zonas se encuentran completamente expuestas al aire circundante y en otras zonas las probetas vecinas hacen un efecto cortina.

En la TABLA XX. MEDIDAS FRENTE DE CARBONATACIÓN TABLA XIX. APARIENCIA DE LOS TROZOS DE CADA PROBETA POSTERIOR A LA PRUEBA DE CARBONATACIÓN se tienen consignados los datos de las medidas del frente de carbonatación. Usando un pie de rey, se realizaron 7 medidas por cada trozo de cilindro y se hizo un promedio de dichas medidas. Dado que la carbonatación no se da de manera uniforme por ser dependiente de la

exposición de la probeta, se toma el valor más alto de profundidad, nombrado en este caso como profundidad máxima de carbonatación (PMC); además, con el fin de obtener valores más exactos se halla el porcentaje de área carbonatada usando el programa *imageJ*, dichos porcentajes han sido consignados en gráficos de barras los cuales se aprecian en las Fig. 16. Porcentaje de área carbonatada, probetas con AG de concreto (C) y natural (N) expuestas en los 5 sitios.6 y Fig. 17. Porcentaje de área carbonatada, probetas AGL y AGM expuestas en Bello y SIU.7; se realizaron dos gráficas de Porcentaje de Área Carbonatada (%AC) debido a que no se cuenta con los cuatro tipos de concreto en los 5 sitios, por lo que se discrimina por sitio y tipo de agregado.

TABLA XIX. APARIENCIA DE LOS TROZOS DE CADA PROBETA POSTERIOR A LA PRUEBA DE CARBONATACIÓN

AGREGADO SITIO	Natural	Concreto	Mortero	Ladrillo
Bello				
SIU				
Itagüí			-----	-----

ITM			-----	-----
Sabaneta			-----	-----



Fig. 15. Exposición sobre bastidor de las probetas de concreto.

TABLA XX. MEDIDAS FRENTE DE CARBONATACIÓN

Sitio	Probeta	Medidas del frente de carbonatación [mm]							Promedio [mm]	PMC [mm]	AC [%]
		1	2	3	4	5	6	7			
Bello	AGM	3.08	1.28	2.97	0.00	5.03	4.40	4.31	3.01	5.03	9.30
Bello	AGL	5.63	4.51	5.57	2.72	6.33	3.00	5.47	4.75	6.33	21.56
Bello	AGN	2.94	4.23	5.35	4.72	6.02	4.51	2.89	4.38	6.02	17.60
Bello	AGC	3.15	2.90	0.00	2.02	1.63	2.13	1.48	1.90	3.15	6.89
Itagüí	AGC	3.86	2.51	3.22	5.07	7.07	4.04	3.10	4.12	5.07	7.80
Itagüí	AGN	4.94	2.01	6.21	1.60	2.90	0.00	6.13	3.40	6.21	17.42
ITM	AGN	4.47	4.52	3.90	4.41	4.76	4.12	4.33	4.36	4.76	18.07
ITM	AGC	4.77	4.58	4.09	2.83	2.25	3.64	1.14	3.33	4.77	11.23
SIU	AGM	5.40	5.13	3.31	3.77	5.53	4.88	5.62	4.81	5.62	21.73
SIU	AGL	14.67	6.73	11.04	7.10	8.92	17.45	10.76	10.95	14.67	44.00
SIU	AGN	8.88	2.63	1.43	2.81	3.55	10.05	0.00	4.19	10.05	14.74
SIU	AGC	3.84	3.54	0.00	2.76	4.90	3.07	3.08	3.03	4.90	14.56
Sabaneta	AGN	2.86	3.27	5.43	2.79	4.35	3.86	4.03	3.80	5.43	17.99
Sabaneta	AGC	3.74	2.05	2.17	0.00	3.04	4.32	4.18	2.79	4.32	15.01

Se aprecia de forma muy marcada que entre el concreto AGC y concreto AGN para los 5 sitios, el AGN presenta una mayor carbonatación con valores muy similares de %AC en un rango de 14.7 a 18.1%. Por su parte, el concreto AGC presenta más fluctuaciones, con el menor porcentaje en Bello y el más alto en Sabaneta. También se observa que para ambos agregados (ladrillo y mortero) los porcentajes de carbonatación más bajos se dan en Bello; lo que sugiere que Bello es el sitio con el

ambiente menos agresivo para que se dé el fenómeno de carbonatación en el concreto. Analizando el porcentaje de área carbonatada por sitio, se puede observar que en Bello y la SIU la mayor área muestra el concreto con agregado de ladrillo, en Itagiú, Sabaneta e ITM el concreto con agregado natural, mostrando una mayor vulnerabilidad estos agregados frente a la carbonatación. En todos los sitios los concretos fabricados con agregados de concreto reciclado mostraron los más bajos valores de porcentaje de carbonatación.

Se ha encontrado que la HR es de los factores más importantes que pueden afectar la resistencia a la carbonatación del concreto, así como la relación A/C. También se indica que la carbonatación llega a ser máxima cuando la HR está entre 50-75% [15] [27]. La Fig. 18. Profundidad máxima de carbonatación vs. HR de cada sitio para los 4 tipos de concretos.8 relaciona la PMC con la HR de los 4 tipos de concreto. De manera general, se observa que a humedades relativas por debajo de 75% existe un incremento en la profundidad de carbonatación, así como para $HR > 75\%$ disminuye la PMC para cada tipo de concreto. Esta observación es congruente con la literatura y se puede explicar debido a que, cuando la HR supera el 75%, se bloquean los poros en el concreto dificultando la difusión del CO_2 [15]. Es de anotar que el concreto AGL ubicado en la SIU tiene el porcentaje de área carbonatada más elevado y muy por encima de los demás concretos, lo que confirma lo mencionado en el inicio de este párrafo respecto a la relación A/C y la carbonatación, ya que como es sabido, este concreto AGL tiene la mayor relación A/C. Además, se observa de manera general que, para todos los tipos de concreto, la PMC se da en la SIU, por lo que es posible que este sea el sitio con más contenido de CO_2 . Cabe mencionar que los valores de PMC y %AC convergen, siendo la PMC coincidente con el mayor %AC y de igual forma sucede para los valores más bajos.

Por su parte, si bien se encuentra que la temperatura es un factor importante en la degradación del concreto, para este caso no se observa una relación directa de la temperatura con parámetros como profundidad de carbonatación, resistencia a la compresión y con la corrosión. Es probable que esta situación esté relacionada con las diferencias de temperatura entre cada sitio que pueden considerarse relativamente bajas (TABLA XXI. TEMPERATURA Y HR PROMEDIO DURANTE LOS MESES DE EXPOSICIÓN).

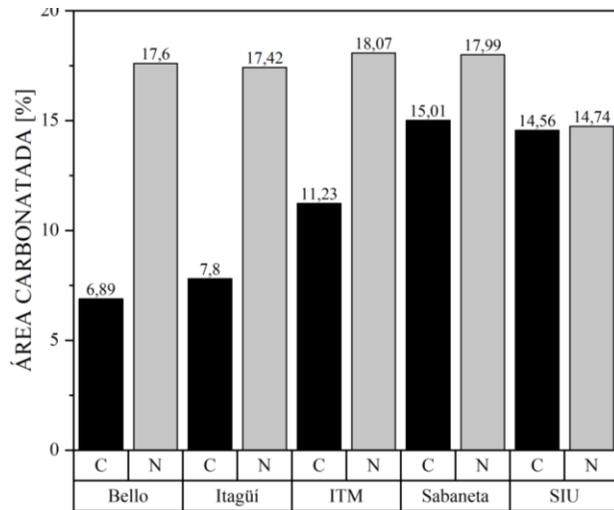


Fig. 16. Porcentaje de área carbonatada, probetas con AG de concreto (C) y natural (N) expuestas en los 5 sitios.

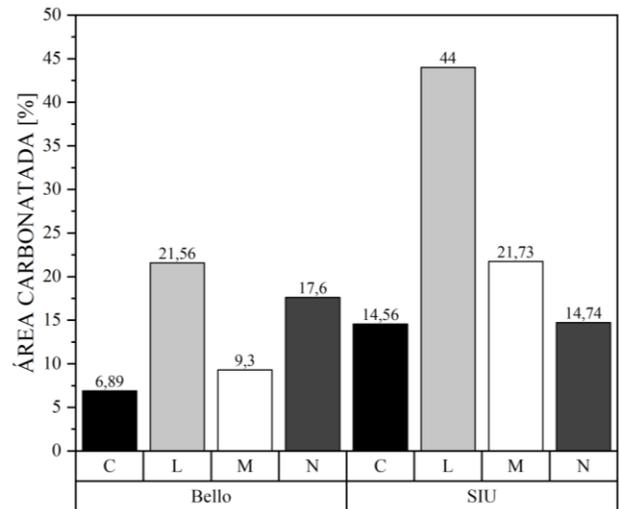


Fig. 17. Porcentaje de área carbonatada, probetas AGL y AGM expuestas en Bello y SIU.

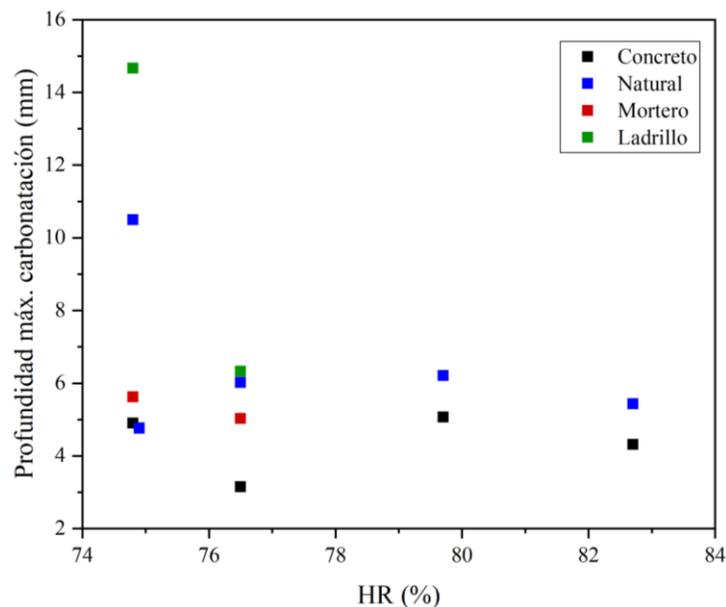


Fig. 18. Profundidad máxima de carbonatación vs. HR de cada sitio para los 4 tipos de concretos.

G. DATOS METEOROLÓGICOS Y DE CONTAMINANTES

Los resultados meteorológicos concernientes a temperatura y HR se han consignado en la TABLA XXI. TEMPERATURA Y HR PROMEDIO DURANTE LOS MESES DE EXPOSICIÓN, se aprecia la $T_{promedio}$ y $HR_{promedio}$ de cada sitio durante el tiempo de exposición. Con relación a los contaminantes, se

disponen datos de contaminantes como cloruros y sulfatos; los cuales también han sido consignados en la misma tabla. No se dispone de datos de sulfatos para la SIU e ITM debido a que eran valores tan bajos que el cromatógrafo no arrojó valores.

TABLA XXI. TEMPERATURA Y HR PROMEDIO DURANTE LOS MESES DE EXPOSICIÓN

SITIO	T _{promedio} [°C]	HR _{Promedio} [%]	SO ₂ [mg/m ² .d]	Cl ⁻ [mg/m ² .d]
SIU	21.9	74.8	-----	0.325
ITM	20.7	74.9	-----	0.151
Bello	22.4	76.5	70.35	0.280
Itagüí	20.1	79.7	11.97	0.521
Sabaneta	20.6	82.7	29.22	0.149

Se observa que la mayor y la menor temperatura promedio se tienen en Bello e Itagüí, respectivamente; si bien se encuentra que los cambios drásticos de temperatura y humedad (factores de deterioro físicos) pueden producir fenómenos como variaciones de volumen que pueden fisurar el concreto [28], en este estudio no se han encontrado estos efectos producidos por la temperatura dado que en el Valle de Aburrá no se presentan cambios drásticos de temperatura. Según los datos suministrados por los termohigrómetros se pudo observar que las variaciones de temperatura no sobrepasaban diferencias de más de 4.6 °C; por su parte la HR como se ha venido mencionando, genera impactos sobre la carbonatación y como se verá a continuación, sobre la corrosión en el concreto reforzado.

Otro ítem que se presenta en esta tabla es el SO₂ como contaminante. Este es un factor de deterioro químico que se encuentra en ambientes urbanos, industriales y marinos, el cual reacciona con el aluminato tricálcico (A₃C) para formar etringita, con un aumento de volumen y fractura del concreto [28]. Los valores más altos de SO₂ se tienen en Bello, seguido por Sabaneta e Itagüí. Sin embargo, en este estudio no se ha encontrado relación de los iones sulfato con las propiedades mecánicas ni de corrosión; además, en el DRX realizado a los diferentes tipos de concreto no se obtuvieron picos correspondientes a la fase etringita, por lo que es probable que la concentración de estos iones durante los 4 meses de exposición no haya generado aún efectos con la relación a la degradación del concreto.

Por su parte, los iones cloruro son una de las causas principales que ocasiona la corrosión de la barra de refuerzo; sin embargo, en un concreto que tiene un pH de 12 a 13 se requieren entre 7×10^6 y 8×10^6 ppb de cloruros para iniciar la corrosión del acero y para concreto con pH de 10 a 11 alrededor de 1×10^5 ppb [29]. En cualquier caso, los valores que se tienen en la TABLA XXI son muy bajos para llegar a generar algún deterioro a causa de estos iones y no se encuentra relación alguna entre estos resultados con los parámetros de corrosión y propiedades mecánicas.

VIII. POLARIZACIÓN

Se registran relaciones de corriente-potencial mediante polarización lineal para diez probetas reforzadas con varillas de acero, la mitad de estas han sido fabricadas con AGN y las demás con AGC; se tiene una probeta de cada tipo de agregado por cada sitio de exposición. Los resultados de la corriente de corrosión vs. el sitio de exposición se presentan en la Fig. 19. Corriente de corrosión de las probetas ensayadas para los diferentes sitios.9, por otra parte, las curvas de polarización se han organizado de manera que puedan visualizarse las gráficas de cada probeta de forma independiente, así como una gráfica donde se han unificado todas las curvas, como se muestra en las Fig. 20. Curvas de polarización lineal de probetas AGC ubicadas en los diferentes sitios de exposición20 yFig. 23. Curvas de polarización lineal unificadas de probetas AGN de la Fig. 20. Curvas de polarización lineal de probetas AGC ubicadas en los diferentes sitios de exposiciónpara concreto AGC y en las **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**22 y 23 para probetas AGN.

En la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** se observan las corrientes de corrosión anódicas y catódicas, se puede ver que aparece uno de los dos valores en negrilla para cada probeta. El valor que aparece en negrilla corresponde a la corriente más baja, con la cual se ha calculado la velocidad de corrosión ya que la corriente más lenta es la que define la cinética del proceso. Para las probetas ubicadas en Itagüí, no se presenta la densidad de corriente anódica ya que no es posible calcular la zona Tafel debido a que no es evidente por la pasivación que presenta dicha zona.

Se encuentra que valores inferiores a $1.00E-7$ A/cm² corresponden a estados típicos de pasivación y un valor máximo alrededor de $1.00E-6$ A/cm² son valores típicos de un concreto con niveles de corrosión elevados [18]. En general, las corrientes de corrosión se encuentran por debajo del rango definido para el estado típico de pasivación y por ende las velocidades de corrosión son muy bajas. Se deduce que las tasas de corrosión aún son muy bajas en las varillas de refuerzo porque, en todos los casos, el frente de la carbonatación no ha alcanzado la profundidad a la que está la varilla. Además, como ya se pudo apreciar, hay menor carbonatación donde hay más HR y, en Sabaneta, lugar con la HR más elevada (TABLA XXII. DATOS ELECTROQUÍMICOS A PARTIR DE PRUEBAS DE POLARIZACIÓN Y HR.) se presentan los valores de resistencia a la polarización (R_p) más altos, es decir, la mayor resistividad. Por ende, se registran allí las velocidades de corrosión y corrientes de corrosión más bajas, como también los potenciales de corrosión más positivos. Los resultados corresponden a lo esperado, puesto que a una HR elevada (en general mayor al 75%) se bloquean los poros del concreto desfavoreciendo la penetración del CO₂ [15], lo que a su vez favorece que se mantenga la capa pasiva en la barra de acero por la conservación de la alcalinidad del concreto en las cercanías del acero [14].

Las curvas de polarización obtenidas presentan formas muy similares para todos los sitios, exceptuando las curvas de Sabaneta. En la Fig. 24. Representación esquemática de una curva corriente potencial con las reacciones electroquímicas involucradas [31].4 se muestra una representación esquemática de una curva de polarización lineal con las reacciones electroquímicas que pueden estar involucradas; la curva catódica de esta figura es muy similar a las regiones catódicas de las curvas experimentales. Se tiene la zona donde se da el control por activación, región que se asocia con reacciones lentas que pueden incrementar su velocidad con incrementos en el potencial; se tiene la región de control por difusión que se da cuando no hay una reposición inmediata y completa en una reacción en la que un reactivo se consume desarrollando una discrepancia entre las concentraciones superficiales generando variaciones en el potencial como consecuencia en los cambios de concentración cerca de la superficie; la otra región llamada de control mixto es una zona en la que las corrientes oxidativa y reductora surgen de reacciones de electrodo muy distintas, es decir, existe una mezcla de reacciones, diferente a lo que sucede, por ejemplo, en el control por activación donde las corrientes oxidativa y reductora corresponden al mismo proceso de transferencia de electrones [30].

Por su parte, las curvas de Sabaneta presentan una marcada zona de transpasivación (líneas rectas a potencial constante), tanto en la curva catódica como anódica. En esta zona, lo que ocurre inicialmente es el rompimiento de la capa pasiva y al finalizar la línea recta, donde cae la corriente, vuelve a formarse la capa pasiva (para todas las curvas, donde se da una caída en la corriente a medida que incrementa el potencial está sucediendo nuevamente la formación de la capa pasiva) y nuevamente con el incremento de I se da la transpasivación. Se piensa que la capacidad de formar esa capa pasiva en el caso de las probetas ubicadas en la Sabaneta puede asociarse a la alta HR, que puede favorecer la formación de hidróxidos de hierro de carácter protector, los cuales, acompañados por los óxidos de hierro, son los responsables de la formación de estas capas [28]. Lo anterior puede soportarse mediante el uso del diagrama de Pourbaix para el hierro (ver Fig. 25. Diagrama de Pourbaix para el sistema H_2O-Fe ($T = 25\text{ }^\circ\text{C}$, $[Fe^{2+}] = 10\text{ ppm}$, $[Fe^{3+}] = 10^{-6}\text{ mol/L}$, $pH_2 = pO_2 = 100\text{ kPa}$) [32]5). Se sabe que el pH alrededor de la barra de acero es mayor a 9 (desde las pruebas de carbonatación). En el diagrama de Pourbaix se observa que para cualquier barrido de potencial por encima de este pH se tienen óxidos e hidróxidos que estarán formando una película pasiva en el acero, y además una HR alta favorece la formación de hidróxidos de hierro. Lo anterior es una posible razón por la cual las probetas ubicadas en Sabaneta posean las velocidades de corrosión más bajas, así como las resistencias a la polarización más altas.

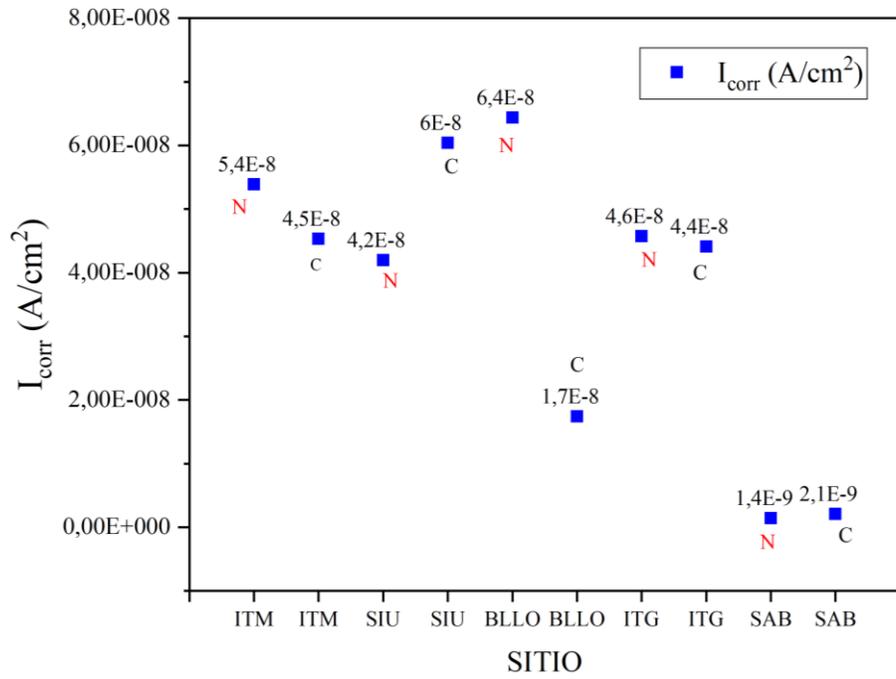


Fig. 19. Corriente de corrosión de las probetas ensayadas para los diferentes sitios.

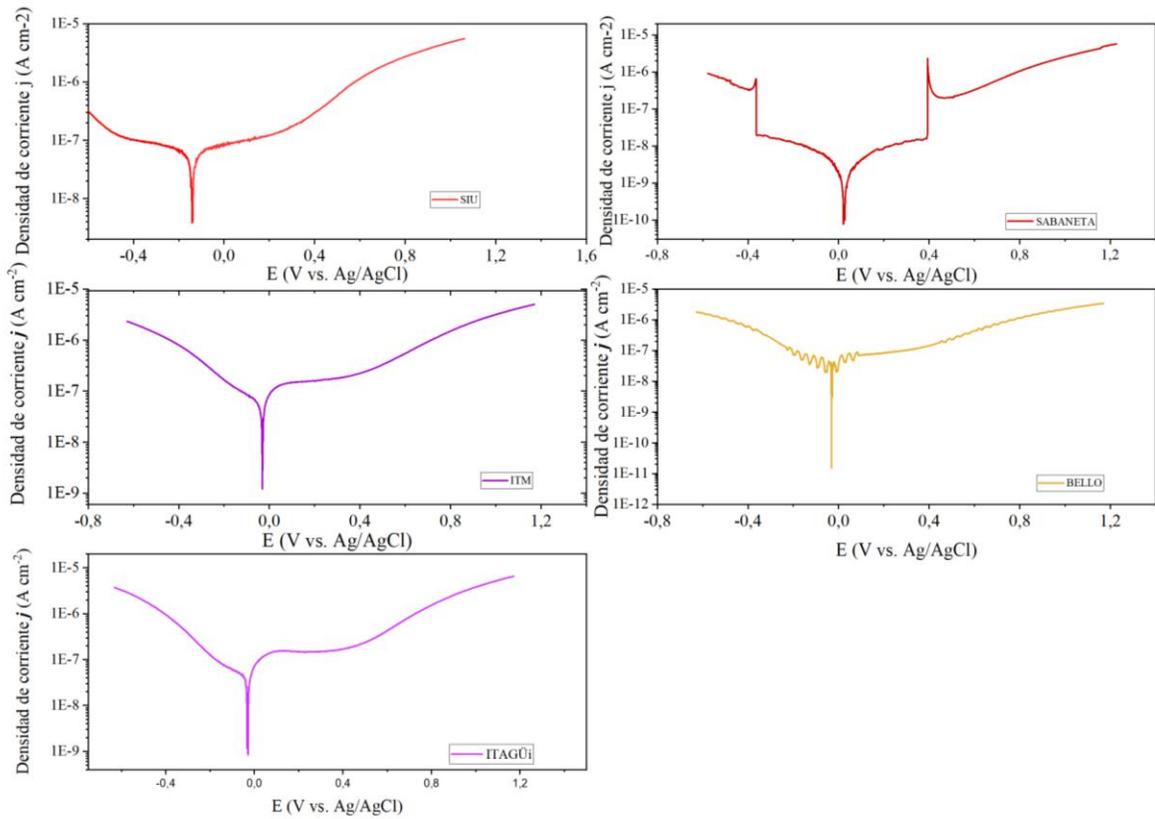


Fig. 20. Curvas de polarización lineal de probetas AGC ubicadas en los diferentes sitios de exposición.

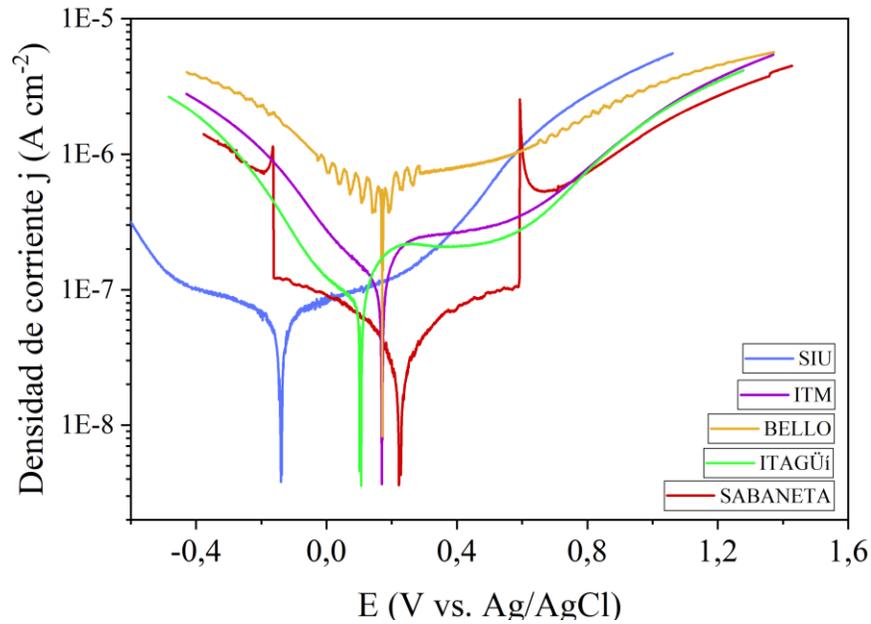


Fig. 21. Curvas de polarización lineal unificadas de probetas AGC de la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia..**

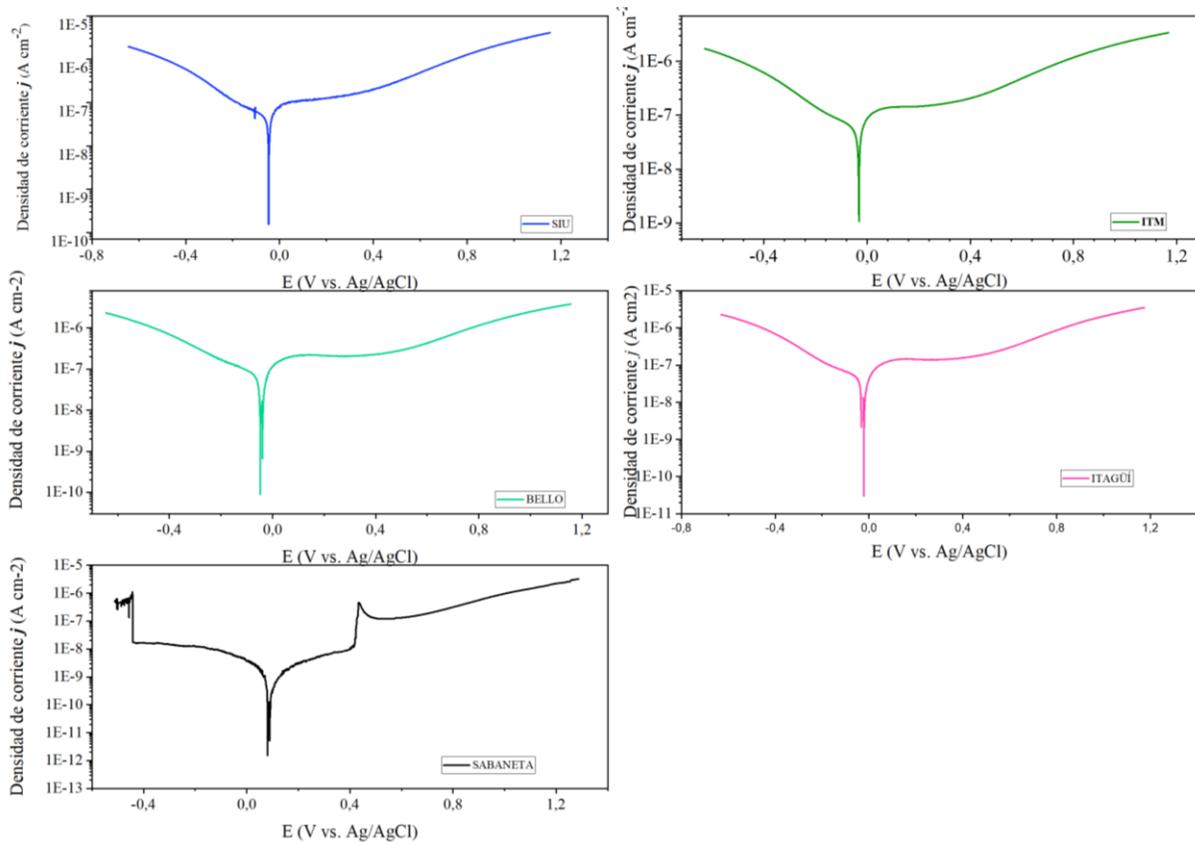


Fig. 22. Curvas de polarización lineal de probetas AGN ubicadas en los diferentes sitios de exposición.

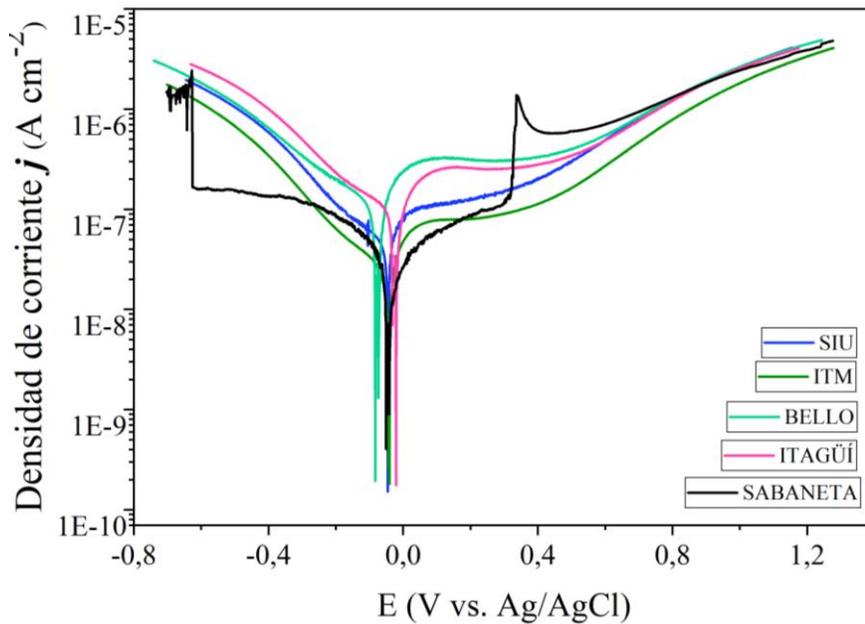


Fig. 23. Curvas de polarización lineal unificadas de probetas AGN de la Fig. 20. Curvas de polarización lineal de probetas AGC ubicadas en los diferentes sitios de exposición

TABLA XXII. DATOS ELECTROQUÍMICOS A PARTIR DE PRUEBAS DE POLARIZACIÓN Y HR.

Sitio	Agregado	$E_{\text{corrosión}}$ (mV)	$i_{\text{corr anódica}}$ (A/cm ²)	$i_{\text{corr catódica}}$ (A/cm ²)	V_{corr} (mm/año)	R_p ($\Omega \cdot \text{cm}^2$)	HR_{prom} %
ITM	N	-32	1.06E-07	5.39E-08	6.30E-04	2086.6	74.9
ITM	C	-31	1.32E-07	4.53E-08	5.30E-04	3212.8	74.9
SIU	N	-44	9.14E-08	4.20E-08	4.91E-04	3233.3	74.8
SIU	C	-136	6.47E-08	6.04E-08	7.06E-04	2991.0	74.8
BELLO	N	-46	1.47E-07	6.44E-08	7.53E-04	1426.9	76.5
BELLO	C	-29	5.51E-08	1.74E-08	2.03E-04	1705.3	76.5
ITAGÜÍ	N	-26	-----	4.58E-08	5.35E-04	1316.9	79.7
ITAGÜÍ	C	-30	-----	4.41E-08	5.16E-04	873.0	79.7
SABANETA	N	83 ↑	1.43E-09 ↓	2.27E-09	1.67E-05 ↓	141876.7 ↑	82.7 ↑
SABANETA	C	24	2.09E-09	3.23E-09	2.45E-05	104418.1	82.7

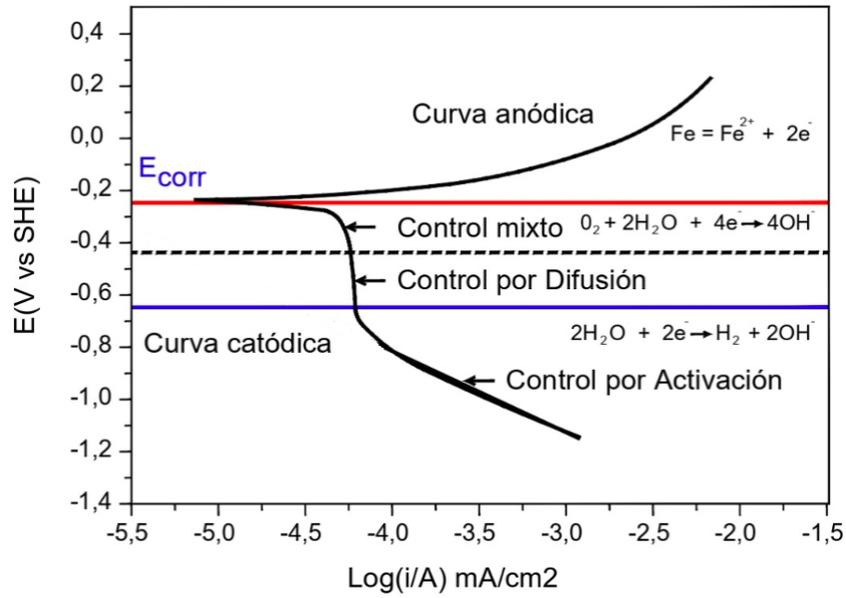


Fig. 24. Representación esquemática de una curva corriente potencial con las reacciones electroquímicas involucradas [31].

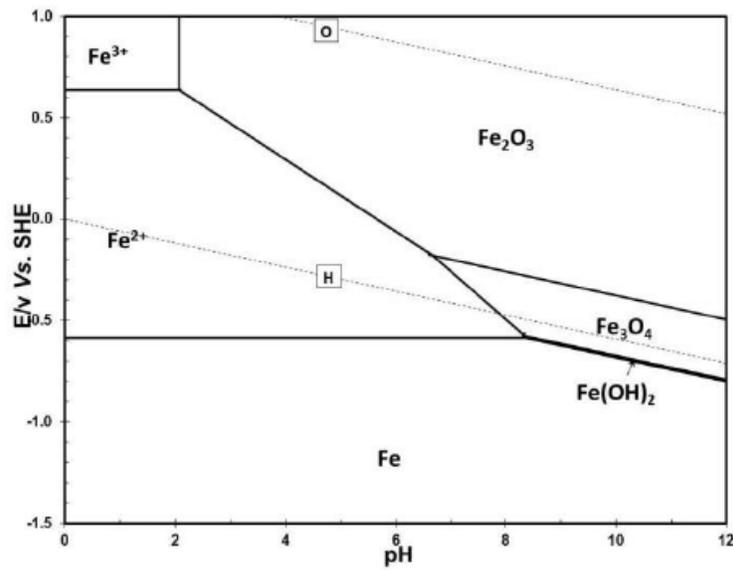


Fig. 25. Diagrama de Pourbaix para el sistema H₂O-Fe ($T = 25\text{ }^\circ\text{C}$, $[\text{Fe}^{2+}] = 10\text{ ppm}$, $[\text{Fe}^{3+}] = 10^{-6}\text{ mol/L}$, $\text{pH}_2 = \text{pO}_2 = 100\text{ kPa}$) [32]

IX. CONCLUSIONES

Se ha encontrado que la humedad relativa del ambiente es el parámetro climatológico más influyente con relación a la degradación del concreto. Una alta HR tiene influencia positiva sobre el concreto reforzado, reportando los valores más altos de resistencia a la polarización para las probetas ubicadas en Sabaneta, sitio con la HR más elevada. Este parámetro también tiene impactos positivos sobre la carbonatación, mostrando que, a medida que aumenta se da una disminución en el porcentaje de área carbonatada.

Con relación a la carbonatación se aprecia la influencia de la relación A/C dado que, para el concreto con la mayor relación A/C, se tienen los porcentajes de área carbonatada más elevados; en vista de que la relación A/C está directamente relacionada con el tipo de agregado, se concluye además que el tipo de agregado es un parámetro importante para la carbonatación. Por otra parte, las propiedades mecánicas se ven altamente influenciadas por la relación A/C, mostrando que mientras esta aumenta, las propiedades mecánicas disminuyen.

La fluorescencia de rayos X mostró los óxidos típicos presentes en un cemento portland. También se encuentra, a partir de esta prueba, la importancia de realizar una caracterización inicial a los componentes que se vayan a usar en el concreto dado que para este estudio se encuentran altos contenidos de sulfatos, propiciando la formación de etringita tardía que es perjudicial en el cemento portland. La difracción de rayos X reveló la presencia de las fases constituyentes del cemento portland, no se observa etringita en estos difractogramas, lo cual no indica necesariamente la ausencia de la misma, pero si da una idea de que en caso de estar presente esta fase, se encuentra en porcentajes aún muy bajos para ser detectada.

En general, se encuentra que los agregados más desfavorables son los de ladrillo, tanto para propiedades mecánicas de tracción y compresión, como para resistir el fenómeno de carbonatación; relacionado probablemente con su composición mayormente de arcillas y su geometría plana y angular. Para estos primeros cuatro meses de exposición de las probetas, no se aprecia relación entre la *corrosión* con los sulfatos, los cloruros y la temperatura y tampoco con la carbonatación dado que el frente de carbonatación de las probetas aún se encuentra lejos del diámetro de la barra de refuerzo.

X. REFERENCIAS

- [1] M. Saha y M. J. Eckelman, «Urban scale mapping of concrete degradation from projected climate change», *Urban Clim.*, vol. 9, pp. 101-114, sep. 2014, doi: 10.1016/j.uclim.2014.07.007.
- [2] M. Ivaskova, P. Kotes, y M. Brodnan, «Air Pollution as an Important Factor in Construction Materials Deterioration in Slovak Republic», *Procedia Eng.*, vol. 108, pp. 131-138, 2015, doi: 10.1016/j.proeng.2015.06.128.
- [3] A. Castañeda, F. Corvo, M. Hernández, y R. Montejo, «Diferencias en la corrosión del acero embebido en el concreto en presencia de cloruros a diferentes condiciones de exposición.», *ResearchGate*, ene 2004.
- [4] D. Sánchez, *Tecnología del concreto y del mortero*, Quinta. Santafé de Bogotá, D.C. - Colombia: Bhandar editores ltda, 2001.
- [5] S. Tejas y D. Pasla, «Assessment of mechanical and durability properties of composite cement-based recycled aggregate concrete», *Constr. Build. Mater.*, vol. 387, p. 131620, jul. 2023, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2023.131620.
- [6] Y. Wang, «A new insight into the three phases of secant stiffness degradation of concrete under fatigue loading», *Int. J. Fatigue*, vol. 167, p. 107323, feb. 2023, doi: 10.1016/j.ijfatigue.2022.107323.
- [7] «SIATA (Sistema de Alerta Temprana del valle de Aburrá)». https://siata.gov.co/siata_nuevo/
- [8] V. Uribe, «Contaminación atmosférica en el valle de aburrá en el año 2020 y sus impactos en los derechos a la salud y al medio ambiente», tesis M.S. Caldas, Universidad de Caldas, Colombia, 2021.
- [9] L. A. Rodríguez-Villamizar, N. Y. Rojas-Roa, y J. A. Fernández-Niño, «Short-term joint effects of ambient air pollutants on emergency department visits for respiratory and circulatory diseases in Colombia, 2011–2014», *Environ. Pollut.*, vol. 248, pp. 380-387, may 2019, doi: 10.1016/j.envpol.2019.02.028.
- [10] H. Romero S, «Deterioro del hormigón sometido a ensayos acelerados de hielo-deshielo en presencia de cloruros», tesis doctoral, Universidad Politécnica de Madrid, España. 2011.
- [11] E. Correa, S. Peñaranda, J. Castaño, y F. Echeverría, «Concrete deterioration in Colombian urban atmospheres», *Rev Fac Ing Univ Antioquia*, vol. 52, pp. 41-46, 2010.
- [12] D. J. Anstice, C. L. Page, y M. M. Page, «The pore solution phase of carbonated cement pastes», *Cem. Concr. Res.*, vol. 35, n.º 2, pp. 377-383, feb. 2005, doi: 10.1016/j.cemconres.2004.06.041.
- [13] A. Vico, W. Morris, y M. Vazquez, «Evaluación del avance de la corrosión de refuerzos en estructuras de hormigón», Argentina.
- [14] E. I. Moreno, G. G. D. Lara, E. J. C. Sarabia, y F. D. Gómez, «Efecto de la relación agua/cemento en la velocidad de carbonatación del concreto utilizando una cámara de aceleración», *Ingeniería*, vol. 8, n.º 2, pp. 117-130, 2004.
- [15] A. J. Boyd y J. Skalny, «Environmental deterioration of concrete», en *WIT Transactions on State of the Art in Science and Engineering*, A. Moncmanová, Ed., 1.ª ed. WIT Press, 2007, pp. 143-184. doi: 10.2495/978-1-84564-032-3/05.
- [16] M. M. Waldrop, «The road to low-carbon concrete», *Knowable Mag.*, nov. 2022, doi: 10.1146/knowable-111622-1.

- [17] T. Parthiban, R. Ravi, y G. T. Parthiban, «Potential monitoring system for corrosion of steel in concrete», *Adv. Eng. Softw.*, vol. 37, n.º 6, pp. 375-381, jun. 2006, doi: 10.1016/j.advengsoft.2005.09.004.
- [18] Organisation for Economic Co-operation and Development, «Electrochemical techniques to Detect Corrosion in Concrete Structures in Nuclear Installations - Technical Note», Jul 2002.
- [19] C09 Committee, «Test Method for Splitting Tensile Strength of Cylindrical Concrete Specimens», ASTM International. doi: 10.1520/C0496_C0496M-17, USA, 2022.
- [20] «Standard Test Method for Density, Absorption, and Voids in Hardened Concrete.pdf», ASTM International, USA, 2022.
- [21] G. Winter, *Proyecto de estructuras de hormigón*, 1a ed. Barcelona: Reverté, S.A., 2002.
- [22] M. Wilson, «Aggregates for Concrete», en *Design and Control of Concrete Mixtures*, Accedido: 6 de junio de 2023. [En línea]. Disponible en: http://www.ce.memphis.edu/1101/notes/concrete/PCA_manual/Chap05.pdf
- [23] L. Gutiérrez, *El concreto y otros materiales para la construcción*, 2a ed. Universidad Nacional de Colombia Sede Manizales, 2003. [En línea]. Disponible en: <https://es.scribd.com/doc/111693000/El-concreto-y-otros-materiales-para-la-construccion-Libro#>
- [24] T. Harmsen, *Diseño de estructuras de concreto armado*, 3a ed. Perú: Pontificia universidad católica del Perú, 2002.
- [25] I. Kett, *Engineered concrete*. USA: CRC Press, 2000.
- [26] B. Sun, T. Noguchi, G. Cai, y W. Zhao, «Effect of temperature and relative humidity on the development of the compressive strength of surface-layer cement mortar», *Constr. Build. Mater.*, vol. 281, p. 122626, abr. 2021, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2021.122626.
- [27] M. Elsalamawy, A. R. Mohamed, y E. M. Kamal, «The role of relative humidity and cement type on carbonation resistance of concrete», *Alex. Eng. J.*, vol. 58, n.º 4, pp. 1257-1264, dic. 2019, doi: 10.1016/j.aej.2019.10.008.
- [28] José Gonzáles y J. Miranda, *Corrosión en las estructuras de hormigón armado: fundamentos, medida, diagnosis y prevención*, 1a ed. España, 2007.
- [29] R. Montani, «La carbonatación, enemigo olvidado del concreto», *Revista de construcción y tecnología*, 2000, [En línea]. Disponible en: <https://www.imcyc.com/revista/2000/dic2000/carbonatacion.htm>
- [30] K. Oldham y J. Myland, *Fundamentals of Electrochemical Science*, 1a ed. Londres: ACADEMIC PRESS, INC, 1993.
- [31] M. A. Alfaro Guerra, I. Alfaro, y R. Guerra, «Uso de un potencióstato de fuente abierta de bajo costo para estudios de inhibición de corrosión de acero: determinación de la velocidad de corrosión», *Educ. Quím.*, vol. 32, n.º 3, p. 95, jul. 2021, doi: 10.22201/fq.18708404e.2021.3.76754.
- [32] J. Ning, Y. Zheng, B. Brown, D. Young, y S. Nešić, «A Thermodynamic Model for the Prediction of Mild Steel Corrosion Products in an Aqueous Hydrogen Sulfide Environment», *CORROSION*, vol. 71, n.º 8, pp. 945-960, ago. 2015, doi: 10.5006/1566.
- [33] G. Rivera, *Concreto simple*. Primera. Cauca: Universidad del Cauca.
- [34] M. Giraldo y J. Tobón, «Mineralogical evolution of portland cement during hydration process», *Dyna*, n.º 148, pp. 69-81, 2006.
- [35] C. H. Aramburo Varela, «Comportamiento sulfático y mecánico-resistente de cementos Portland con elevados contenidos de puzolanas (> 40%): su fundamento químico y justificación de otras consecuencias posibles», PhD Thesis, Universidad Politécnica de Madrid, 2019. doi: 10.20868/UPM.thesis.57749.