

**EVALUACIÓN DE ENSAYOS NO DESTRUCTIVOS PARA IDENTIFICAR
DETERIORO EN PUENTES DE CONCRETO**

**CARLOS ANDRÉS GALÁN PINILLA
ELKIN JAVIER ESPINOSA GARCÍA**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICO-QUÍMICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA METALÚRGICA Y CIENCIA DE MATERIALES
BUCARAMANGA
2013**

**EVALUACIÓN DE ENSAYOS NO DESTRUCTIVOS PARA IDENTIFICAR
DETERIORO EN PUENTES DE CONCRETO**

**CARLOS ANDRÉS GALÁN PINILLA
ELKIN JAVIER ESPINOSA GARCÍA**

**Trabajo de investigación, presentado para requisito de grado para optar al
título de ingeniero metalúrgico**

**DIRECTOR
M.Sc LUZ AMPARO QUINTERO ORTIZ**

**CO-DIRECTOR
Ph.D RICARDO ALFREDO CRUZ**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICO-QUÍMICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA METALÚRGICA Y CIENCIA DE MATERIALES
BUCARAMANGA
2013**

DEDICATORIA

Dedico mi proyecto de grado a mis padres German y Rosa Maria, que con esmero, esfuerzo, educación y amor han hecho que un día como hoy sea un Ingeniero Metalúrgico. Dedico el proyecto a mi hermano German que siempre me acompaña, que ha estado en mis buenos y malos momentos, alentándome, apoyándome y escuchándome. Dedico este proyecto a mi hermana Andrea que con sus consejos pude tomar buenas decisiones y ser la persona que soy hoy en día. Por último dedico mi proyecto a mis sobrinos Ferney Jair y Camilo Andrés para que me tomen como ejemplo y lleguen algún día a ser profesionales como su tío.

DEDICATORIA

Dedico este proyecto a mi Madre, Gladys Galán, que desde la distancia siempre ha sido mi consejera, mi compañía, mi sostén, mi apoyo incondicional en todas las etapas vividas y con este logro puede ver el fruto de sus esfuerzos. Ella fue mi primera Maestra y de ella aprendí que las metas se obtienen con disciplina y constancia. A mi novia, Freya Lorena, quien especialmente en los momentos más difíciles estuvo a mi lado, brindándome seguridad y estabilidad emocional. A la Señora Elsa Becerra, quien me acogió en su casa no como un estudiante más, sino que me ha hecho sentir como parte de su hogar, cálido y fraterno, ayudándome a sobrellevar el añoro natural de mi hogar.

AGRADECIMIENTOS

A nuestra directora del proyecto M.Sc Luz Amparo Quintero Ortiz, por darnos la oportunidad de trabajar con ella, por guiarnos durante el tiempo de esta investigación, y por la confianza depositada en nosotros.

A nuestro co-director de proyecto P.hD Ricardo Alfredo Cruz, por darnos la oportunidad de trabajar con él, por habernos guiado y dirigido durante el tiempo de esta investigación.

A nuestros familiares y amigos que nos apoyaron y creyeron en nosotros.

A la Universidad Industrial de Santander particularmente a la escuela de Ingeniería Metalúrgica y Ciencia de Materiales y todos sus maestros que nos permitieron formar parte de esta Escuela.

A la escuela de ingeniería Civil, por prestarnos sus instalaciones, equipos, materiales y herramientas para el desarrollo de este trabajo

A los técnicos de laboratorio Ambrosio Carrillo, Mario Navarrete, Javier Quintana y Domingo adscritos a la escuela de ingeniería metalúrgica, a Jairo la “mechuda” adscrito a la escuela de ingeniería Civil por su apoyo, conocimiento y amistad durante la carrera y la realización del proyecto

A todas las personas que directa o indirectamente contribuyeron a la realización de este proyecto de grado.

TABLA DE CONTENIDO

	Pág.
INTRODUCCIÓN.....	18
1 GENERALIDADES DEL PROYECTO.....	20
1.1 DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA.....	20
1.2 OBJETIVOS.....	22
1.2.1 OBJETIVO GENERAL.....	22
1.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	22
2 FUNDAMENTOS TEÓRICOS.....	23
2.1 CONCRETO REFORZADO Y PRE-ESFORZADO.....	23
2.2 REFUERZOS UTILIZADOS EN LOS PUENTES DE CONCRETO.....	23
2.3 DEFECTOLOGÍA PRESENTE EN PUENTES DE CONCRETO.....	25
2.4 MÉTODOS DE ENSAYOS NO DESTRUCTIVOS EMPLEADOS EN LA EVALUACIÓN DE PUENTES.....	26
3 METODOLOGÍA EXPERIMENTAL.....	27
3.1 CONSULTA RECURSOS BIBLIOGRÁFICOS.....	28
3.2 SELECCIÓN DE TÉCNICAS NO DESTRUCTIVAS DISPONIBLES.....	28
3.2.1 Análisis de los ensayos no destructivos utilizados.....	28
3.2.2 Selección de las técnicas aplicables.....	28
3.3 ELABORACIÓN DE MUESTRAS REPRESENTATIVAS DE LOS PUENTES..	28
3.3.1 Caracterización de la materia prima.....	29
3.3.1.1 Agregado grueso y fino.....	29
3.3.1.2 Cemento.....	29
3.3.1.3 Aditivo plastificante.....	29
3.3.1.4 Agua potable.....	30
3.3.1.5 Barras de refuerzo y torones de pretensado.....	30
3.3.2 Diseño de mezcla.....	31
3.3.3 Diseño de los elementos representativos.....	31
3.3.4 Preparación de refuerzos.....	32

3.3.5	Diseño geométrico de los moldes	32
3.3.6	Elaboración de los elementos diseñados y probetas.....	32
3.4	APLICACIÓN DE ENSAYOS NO DESTRUCTIVOS.....	33
3.4.1	Capacitación y manejo de equipos.....	34
3.4.2	Evaluación del refuerzo.....	35
3.4.3	Evaluación de la matriz de concreto.....	35
3.4.4	Pruebas de resistencia a la compresión.....	35
3.5	ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	35
3.5.1	Evaluación y comparación de los resultados obtenidos.....	35
3.6	INFORME FINAL.....	35
3.6.1	Realización y presentación del informe final.....	35
4	RESULTADOS Y ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	36
4.1	SELECCIÓN DE TÉCNICAS NO DESTRUCTIVAS DISPONIBLES.....	36
4.1.1	Análisis de los ensayos no destructivos utilizados.....	36
4.1.2	Selección de las técnicas aplicables.....	38
4.2	ELABORACIÓN DE MUESTRAS REPRESENTATIVAS DE LOS PUENTES.....	39
4.2.1	Caracterización de la materia prima.....	39
4.2.2	Diseño de mezcla.....	40
4.2.3	Diseño de los elementos representativos.....	41
4.2.4	Preparación de los refuerzos.....	45
4.2.5	Diseño geométrico de los moldes.....	47
4.3	APLICACIÓN DE ENSAYOS NO DESTRUCTIVOS.....	47
4.3.1	Inspección visual.....	47
4.3.2	Detector y localizador de refuerzos (Profometer 5+ ScanLog).....	48
4.3.3	Termografía infrarroja.....	54
4.3.4	Velocidad de pulso ultrasónico (VPU).....	56
4.3.4.1	Evaluación por el Método directo con barras de refuerzo perpendicular a la dirección del pulso.....	57
4.3.4.2	Evaluación por el Método directo con torones de refuerzo perpendicular a la dirección del pulso.....	59

4.3.4.3 Evaluación por el Método directo con barras de refuerzo paralelo a la dirección del pulso.....	61
4.3.4.4 Evaluación por el Método directo con torones de refuerzo paralelo a la dirección del pulso.....	62
4.3.4.5 Comparación de los datos de VPU obtenidos mediante los equipos CNS Farnell tipo PUNDIT plus MODEL PC 1006, y Olson Instrument NDE360 SE-1...	63
4.3.5 Esclerómetro.....	65
4.3.5.1 Evaluación en la matriz de concreto de las losas 2 y 3.....	66
4.3.5.2 Influencia de las delaminaciones a diferente profundidad en el número de rebote (losa 4).....	67
4.4 COMPARACIÓN DE LAS TÉCNICAS ENSAYADAS.....	68
4.5 ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN.....	69
5 CONCLUSIONES.....	71
6 RECOMENDACIONES.....	73
BIBLIOGRAFÍA.....	74
ANEXOS.....	81

LISTA DE TABLAS

	Pág.
Tabla 1. Análisis de control de calidad del agua.....	30
Tabla 2. Técnicas empleadas en la evaluación de estructuras de concreto.....	36
Tabla 3. Composición química de las barras.....	40
Tabla 4. Composición química del torón.....	40
Tabla 5. Diseño de mezcla.....	41
Tabla 6. Caracterización de las barras presentes en la losa 2.....	44
Tabla 7. Caracterización de los torones presentes en la losa 3.....	44
Tabla 8. Evaluación del error para cada recubrimiento y tipo de refuerzo.....	49
Tabla 9. Resultados de medición de las barras con corrosión uniforme.....	50
Tabla 10. Resultados para barras con reducciones de diámetro y fractura.....	51
Tabla 11. Resultados de medición de los torones con hilos fracturados.....	52
Tabla 12. Resultados de medición de los torones con hilos fracturados y fracturada total.....	53
Tabla 13. Mediciones de VPU por el método directo con barras de refuerzo paralelas a la dirección del pulso.....	61
Tabla 14. Mediciones de VPU por el método directo con torones de refuerzo paralelos a la dirección del pulso.....	63
Tabla 15. Mediciones de VPU para cada uno de los equipos por el método directo sobre concreto.....	64
Tabla 16. Mediciones de VPU para cada uno de los equipos por el método directo sobre las barras perpendiculares a la dirección de pulso.....	64
Tabla 17. Mediciones sobre las barras a diferentes profundidades.....	65
Tabla 18. Resultados de resistencia a la compresión con equipo de esclerómetro para las losas 2 y 3.....	66
Tabla 19. Mediciones sobre las delaminaciones a diferentes profundidades.....	67
Tabla 20. Comparación de las técnicas ensayadas.....	68
Tabla 21. Resultados promedio de resistencia a la compresión a diferentes días.....	69

LISTA DE FIGURAS

	Pág.
Figura 1. Tipos de refuerzos utilizados en puentes de concreto reforzado y pre-esforzado.....	24
Figura 2. Daños típicos presentes en puentes de concreto reforzados y pre-esforzado.....	25
Figura 3. Metodología seguida en la investigación.....	27
Figura 4. Proceso de elaboración de los elementos representativos y las probetas.....	34
Figura 5. Elementos representativos.....	43
Figura 6. Defectología inducida a los refuerzo.....	45
Figura 7. Moldes de madera.....	47
Figura 8. Defectos superficiales presentes en los elementos representativos.....	48
Figura 9. Imágenes visibles y termográficas a diferentes horas.....	55
Figura 10. Método de propagación y recepción de pulsos.....	56
Figura 11. Comportamiento de la VPU método directo con barras perpendiculares a la dirección del pulso	58
Figura 12. Comportamiento de la VPU método directo con y torones perpendiculares a la dirección del pulso.....	60

LISTA DE ANEXOS

	Pág.
ANEXOS A. IMÁGENES TERMOGRÁFICAS.....	81
ANEXOS B. TABLAS DE RESULTADOS EQUIPO DE VELOCIDAD DE PULSO ULTRASÓNICO VPU.....	83
ANEXOS C. IMÁGENES DE LOS EQUIPOS UTILIZADOS EN LA INVESTIGACIÓN.....	87

RESUMEN

TÍTULO: EVALUACIÓN DE ENSAYOS NO DESTRUCTIVOS PARA IDENTIFICAR DETERIORO EN PUENTES DE CONCRETO

AUTORES: CARLOS ANDRÉS GALÁN PINILLA
ELKIN JAVIER ESPINOSA GARCÍA

PALABRAS CLAVE: *Concreto, Ensayos no destructivos, Puentes.*

DESCRIPCIÓN:

Colombia posee una infraestructura considerable de puentes debido a sus características topográficas variadas. Se tiene conocimiento que en el país un 29% de los puentes en vías principales son de concreto pre-esforzado y un 19% de acero y concreto.

Estas estructuras se deterioran continuamente a gran velocidad debido entre otros factores, a las condiciones a las que encuentran expuestos: tipos de cargas y sobrecargas, condiciones ambientales, deterioros por afectación química, daños físicos, movimientos sísmicos y corrosión del acero de refuerzo entre otros, generando costos considerables en la inspección y mantenimiento.

Los altos riesgos involucrados en los puentes, los impactos económicos generados por un colapso y los pocos signos externos de la corrosión del refuerzo hacen difícil su inspección, haciendo que la evaluación de estas estructuras tenga que ser mucho más rigurosa con el fin de aumentar la probabilidad de detectar problemas oportunamente.

Para identificar con mayor certeza y precisión el deterioro en puentes, varios investigadores en este campo siguen metodologías no destructivas [3][18][32] y hacen propuestas para la inspección con el fin de recomendar la prueba o pruebas más efectivas que permitan evaluar la vulnerabilidad estructural de los puentes.

En el presente trabajo se realizó una revisión de las técnicas no destructivas que pueden ser utilizadas en la inspección de elementos representativos de los puentes con y sin defectología típica, simulando diferentes grados de daño en los refuerzos (barras y torones), así como delaminaciones. Lo anterior permitió evaluar las técnicas seleccionadas teniendo en cuenta criterios técnicos y económicos.

* Trabajo de Investigación

** Facultad de Ingenierías Físicoquímicas, Escuela de Ingeniería Metalúrgica y Ciencia de Materiales; Maestría en Ingeniería de Materiales. Director Luz Amparo Quintero Ortiz. Codirector Ricardo Cruz.

ABSTRACT

TITLE: NON – DESTRUCTIVE TESTING EVALUATION TO IDENTIFY DAMAGE IN CONCRETE BRIGES.

AUTORES: CARLOS ANDRÉS GALÁN PINILLA
ELKIN JAVIER ESPINOSA GARCÍA

KEY WORDS: Concrete, non –destructive testing, bridges.

DESCRIPTION:

Colombia has a considerable infrastructure of bridges due to the steep topography. In the country, 29% of the bridges on main routes are prestressed concrete while 19% are steel and concrete.

These structures deteriorate continuously at a high rate due many factors, including: the conditions that are exposed, types of loads and overloads, environmental conditions, deterioration by chemical exposure, physical damage, seismic activity and steel reinforcement corrosion and others, generating significant costs in the inspection and maintenance.

The risks involved with these types of bridges are few external signs of corrosion and difficulty of visual inspection; therefore, inspection of prestressed structures have to be detailed and rigorously performed to increase the probability of detecting corrosion problems.

In order to identify with greater certainty and precision the deterioration in bridges, several researchers in this field are developing nondestructive methods [3][18][32] and making proposals for the inspection in order to recommend the most effective test that allow evaluation and assessment the structural vulnerability of the bridges.

In this paper, we conducted a review of non-destructive techniques that can be used in the inspection of representative elements of the bridges with and without typical defectology, simulating different degrees of damage to the reinforcements (bar and strands), and the presence of delaminations. This allowed us to evaluate selected techniques taking into account technical and economic criteria.

* Investigation Work

** Faculty of Human Physicochemical Engineering, School of Metallurgical Engineering and Science of Materials, Mastery in Engineering Material. The director: Msc Luz Amparo Quintero, Ricardo Alfredo Cruz.

INTRODUCCIÓN

Los ensayos no destructivos desde sus inicios han sido utilizados para evaluar la integridad de equipos y elementos, evitando una posible alteración del material de forma permanente en sus propiedades físicas, químicas, mecánicas y dimensionales. Inicialmente los ensayos no destructivos eran usados para evaluar el estado de los rieles de los ferrocarriles, detectando grietas y posibles fallas en estos, en general estas técnicas eran usadas sobre elementos o equipos metálicos.

Con el tiempo, los ensayos pasaron a ser utilizados en diferentes sectores tal y como lo ha sido el sector de la construcción, allí se quería lograr una evaluación integra de las estructuras de concreto sin que fueran intervenidas, evitando posibles debilitamientos de las mismas. Al ser los puentes elementos sometidos a condiciones bastante hostiles, se hace necesario que esta evaluación sea lo menos invasiva para así evitar un debilitamiento y/o colapso. Adicionalmente esta evaluación debería ser rápida para no afectar el flujo de tráfico. Debido a esta necesidad alrededor del mundo, se ha optado por hacer una inspección con técnicas no destructivas de estas estructuras, para lo cual se requiere de la selección de un conjunto de técnicas que permitan evaluarlas detectando defectos críticos de una manera ágil, económica y precisa.

En el presente trabajo se hace una evaluación de algunas técnicas no destructivas que permiten identificar deterioro en puentes de concreto reforzado y pre-esforzado. El estudio parte de una revisión bibliográfica sobre todas las técnicas que brindan algún tipo de información del estado de la estructura. Con el fin de evaluar las técnicas seleccionadas y disponibles, se elaboraron cuatro losas de concreto con barras y torones, las cuales fueron diseñadas teniendo en cuenta las profundidades de los refuerzos, con una relación agua cemento de 0.35 y una

resistencia a la compresión estimada de 35 MPa empleando aditivo plastificante en la mezcla.

Con base a la bibliografía consultada, se seleccionó un grupo de técnicas y se procedió a su evaluación. El estudio planteó la utilización de inspección visual, detector y localizador de barras (Profometer Scanlog), termografía infrarroja, velocidad de pulso ultrasónico (VPU) y martillo de rebote (esclerómetro).

A partir de la investigación, se pudo evidenciar la capacidad de las técnicas seleccionadas en cuanto a la sensibilidad para la detección de calidad de la matriz del concreto y el grado de deterioro de los refuerzos. Los resultados pretenden contribuir a una adecuada selección de las técnicas no destructivas para la evaluación de estas estructuras.

1 GENERALIDADES DEL PROYECTO

1.1 DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

Según las últimas estadísticas reportadas por The Welding Institute –TWI-,^[14] líder global en tecnología de ingeniería e investigación, en los últimos 20 años el 25% de todos los puentes del mundo fueron construidos con hormigón armado y el 50% fueron elaborados con hormigón pre-esforzado^[4]. Por su parte, Colombia posee una infraestructura considerable de puentes debido a su topografía. Se tiene conocimiento que en nuestro país un 29% de los puentes en vías principales son de concreto pre-esforzado y un 19% de acero y concreto^[1].

Estas estructuras se deterioran continuamente a gran velocidad debido entre otros factores a las condiciones a las que encuentran expuestos: tipos de cargas y sobrecargas, condiciones de servicio, deterioros por afectación química, impacto de vehículos, socavación, movimientos sísmicos, corrosión del acero de refuerzo entre otros factores^[11], poniendo en riesgo la estructura.

El deterioro por corrosión y fatiga de los torones y las barras de refuerzo solamente es observable por medio de la inspección visual^[41, 48], cuando el deterioro está avanzado y afloran a la superficie manchas de óxido y fisuras en el concreto. Estas fisuras son paralelas a la dirección del refuerzo, produciendo descascaramiento y/o desprendimiento del recubrimiento afectando el concreto. El material así, pierde su funcionalidad parcial o totalmente, lo cual pone en riesgo la estructura y hace necesaria una reparación.

La corrosión de los torones utilizados en puentes pre-tensados es más difícil de inspeccionar porque ocurre sin producir evidencias externas tempranas como manchas de óxido, agrietamiento o desconchado. El torón puede despegarse o romperse sin previo aviso, perdiendo la propiedad de pre-tensado. Una vez el

torón ha fallado, la carga se redistribuye ocasionando una menor capacidad residual para resistir las cargas^[29, 35].

Algunos puentes con tiempo considerable de servicio cuentan con muy poca información, carecen de los detalles constructivos y estructurales, de la calidad y tipo de materiales, de las estimaciones de carga y condiciones de servicio con las cuales fueron diseñados. No poseen estudios del efecto que tiene el tipo de ambiente sobre los fenómenos de la corrosión en el acero de refuerzo ni de su estado después de haber sufrido movimientos sísmicos^[32, 46].

La inspección visual proporciona sólo una estimación cualitativa de la cantidad del daño y la ubicación específica a lo largo de los refuerzos, los resultados son subjetivos dependiendo de la experiencia del inspector y la cantidad del daño es difícilmente determinada; como resultado de ello, la evaluación de la condición actual de puentes resulta en una estimación inadecuada del daño.

Debido a las limitaciones propias de la inspección visual y a que la inspección semi-destructiva de puentes por medio de la extracción de núcleos suministra información limitada en un porcentaje del puente menor al 1%, se propone acudir a los ensayos no destructivos para lograr identificar con mayor certeza y precisión el deterioro en puentes. Varios investigadores y casas fabricantes de equipos en este campo siguen metodologías no destructivas y hacen propuestas para la inspección con el fin de recomendar la prueba o pruebas más efectivas que permitan evaluar y valorar la vulnerabilidad estructural de los puentes.

Por todo lo anterior, en el presente trabajo se pretende realizar una revisión de las técnicas no destructivas posibles de utilizar en la inspección de puentes de concreto y aplicar un grupo de técnicas seleccionadas a muestras representativas de estas estructuras, con el fin de contribuir en el estudio del estado de las mismas.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 OBJETIVO GENERAL

Evaluar algunas técnicas no destructivas para identificar el deterioro en elementos representativos de puentes de concreto reforzado y pre-esforzado.

1.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Seleccionar las técnicas no destructivas más apropiadas para identificar el deterioro en elementos representativos de puentes de concreto reforzado y pre-esforzado, empleando criterios técnicos y de factibilidad.
- Establecer las condiciones de los elementos representativos de los puentes con y sin afectación, sobre los cuales se evaluarán las técnicas no destructivas seleccionadas para el presente proyecto.
- Evaluar los resultados obtenidos de la aplicación de técnicas no destructivas sobre los elementos representativos de puentes de concreto reforzados y pre-esforzados.

2 FUNDAMENTOS TEÓRICOS

2.1 CONCRETO REFORZADO Y PRE-ESFORZADO

El hormigón o concreto es un material ampliamente utilizado en construcción y estructuras como puentes, por si solo es un material con buen comportamiento en compresión alcanzando un resistencia de 30N/mm^2 , pero sus propiedades en tensión disminuyen considerablemente, del orden de 10 veces menos que a compresión limitando la aplicación de este tipo de esfuerzos^[33]. Debido a la limitación en tracción del hormigón y a las necesidades estructurales de los puentes, surge como solución introducir un material como el acero que pueda resistir esfuerzos en tracción. Dentro de los sistemas de refuerzo del concreto encontramos la utilización de barras de refuerzo, con diámetros usuales que varían desde $\frac{1}{4}$ hasta $1\frac{3}{8}$ de pulgada con corrugaciones en la superficie que permiten una mejor adherencia al concreto, este refuerzo mejora la respuesta del hormigón pero sin alcanzar aun los requerimientos generados al momento de someterlo a las cargas de tensión aplicadas en puentes^[29].

Otra alternativa con excelentes resultados en el refuerzo del hormigón es por medio el pre-esfuerzo, que significa la creación intencional de esfuerzos permanentes, con el fin de mejorar la resistencia bajo las condiciones de servicio. Esta técnica induce una fuerza en el concreto en el sentido tal que reduce o elimina los esfuerzos resultantes en tensión que genera la aplicación de cargas en los puentes. Dentro del sistema de puentes de concreto pre-esforzado existen dos categorías: pre-tensados o pos-tensados^[33].

2.2 REFUERZOS UTILIZADOS EN LOS PUENTES DE CONCRETO.

Para dar refuerzo a los puentes de concreto se utilizan barras de acero con diámetros usuales que varían desde $\frac{1}{4}$ hasta $1\frac{3}{8}$ de pulgada con corrugaciones

que permiten una adherencia suficientemente resistente entre los dos materiales. Las barras utilizadas para el refuerzo de puentes de concreto, se fabrican bajo las normas ASTM A-615, A-616^[5], especifican sobre las varillas de acero de alta resistencia, sin revestimientos, para concreto pre-esforzado.

Las barras macizas corrugadas utilizadas en el concreto reforzado difieren de los torones que son utilizadas en el pretensado. Los torones se fabrican bajo la norma ASTM A-416^[5] y define que un torón es un grupo de alambres que están distribuidos de tal forma que hay un alambre central encerrado firmemente por seis alambres exteriores colocados en forma helicoidal o un tipo de torón menos usado que consta de 19 alambres, como se ve en la figura 1. La pendiente de los alambres es de no menos de 12 y no más de 16 veces el diámetro nominal del torón. El uso de acero de alta resistencia utilizado en el pre-tensado es necesario por razones físicas. Las propiedades mecánicas de este acero tal como lo revelan las curvas de esfuerzo-deformación, son algo diferentes de aquellas del acero convencional usado para el refuerzo del concreto.

Figura 1. Tipos de refuerzos utilizados en puentes de concreto reforzado y pretensado.



Fuente: Hormigón armado y pretensado [33]

En la figura 1 se observan las barras y los torones utilizados para reforzar y pretensar el hormigón utilizado en los puentes. En la parte izquierda de la figura 1 están las barras sin corrugaciones que logran una menor adherencia con el hormigón, en la parte central se observan las barras de acero corrugadas que por

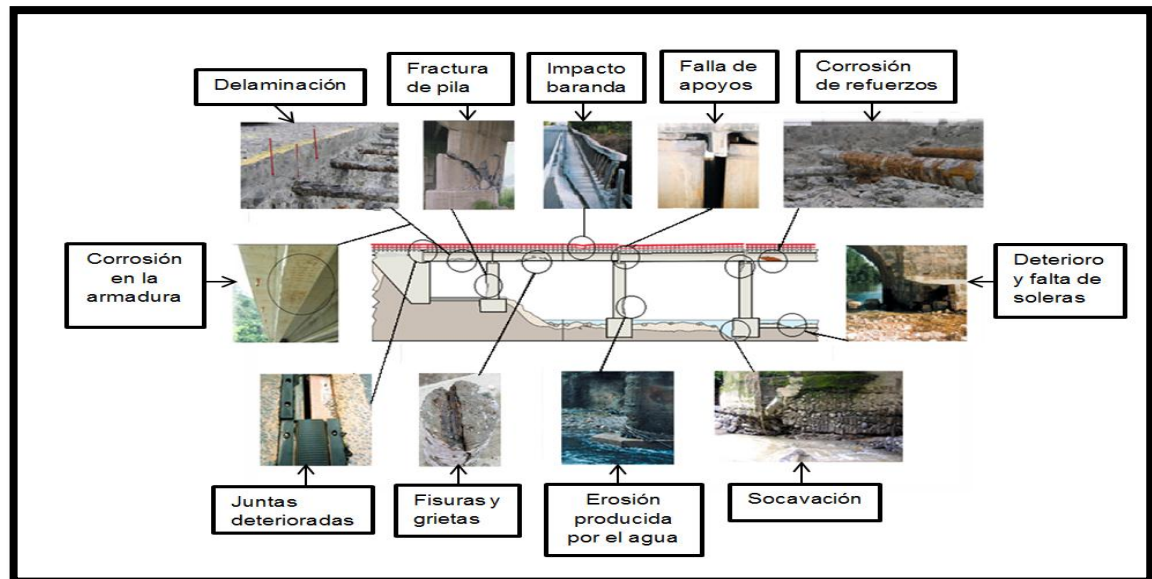
su condición logran una mejor adherencia, y en la parte derecha se observan torones con diferente diámetro que permiten inducir un pretensado en el hormigón.

Cada uno de estos tipos de refuerzos utilizados en puentes de concreto tiene sus fortalezas, debilidades y deterioros asociados a medida que avanza su tiempo de servicio.

2.3 DEFECTOLOGÍA PRESENTE EN PUENTES DE CONCRETO

Con el paso del tiempo, los materiales al estar en servicio empiezan a perder sus propiedades producto del deterioro causado por el ambiente al que están expuestos. De acuerdo a una investigación del Instituto Nacional de Vías (INVIAS), alrededor del territorio Colombiano, se presentan los siguientes tipos de daño indicados en la figura 2.

Figura 2. Daños típicos presentes en puentes de concreto reforzados y pre-esforzado.



Fuente: Universidad Nacional de Colombia (UN) – Instituto Nacional de Vías (INVIAS) [6]. Pág. 28.

2.4 MÉTODOS DE ENSAYOS NO DESTRUCTIVOS EMPLEADOS EN LA EVALUACIÓN DE PUENTES ^[3, 18, 33, 47]

La calidad de las estructuras de hormigón depende de muchos factores tales como el tipo de cemento, tipo de agregados, relación agua cemento, condiciones de curado, refuerzos utilizados, condiciones medioambientales y de servicio, además de hacer control durante la construcción y reunir todas las condiciones para obtener la calidad deseada.

La estimación de la calidad y estado en que se encuentra el puente de concreto no está ligada de manera exclusiva a la resistencia a la compresión del concreto, justamente por ello se requiere evaluar tanto el concreto como el acero de los refuerzos a través de ensayos no destructivos.

Los ensayos no destructivos dentro de su evolución han adquirido gran importancia y sus aplicaciones ya no solo se limitan a materiales metálicos. Los ensayos no destructivos aplicados en puentes de concreto en el escenario actual mundial han tenido grandes avances y ha llevado a muchas investigaciones.

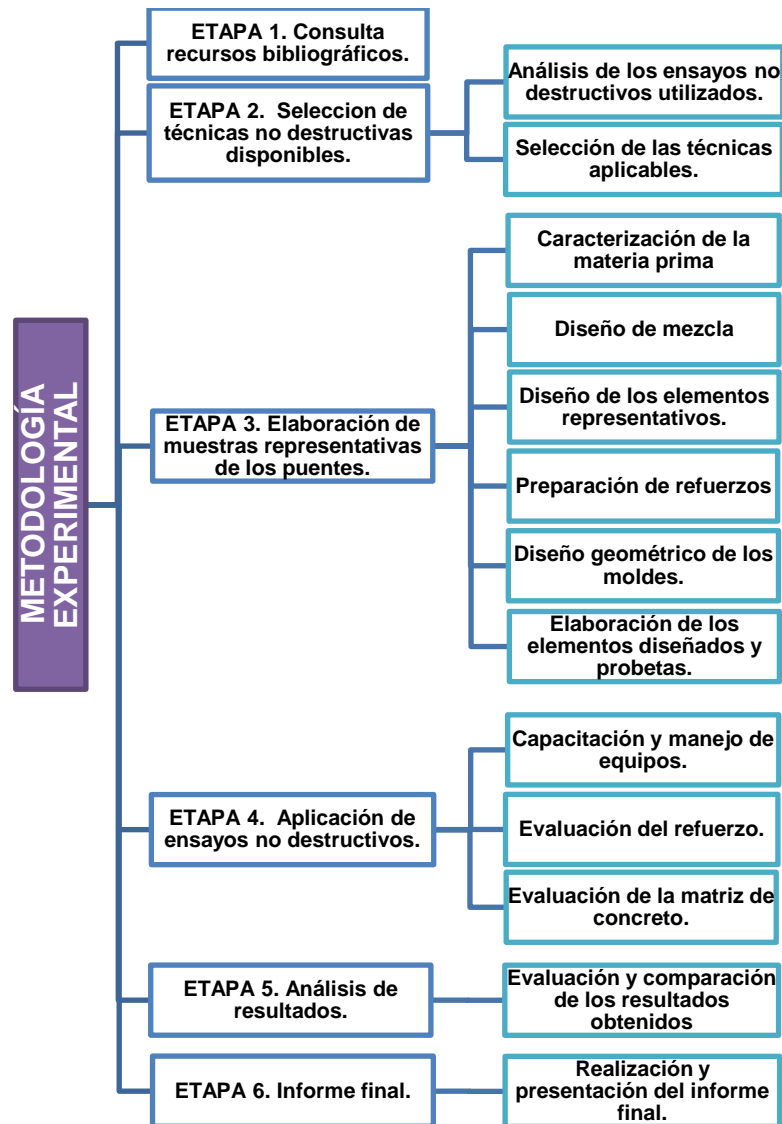
Dentro de las finalidades planteadas que deben cumplir los ensayos no destructivos en puentes se encuentran ^[36]:

- Estimación de la resistencia a la compresión in-situ.
- La identificación del perfil de refuerzo, medición del espesor del recubrimiento de concreto, diámetro y ubicación de la barras.
- Evaluar la presencia de corrosión en los refuerzos.
- Detección de la presencia de grietas, huecos, delaminaciones y deterioro presentado en puentes.
- Identificar y evaluar el deterioro por afectación química: cloruro, sulfato, contenidos alcalinos o grado de carbonatación.

3 METODOLOGÍA EXPERIMENTAL

En la Figura 3 Se presentan las etapas correspondientes a la metodología seguida en el desarrollo de la presente investigación. A continuación se describen cada una de ellas.

Figura 3. Metodología seguida en la investigación.



Fuente. Los autores

3.1 CONSULTA RECURSOS BIBLIOGRÁFICOS

Se revisaron diferentes recursos bibliográficos tales como artículos de las más recientes publicaciones de revistas nacionales e internacionales, normas técnicas, trabajos de grado, bases de datos y libros especializados. Se hizo énfasis en defectología típica presente en los puentes de concreto reforzado y pretensado, al igual que las técnicas no destructivas usadas para el hallazgo de los mismos. Esta información fue la base para el planteamiento de los ensayos y la discusión de resultados. Esta etapa se realizó durante todo el tiempo de la investigación.

3.2 SELECCIÓN DE TÉCNICAS NO DESTRUCTIVAS DISPONIBLES.

En esta etapa se llevó a cabo el análisis y selección de las técnicas no destructivas aplicables en la inspección de estructuras de concreto.

3.2.1 Análisis de los ensayos no destructivos utilizados. Con base en la bibliografía revisada, se analizaron las técnicas estudiadas en anteriores investigaciones, prestando especial interés en aquellas que permiten obtener resultados confiables en la evaluación de estructuras de concreto reforzadas y pretensadas. Con esta información se elaboró una tabla con las técnicas aplicables y sus principales características, la cual se presentara en el siguiente capítulo.

3.2.2. Selección de las técnicas aplicables. Teniendo en cuenta criterios técnicos y económicos, se escogieron las técnicas aplicables y disponibles para la presente investigación.

3.3 ELABORACIÓN DE MUESTRAS REPRESENTATIVAS DE LOS PUENTES

Para el desarrollo de esta etapa se llevaron a cabo las siguientes actividades: caracterización de los materiales a emplear y diseño de mezcla, diseño

geométrico de los elementos representativos, diseño geométrico de los respectivos moldes, preparación de los refuerzos con y sin afectación y elaboración de los elementos diseñados. A continuación se detalla cada una de estas actividades.

3.3.1 Caracterización de la materia prima. Las materias primas empleadas en la fabricación de los elementos representativos fueron las siguientes: agregado grueso, agregado fino, cemento portland tipo 1, agua potable, aditivo plastificante, varillas de refuerzo y torones. Estas fueron caracterizadas siguiendo las prácticas recomendadas en las Normas Técnicas Colombianas.

3.3.1.1 Agregado grueso y fino. Para la elaboración de la mezcla se utilizó grava como agregado grueso y arena como agregado fino. Debido a que estos agregados son los mismos a los empleados en una investigación anterior [38], se tomaron los resultados para la realización del diseño de mezcla.

3.3.1.2 Cemento. Para esta investigación se utilizó cemento portland tipo I. Este cumple con las especificaciones mecánicas, químicas y físicas, establecidas en las prácticas recomendadas por las normas NTC 121^[27] y NTC 321^[22]. La caracterización de este agregado se realizó con el objetivo de conocer su densidad según la norma NTC 221^[21] requerida para la el diseño de mezcla. La densidad obtenida del cemento fue de 3030 Kg/m³.

3.3.1.3 Aditivo plastificante. De acuerdo a este tipo de estructuras, se requiere que estas alcancen altas resistencias mecánicas, siendo necesario en el diseño de mezcla contemplar el uso de un aditivo plastificante reductor de agua de alto poder fluidificante para concreto. Este aditivo es recomendado para concretos de alto desempeño, fuertemente reforzado, para losas y concretos de baja relación agua cemento. Cumple con los requerimientos citados en la norma ASTM C-494. La

densidad del mismo fue requerida para el diseño de mezcla, a continuación se presenta la información técnica del aditivo suministrada por el fabricante [15, 44].

Apariencia: Líquido de baja viscosidad


Color: Café

Contenido de Cloruros: Ninguno

Densidad: 1.145 kg/l +/- 0.02 kg/l

3.3.1.4 Agua potable. El agua empleada para la elaboración de los elementos representativos, fue suministrada por el Acueducto Metropolitano de Bucaramanga AMB. Se verificó la calidad del agua, estableciéndose que no superaba los límites permisibles principalmente de cloruros, carbonatos, sulfatos, sales y otros compuestos que recomienda la norma NTC 3459^[23], esta información se presenta en la tabla 1 resaltándose los resultados del mes en que fue elaborada la mezcla.

Tabla 1. Análisis de control de calidad del agua

No Aplica F CC 507-006 Rev.:0		CALIDAD FISICOQUIMICA Y MICROBIOLÓGICA PROMEDIO MENSUAL DEL AGUA TRATADA RED DE DISTRIBUCION																		
LABORATORIO DE CONTROL CALIDAD AGUAS																				
MUNICIPIO:	BUCARAMANGA	AÑO:	2013																	
PARAMETROS MES	Parámetros Físicoquímicos													Parámetros Microbiológicos				Σ IRCA MENSUAL		
	No. Muestras Físicoquímicas	Cloro residual mg Cl ₂ /L	Turbiedad UNT	Color aparente Unidades Pt-Co	pH	Olor y Sabor 0: Aceptable 1: No Aceptable	Aluminio mg AIL	Alcalinidad mg CaCO ₃ /L	Dureza mg CaCO ₃ /L	Cloruros mg Cl/L	Sulfatos mg SO ₄ /L	Hierro mg Fe/L	Nitratos mg NO ₃ /L	Nitritos mg NO ₂ /L	No. de Muestras Microbiológicas	Muestras Positivas Coliformes Totales	% Aceptabilidad Coliformes Totales		Muestras positivas E. Coli	% Aceptabilidad E. Coli
Enero	90	0,95	0,84	4,5	7,50	0	0,04	57,9	77,3	4,2	29,3	N.D.	1,2	N.D.	180	0	100	0	100	0,13
Febrero	84	0,91	1,39	8,0	7,28	0	0,07	43,8	64,2	3,8	22,4	0,14	1,5	N.D.	168	0	100	0	100	1,36
Marzo	90	0,97	1,15	6,5	7,36	0	0,07	51,7	71,7	4,1	29,1	0,19	1,1	N.D.	180	0	100	0	100	0,73
Abril	87	0,92	1,21	5,6	7,30	0	0,05	56,8	88,3	5,8	43,1	N.D.	1,0	N.D.	174	0	100	0	100	0,49
Mayo	93	0,92	1,61	8,1	7,15	0	0,08	43,3	61,3	2,8	25,7	N.D.	1,2	N.D.	186	0	100	0	100	1,31
Junio	91	0,90	0,99	5,9	7,46	0	0,05	52,5	66,3	3,8	25,3	N.D.	1,2	N.D.	180	0	100	0	100	0,56
Julio	93	0,94	0,81	4,5	7,56	0	0,03	57,6	78,7	5,1	33,8	N.D.	1,0	N.D.	186	0	100	0	100	0,14
Agosto	93	0,90	0,78	4,1	7,38	0	0,05	51,5	75,5	4,0	32,2	N.D.	1,0	N.D.	186	0	100	0	100	0,28
PROMEDIO	90	0,93	1,10	5,9	7,37	0	0,06	51,9	72,9	4,2	30,1	N.D.	1,2	N.D.	180	0,0	100	0,0	100	0,63
RES. 2115/07	3/día	0,3-2,0	0-2	0-15	6,5-9,0	ACEP	0-2	200	300	260	250	0,3	10	0,1	0/día	0	100	0	100	0-5
Convenciones:	mg/L: miligramos por litro UNT: Unidades Nefelométricas de Turbiedad Unidades Pt-Co: Unidades de Platino Cobalto IRCA: Índice de Riesgo de Calidad del Agua ND: No Detectable																			
Nota:	El IRCA promedio, determinado en este periodo con los parámetros ensayados y establecidos en la Resolución 2115 de 2007, clasifica el agua "sin riesgo" y "apta para el consumo humano"																			

Fuente: Acueducto Metropolitano de Bucaramanga [8].

3.3.1.5 Barras de refuerzo y torones de pretensado. Se utilizaron barras o varillas de acero corrugadas con diámetro nominal de ½" por ser de mayor aplicación en estructuras viales. Además, se utilizaron torones de pretensado de

siete hilos para puentes con diámetro nominal de $\frac{1}{2}$ ". Los torones de refuerzo se evaluaron por medio del equipo espectro fotómetro de emisión óptica se evaluaron para conocer su composición química, en el laboratorio ubicado en la sede de la UIS en Guatiguará. Los resultados obtenidos se presentan en el siguiente capítulo. Los refuerzos se cortaron de acuerdo a las medidas establecidas en el diseño de los elementos representativos de manera que pudieran ser fijados en el molde de madera, garantizando su ubicación exacta sin ser afectado por el vertimiento del concreto.

3.3.2 Diseño de mezcla. El diseño de mezcla debido a que se trata de elementos representativos de puentes, se elaboró siguiendo el método de la American Concrete Institute ACI 211, con base en los resultados obtenidos de las pruebas de caracterización anteriores.

El diseño de mezcla se realizó con una relación agua/cemento $a/c=0.35$, con aditivo plastificante reductor de agua, para cuatro losas de $1 \times 1 \times 0.1 \text{ m}^3$ y 18 cilindros los cuales fueron utilizados para realizar pruebas de compresión. El diseño se realizó con base a un metro cúbico de concreto para una resistencia de 35MPa. Los resultados obtenidos se presentan en el siguiente capítulo.

3.3.3 Diseño de los elementos representativos. Para el diseño de los elementos representativos se tuvieron en cuenta los siguientes aspectos: tipos de elementos representativos de los puentes, dimensiones mínimas que permitieran su elaboración y evaluación a nivel de laboratorio de acuerdo a la frecuencia manejada por el equipo de ultrasonido, la distribución de los refuerzos y recubrimiento, además la defectología presente en este tipo de estructuras. Para la realización de cada uno de estos puntos se tuvieron en cuenta las Normas Sismo Resístete NSR-10 capítulo C.9, la Norma Técnica Colombiana 4325 y el manual para la inspección visual de puentes y pontones donde se caracteriza la

defectología típica presente en puentes. Los resultados se presentan en el próximo capítulo.

3.3.4 Preparación de refuerzos. Se indujeron diferentes grados de deterioro en las barras de refuerzo y torones, llevándose a cabo un proceso de corrosión acelerado con diferentes tiempos de exposición (2, 3 y 4 semanas) en una solución salina (al 4% de NaCl) para la obtención de tres grados de corrosión (bajo, medio y alto) respectivamente, y deterioro inducido mecánicamente simulando fracturas y reducciones de diámetro productos de la corrosión. En el siguiente capítulo se presenta el registro fotográfico.

3.3.5 Diseño geométrico de los moldes. Para la elaboración de los elementos representativos ya determinados, fue necesario diseñar moldes para fundir cada uno de ellos, estos se elaboraron con base en las medidas establecidas en el diseño de los elementos representativos utilizando tabla de pino para el cuerpo y para el fondo tabla triplex. Los elementos fueron dispuestos de tal forma que se mantuvieran las dimensiones durante la fundida. En las tablas laterales se hicieron perforaciones para fijar los refuerzos y asegurar su ubicación durante el vertimiento de concreto, (ver figura 4a). Las dimensiones internas fueron de 1m x 1m x 0.1 m.

3.3.6 Elaboración de los elementos diseñados y probetas. Los elementos representativos y probetas para la evaluación de la resistencia a la compresión se elaboraron en el laboratorio de caracterización de materiales ubicado en el edificio Álvaro Beltrán Pinzón de la escuela de ingeniería Civil de la UIS.

El proceso inició con la adecuación del lugar y preparación de los materiales a utilizar pesando las cantidades requeridas por medio de una balanza analítica, luego fueron ubicados los moldes a una altura del piso para facilitar el desencofrado y manipulación. Se limpiaron, se les impregnó grasa en los vértices

y A.C.P.M en la superficie de las caras internas del molde para que la mezcla no se adhiriera facilitando el desmoldado, (ver figuras 4b, 4c, 4d).

Luego se procedió a realizar la mezcla según el diseño realizado con base en la caracterización de las materias primas, con relación agua/cemento de 0.35. De acuerdo al proceso de elaboración de la mezcla y las probetas como señala la norma NTC 1377^[20], primero se agregó la arena, seguido el cemento mezclando hasta lograr homogenizar, luego se agregó la grava, seguidamente se adicionó el agua con el aditivo plastificante disuelto en ella, logrando una mezcla homogénea como se observa, (figura 4e).

Preparada la mezcla, se procedió al llenado de los moldes lo cual se realizó siguiendo los procedimientos generales expuestos en la norma NTC 1377^[20]. Después de la compactación, la superficie fue aplanada por medio de una regla. Además de cada elemento representativo, fueron elaborados cilindros para pruebas de compresión siguiendo la norma citada. (ver figuras 4f, 4g, 4h).

Los elementos representativos se dejaron fraguar entre 48 y 72 horas en los moldes a temperatura ambiente humedeciéndolos después de las 24 horas. Se esperó este tiempo para el desencofrado con el fin de evitar posibles pérdidas de material en los bordes (ver figuras 4i, 4j). Seguidamente los elementos representativos se sometieron al proceso de curado en condiciones especiales, siendo cubiertas por plástico y humedecidos constantemente con el fin de proveer el agua necesaria para su hidratación (ver figura 4k). Las probetas cilíndricas para el ensayo de compresión se curaron sumergidas en agua (ver figura 4l).

3.4 APLICACIÓN DE ENSAYOS NO DESTRUCTIVOS

En esta etapa se aplicaron sobre los elementos representativos las técnicas no destructivas antes seleccionadas. Inicialmente se hizo la capacitación, manejo de

equipos y luego la evaluación del refuerzo y la matriz de concreto. Adicionalmente se realizaron ensayos de compresión sobre las muestras de concreto para referencia de la resistencia a la compresión.

Figura 4. Proceso de elaboración de los elementos representativos y las probetas.

			
<p>a) Diseño y elaboración de los moldes.</p>	<p>b) Preparación de los materiales.</p>	<p>c) Aplicación de A.C.P.M. y grasa en los moldes.</p>	<p>d) Preparación de los moldes.</p>
			
<p>e) Preparación de la mezcla.</p>	<p>f) Llenado de materiales.</p>	<p>g) Aspecto superficial de los ER.</p>	<p>h) Aspecto superficial de los cilindros.</p>
			
<p>i) Desencofrado</p>	<p>j) Desencofrado.</p>	<p>k) Proceso de curado.</p>	<p>l) Proceso de curado.</p>

Fuente: Autores

3.4.1 Capacitación y manejo de equipos. Se llevó a cabo el respectivo conocimiento y entrenamiento del manejo de los equipos seleccionados, se recibieron instrucciones a cerca del funcionamiento, manejo y calibración, además se estudiaron los manuales de cada equipo y sus respectivas normas.

3.4.2 Evaluación del refuerzo. Con la aplicación de los ensayos no destructivos, se evaluaron los refuerzos existentes dentro de la estructura de concreto. Se estudió su ubicación, dimensiones y estado.

3.4.3 Evaluación de la matriz de concreto. Con la aplicación de los ensayos no destructivos, se analizó la calidad y presencia de delaminaciones en la matriz del concreto.

3.4.4 Pruebas de resistencia a la compresión. Con el fin de poder hacer una verificación de los resultados obtenidos por medio de las pruebas no destructivas seleccionadas, se llevaron a cabo pruebas de resistencia a la compresión con los cilindros elaborados de cada elemento representativo.

3.5. ANÁLISIS DE RESULTADOS

Esta etapa contiene los resultados obtenidos de cada una de las técnicas seleccionadas, de acuerdo a su aplicación y lugar en que se aplicaba.

3.5.1 Evaluación y comparación de los resultados obtenidos. Los resultados obtenidos fueron analizados a medida que se iban aplicando cada una de las técnicas y se realizó un análisis comparativo entre ellas.

3.6 INFORME FINAL

3.6.1 Realización y presentación del informe final. Con la información obtenida se procedió a realizar el informe final del proyecto, el cual será presentado por escrito y sustentado en la Escuela de Ingeniería Metalúrgica y Ciencia de Materiales.

4. RESULTADOS Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

En este capítulo se presentan los resultados obtenidos en el desarrollo de las etapas indicadas en la metodología experimental y su respectivo análisis.

4.1 SELECCIÓN DE TÉCNICAS NO DESTRUCTIVAS DISPONIBLES.

Con base a la bibliografía consultada, se llevó a cabo una revisión de las técnicas no destructivas aplicadas en la inspección de estructuras de concreto. Con previo análisis de la información y utilizando criterios técnicos y económicos, se llevó a cabo la selección de las técnicas aplicables en la presente investigación.

4.1.1 Análisis de los ensayos no destructivos utilizados. A partir de la revisión bibliográfica, se identificaron técnicas no destructivas dirigidas a la evaluación del estado y ubicación de los refuerzos, resistencia y estado de la matriz de concreto incluyendo la defectología más frecuente. En la tabla 2 se presentan algunas de las técnicas empleadas en la evaluación de los refuerzos, la resistencia del concreto, y la defectología más frecuente en este tipo de estructuras^{[3], [18], [34]}. Para cada técnica se estableció su aplicación, principio físico, equipo utilizado y norma o normas técnicas aplicables.

Tabla 2. Técnicas empleadas en la evaluación de estructuras de concreto.

TÉCNICAS PARA EVALUAR PRESENCIA DE CORROSIÓN Y UBICAR BARRAS DE REFUERZO				
TÉCNICA	APLICACIÓN	PRINCIPIO	DESCRIPCIÓN DEL EQUIPO	NORMA
Detector y localizador de barras	Localización de barras, medición del diámetro y espesor de recubrimiento de concreto sobre el refuerzo.	Medición del cambio de un campo electromagnético causado por el acero embebido en el concreto.	Dispositivo con panel de operación, sonda universal y el ScanCar.	-DIN 1045
Potencial de media celda	Probabilidad de corrosión en el acero de refuerzo.	Se mide el potencial eléctrico de un punto de la superficie del refuerzo	Electrodo de Cu/CuSo ₄ , conexiones y	-ASTM 876-91

		comparado con el potencial del electro de referencia.	voltímetro de alta impedancia	
Prueba de carbonatación	Detectar profundidad carbonatación.	Reacción química de una solución al 0.2% de fenofaleína en etanol produciendo un color magenta indicando pH menor a 10.	Solución química.	-UNE 83993-1:2009.
Indicador de humedad	Determinar la humedad relativa del hormigón y la temperatura.	Sonda basada en la capacitancia eléctrica de un sensor dieléctrico que se dilata por la humedad, la capacitancia varia siendo convertida en de voltajes que indican la RH.	Dispositivo indicador, Sonda de medición, mangos de medición, taladro.	ASTM F2170-09
Resistividad eléctrica	Detectar cambios en la resistividad del concreto asociados probablemente a daños por corrosión o humedad	A partir de cambios en el voltaje de la corriente que se pasa a través del concreto se determina la resistividad eléctrica.	Cuatro electrodos, voltímetro, amperímetro y fuente de corriente alterna.	-ASTM WK37880

TÉCNICAS PARA EVALUAR LA MATRIZ DEL CONCRETO				
TÉCNICA	APLICACIÓN	PRINCIPIO	DESCRIPCIÓN DEL EQUIPO	NORMA
Velocidad de Pulso Ultrasónico (VPU)	Evaluación de la uniformidad del concreto, presencia de grietas y vacíos. Permite establecer correlaciones con la resistencia a la compresión y el módulo de elasticidad.	La velocidad de un haz de ondas ultrasónicas al atravesar un material depende de la densidad y de sus propiedades elásticas. Una alta velocidad indica alta calidad de concreto en términos de densidad, uniformidad y homogeneidad.	Generador de impulsos eléctricos; transductores emisor y receptor.	ASTM C597-02 EN 12504-44 NTC 4325
Martillo de rebote para ensayos de hormigón	Determinación de puntos débiles y resistencia a la compresión del hormigón.	El rebote elástico de una masa depende de la dureza de la superficie sobre la cual incide. La dureza del material (concreto) está relacionada con su resistencia a la compresión.	El equipo consiste en una pesa tensada con un muelle, la pesa es lanzada contra el hormigón, midiendo el índice de rebote.	NTC 3962 ASTM C80 5-85
Ensayo de adherencia	Medir la resistencia a la adherencia de revestimientos. Determina la	Resistencia al arranque de un núcleo de 50 mm de diámetro y 15 mm de profundidad, es un ensayo semi-destructivo.	El disco de prueba es pegado al núcleo y atornillado al acople del husillo	ASTM D 4541 ASTM D 7522 ASTM C

	resistencia a la tracción de la superficie del hormigón.		de tracción, cuenta con una base que facilita la transmisión de fuerza al husillo.	1583 ASTM D 7234
Radar de penetración	Técnica de imagen geofísica basada en ondas electromagnéticas permitiendo el monitoreo y la exploración de superficies.	Una antena emite señales de alta frecuencia de 50 a 1600 MHz penetrando el concreto emitiendo pulsos. La energía reflejada es detectada y se utiliza para generar una imagen del subsuelo	Unidad de control, radares de penetración, antenas, generador de impulsos, monitor de video, conexiones, vehículo de traslación.	ASTM: D 6087-08
Termografía infrarroja	Detección de discontinuidades y defectos, a través de cambios en temperatura superficial de la muestra.	Se basa en la detección de cambios del flujo de calor ocurridos en un material, debido a la presencia de anomalías internas.	Cámara termográfica con una lente de infrarrojos.	ASTM: E 1311, E 1213, E 1543
Impact-Echo	Defectos y grietas internas	Un haz de ondas de baja frecuencia (1-60 KHZ) se introduce en el concreto y se evalúan las ondas reflejadas.	Fuente de impacto, transductor de desplazamiento y un ordenador	ASTM C 1383
Medición de permeabilidad	Mediciones de permeabilidad para análisis de durabilidad en concreto.	Medición del paso de un fluido a través del concreto.	Dispositivo indicador, panel de operación, bomba de vacío con conexiones, unidad de control,	SN 505 252/1

Fuente: Guidelines on non-destructive testing of bridges ^[1,2,12,18, 34,]

4.1.2 Selección de las técnicas aplicables. Una vez conocidas las principales técnicas no destructivas aplicadas en la evaluación estructural de los puentes, citadas en la tabla 2, algunas de ellas fueron seleccionadas para esta investigación, teniendo en cuenta criterios técnicos como aplicabilidad en la estructura real, relevancia de la información obtenida de los resultados, eficiencia en el consumo de energía, portabilidad, costos relacionados con la adquisición, mantenimiento del equipo y ejecución de las pruebas. En esta investigación además fue limitante la disponibilidad de los equipos evaluados considerando los equipos existentes en los laboratorios de la Universidad Industrial de Santander y

de empresas de la región que realizan análisis no destructivo de integridad estructural.

Para la presente investigación se seleccionaron las técnicas de inspección visual, detector y localizador de barras de refuerzo, termografía infrarroja, velocidad de pulso ultrasónico y martillo de rebote. Siendo el detector de barras la única técnica disponible para la inspección de los refuerzos y las técnicas restantes para la inspección de la matriz de concreto.

Para la realización de estas pruebas se emplearon los siguientes equipos: el **Profometer 5+ ScanLog** para la evaluación de los refuerzos, la cámara **Fluke TI125** para la aplicación de la técnica de termografía infrarroja, los equipos **CNS Farnell** tipo **PUNDIT plus MODEL PC 1006** y el equipo marca **Olson Instrument NDE360 SE-1** para la aplicación de la técnica de VPU, y el esclerómetro marca **Betonprüfhammer PCE-HT-225a** para la aplicación de la técnica de martillo de rebote. El registro fotográfico de los equipos se muestra en el anexo C.

4.2 ELABORACIÓN DE MUESTRAS REPRESENTATIVAS DE LOS PUENTES.

A continuación se presentan los resultados obtenidos de esta etapa relacionada con la caracterización de materias primas, el diseño de mezcla, diseño y elaboración de los elementos representativos de los puentes.

4.2.1 Caracterización de la materia prima. A continuación se presenta la composición química de del material de refuerzo barras y torones. La primera fue suministrada por el fabricante y la segunda obtenida en los laboratorios de la universidad.

Composición química de las barras. La composición química de las barras fue suministrada por el distribuidor, y cumplen con las condiciones de calidad

expuesta en la norma ASTM A 706 (Especificación normalizada para barras de acero de baja aleación lisa y corrugada para refuerzo de concreto) con una composición química adecuada (ver tabla 3).

Tabla 3. Composición química de las barras.

COMPOSICIÓN QUÍMICA VARILLA [%]		
ELEMENTO	[%] Max.	ASTM A706 [%] Max.
Carbono	0.30	0.33
Manganeso	1.50	1.56
Fósforo	0.035	0.043
Azufre	0.045	0.053
Silicio	0.50	0.55

Fuente: Ficha técnica del fabricante.

Composición química de los torones. La composición química se obtuvo por medio del equipo espectro fotómetro de emisión óptica ubicado en el laboratorio de la sede investigativa de las UIS en Guatiguará. Los resultados corresponden a un acero aleado de alta resistencia y su composición se muestra en la tabla 4.

Tabla 4. Composición química del torón.

COMPOSICIÓN QUÍMICA DE TORÓN %									
Elemento	C	Si	Mn	P	S	Cr	Mo	Ni	Cu
%	0.625	0.318	0.737	0.037	<0.150	0.207	0.145	0.075	0.099
Elemento	Al	Mg	N	Nb	Pb	Sn	Ti	V	W
%	0.034	0.101	0.075	0.042	0.30	0.049	0.021	0.017	4.730
Elemento	Fe	Se	Zr	Zn	As	Bi	Co	N	
%	91.28	0.061	0.020	0.036	0.043	0.030	0.044	0.075	

Fuente: Laboratorio de espectro fotometría de emisión óptica – UIS Guatiguará.

4.2.2 Diseño de mezcla. Partiendo de los resultados de caracterización de las materias primas ^[13], se elaboró el diseño de mezcla. En la tabla 5 se indican las cantidades en masa y volumen de los diferentes materiales para un metro cúbico de concreto con relación agua cemento a/c=0.35 para 35MPa, a partir del diseño de mezcla se calcularon los valores empleados en cada probeta cilíndrica para

pruebas de compresión y elemento representativo de acuerdo a su volumen. La ficha técnica del plastificante recomienda reducir 12% del agua calculada en el diseño mostrado, estos cálculos se realizaron en el momento de preparar la mezcla. El tamaño máximo del agregado grueso fue de ¾"- 19mm y el módulo de finura del agregado fino fue de 2.82.

Tabla 5. Diseño de mezcla

DISEÑO DE MEZCLA PARA UN METRO CÚBICO DE CONCRETO		
Constituyente	MASA [Kg]	VOLUMEN [m³]
Agua	202	0.2020
Cemento	517.143	0.1905
Agreg. Grueso	944.353	0.3552
Agreg. Fino	659.191	0.2524

Fuente: Los autores

4.2.3 Diseño de los elementos representativos. Se seleccionó la losa maciza como elemento representativo, debido a que esta hace parte de la superestructura o tablero de un puente y recibe directamente la carga viva transmitiéndola a la subestructura. Además la losa o tablero cuenta con diferentes tipos de refuerzo, aspecto de interés en esta investigación (barras y torones). En cuanto a las dimensiones de los elementos representativos se determinó elaborar losas de 1m x1m siguiendo recomendaciones de personal experto en estructuras. El espesor de la losa se estableció teniendo en cuenta dos criterios: el primero consideró los mínimos establecidos por la norma NTC 4325^[25] para la técnica de VPU con el método directo, indicando que la dimensión mínima permisible para una frecuencia de 54 KHz es de 83 mm y el segundo criterio se basó en el recubrimiento de concreto sobre los refuerzos recomendados en la Norma Colombiana De Construcción Sismo Resistente NSR-10^[40], donde se indican los requisitos de resistencia y funcionamiento de elementos estructurales. Se determinó un espesor de 10 cm para las losas (ver figura 5).

Con base en la información revisada y teniendo en cuenta los espesores de recubrimiento de concreto sobre los refuerzos, grados de daño por corrosión y defectología típica presente en la matriz de concreto se determinó elaborar cuatro losas detalladas a continuación:

La losa uno se denominó de referencia y consta de 6 refuerzos (3 barras y tres torones de $\frac{1}{2}$ " de diámetro) en buen estado, ubicados a profundidades de 1.9, 4.4 y 6.9 cm respectivamente. (Ver figura 5a y 5b)

Losa dos: con base en la bibliografía consultada [11, 29, 39.] se establecieron cinco grados de corrosión para las barras de refuerzo: bajo, medio alto, reducción severa de diámetro desde 20% hasta 60% localizado en dos varillas una de ellas fracturada. Además se incluyó un refuerzo sano para comparación. Estos refuerzos fueron ubicados a una separación constante de 14.3 cm y recubrimiento de concreto de 4.4 cm. En el registro fotográfico se presentan los grados de daño mencionados, (figura 6a-6j). En la tabla 6 se presentan las características geométricas de las barras preparadas.

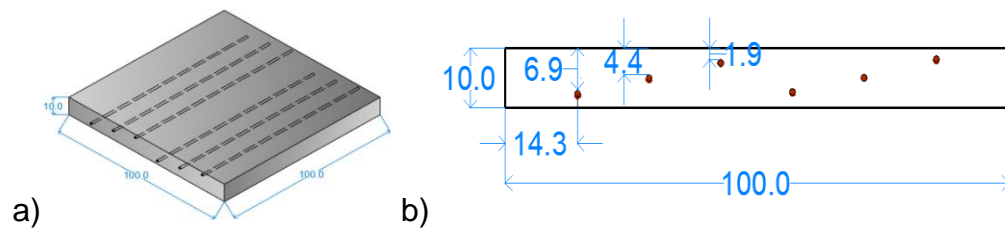
Losa tres: de igual manera que en la losa dos, para la losa tres se dispuso de 6 torones; el daño consistió en fractura de 1 a 4 hilos en dos torones, reducción severa de diámetro de 30%, 45% y 55% distribuido en un torón, corrosión severa en un torón (reducción significativa de diámetro no uniforme) y fractura del torón, además de un torón sano para comparación, estos refuerzos son ubicados a una separación constante de 14.3 cm y recubrimiento de concreto de 4.4 cm. En el registro fotográfico se presentan los grados de daño mencionados, (figura 7a-7m). En la tabla 7 se presentan las características geométricas de los torones preparados.

Losa 4: con el objetivo de evaluar defectología típica presente en la matriz, se elaboró la losa cuatro sin refuerzos, esta cuenta con tres láminas internas de

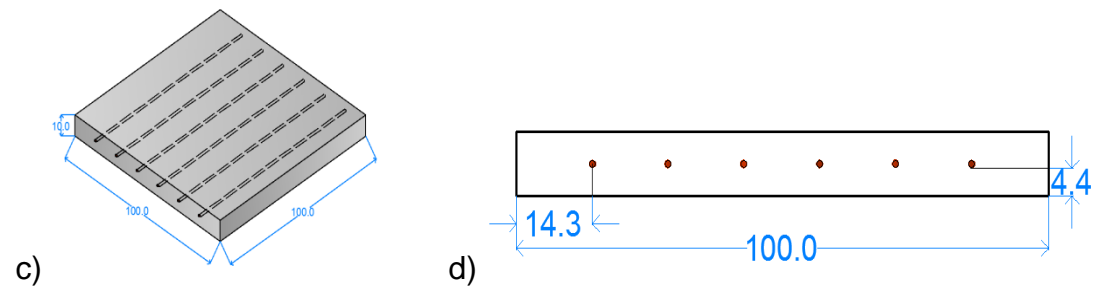
poliestireno de 15 x 15 cm y con un espesor de 1.5 cm a profundidades de 1.9, 4.4 y 6.9 cm, simulando delaminaciones originadas por los productos de corrosión de los refuerzos.

Figura 5. Elementos representativos. a) Esquema losa 1 con 3 varillas y 3 torones con diferente recubrimiento. b) Vista frontal losa 1. c) Esquemas losa 2 y 3, con 6 varillas y 6 torones respectivamente. d) Vista frontal. e) Esquema losa 4. F) Vista frontal.

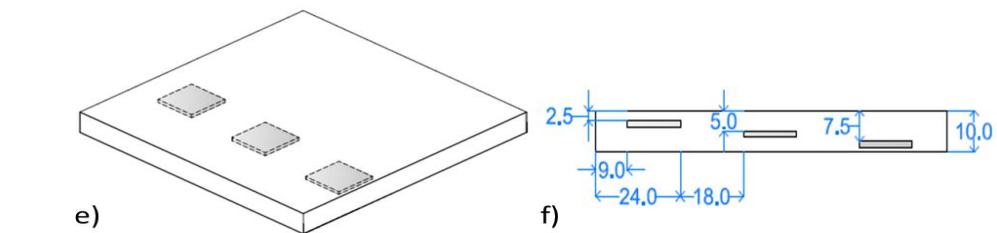
Losa 1



Losa 2 y 3



Losa 4



Fuente: Los autores

Tabla 6. Caracterización de las barras presentes en la losa 2

Barra	Grados de corrosión	Diámetro real [mm]	Diámetro con oxido [mm]	Longitud del daño [mm]
1	sana	12.7	12.7	
2	Bajo	12.7	13.2	-
3	Medio	12.7	13.5	-
4	Alto	12.7	12.2	-
Barras con reducción de diámetro				-
5	Reducción 1	10.16	-	-
	Reducción 2	11.43	-	-
	Reducción 3	8.89	-	-
6	Reducción 1 (43%)	-	-	100
	Fractura	-	-	30
	Reducción 2 (60%)	-	-	100

Fuente: Los autores

Tabla 7. Caracterización de los torones presentes en la losa 3


Torón	Hilos fracturados	Longitud del daño [mm]	
1	ninguno	ninguno	
2	2	10	
	3	10	
	4	10	
3	1	5	
	2	5	
	3	5	
	4	5	
Torones con reducción de diámetro			
	Reducción	Diámetro real [mm]	Longitud del daño [mm]
4	Reducción	6,7	200
5	Reducción 1 (55%)	5,75	120
	Reducción 2 (45%)	6,98	120
	Reducción 3 (30%)		120
6	Fractura	-	50






Fuente: Los autores

4.2.4 Preparación de los refuerzos. Los diferentes defectos inducidos simulan condiciones de deterioro avanzadas de un puente en funcionamiento. La elaboración de estos defectos se hizo partiendo de los resultados obtenidos de un estudio basado en métodos y técnicas de inspección para determinar corrosión en componentes de puentes^[29, 39], donde tuvieron acceso a restos de puentes que ya habían fallado o puentes que fueron demolidos, de los cuales fueron extraídos los refuerzos. Debido a la dificultad de obtener refuerzos que hubieran estado en servicio, se sometieron a corrosión acelerada y/o mecanizada, teniendo como referencia los refuerzos reales como una manera de aproximación a la realidad.

Se llevó a cabo un proceso de corrosión acelerado, obteniéndose una capa de óxido adherida a la superficie de mayor volumen y el diámetro fue medido teniendo en cuenta esta capa (ver figura 6b, 6c, 6d). El deterioro inducido mecánicamente se hizo mediante una piedra esmeril simulando reducciones de diámetro en las barras y en los torones (figuras 6e, 6f, 6g, 6h, 6i, 6j), y fractura de diferentes hilos del torón (figuras 6n, 6ñ, 6o, 6p) y fractura de los refuerzos en la, tabla 6 se presentan las dimensiones obtenidas para los refuerzos de la losa 2.

Figura 6. Defectología inducida a los refuerzos

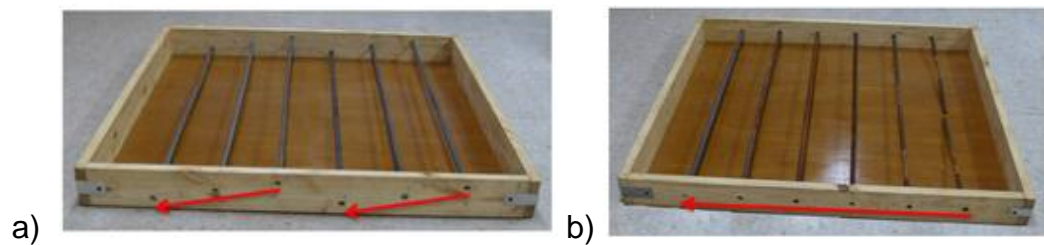
DEFECTOLOGÍA INDUCIDA A LAS BARRAS DE REFUERZO		
 a) Buen estado.	 b) Corrosión leve, $\varnothing=13.2$ mm	 c) Corrosión media, $\varnothing =23.5$ mm
 d) Corrosión severa, $\varnothing =12.2$ mm	 e) Reducción de \varnothing de 20%.	 f) Reducción de \varnothing de 10%.
		

g) reducción de \varnothing no uniforme menor a 50%.	h) Reducción de \varnothing de 43%.	i) Reducción de \varnothing de 60%.
 <p>J) Barra fractura y disminución de diámetro (barra 6)</p>		
DEFECTOLOGÍA INDUCIDA A LOS TORONES DE REFUERZO		
 <p>k) Vista frontal</p>	 <p>l) Torón en buen estado.</p>	 <p>m) Torón en buen estado.</p>
 <p>n) Rotura de un hilo del Torón.</p>	 <p>ñ) Rotura de dos hilos del torón.</p>	 <p>o) Rotura de 3 hilos del torón.</p>
 <p>p) Rotura de 4 hilos del torón.</p>	 <p>q) Corrosión severa del torón.</p>	 <p>r) Reducción de \varnothing de 30%.</p>
 <p>s) Reducción de \varnothing de 55%.</p>	 <p>t) Reducción de \varnothing de 45%.</p>	 <p>u) Falla (fractura).</p>
 <p>v) Torón con disminución de diámetro</p>		

Fuente: Los autores.

4.2.5 Diseño geométrico de los moldes. Para cada losa se elaboró un molde, respetando las medidas internas en el diseño, en las caras laterales se hicieron perforaciones para fijar los refuerzos y asegurar su ubicaciones después del vertimiento del concreto. Estos moldes permitieron la elaboración de los elementos representativos con las medidas determinadas. A continuación se muestran las imágenes: (ver figura 7a y 7b).

Figura 7. Moldes de madera. a) Molde para losa 1. b) Molde para las losas 2 y 3



Fuente: Los autores

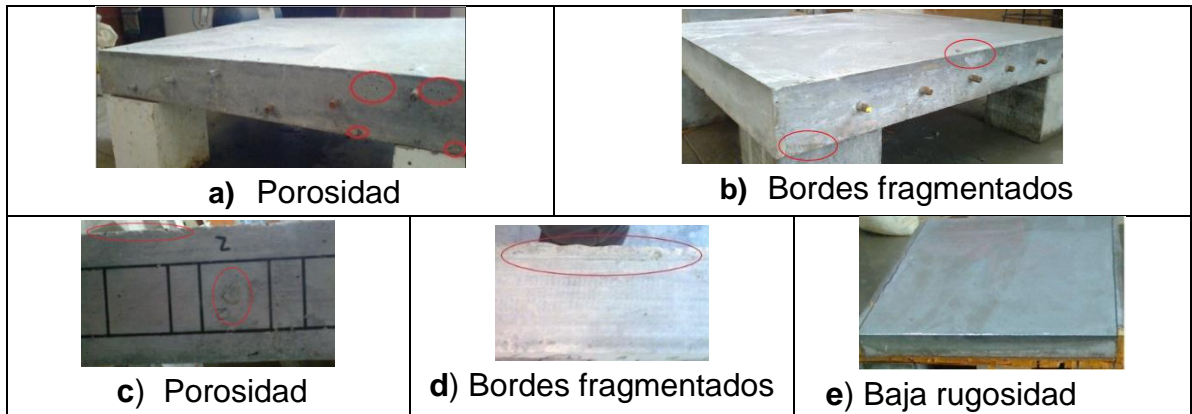
4.3 APLICACIÓN DE LOS ENSAYOS NO DESTRUCTIVOS.

A continuación se presentan los resultados obtenidos y su respectivo análisis de las técnicas de inspección visual, detector y localizador de refuerzos, termografía infrarroja, velocidad de pulso ultrasónico (VPU) y martillo de rebote.

4.3.1 Inspección visual. La inspección visual directa de las losas, permitió evaluar su condición superficial, pudiéndose definir las características de cada elemento. En la figura 8 se muestran los resultados de la evaluación superficial, observándose porosidad en las caras laterales y cerca del refuerzo. En las caras superiores e inferiores se observa un buen aspecto superficial, aunque se presentaron algunas curvaturas leves las cuales fueron corregidas usando piedra esmeril. Los bordes presentaron continuidad después del desencofrado pero en la posterior manipulación algunos de ellos se fragmentaron.

Los resultados obtenidos de este ensayo indican que la evaluación de las técnicas puede ser realizada debido a la poca influencia que estos defectos puedan causar debido a su cantidad, distribución y tamaño, además la superficie presenta baja rugosidad, como se observa en la figura 8.

Figura 8. Defectos superficiales presentes en los elementos representativos.



Fuente: Los autores

4.3.2 Detector y localizador de refuerzos (Profometer 5+ ScanLog). Esta evaluación consistió en realizar mediciones de diámetro y recubrimiento de concreto sobre cada refuerzo ^[42]. Para hacer estas lecturas en cada una de las losas, se trazó una cuadrícula de 10cm de ancho transversal a la ubicación de los refuerzos estableciéndose 10 franjas por cada losa, como guía para hacer el barrido. Se tomaron dos lecturas de diámetro y recubrimiento en cada zona de análisis.

En la tabla 8 se presentan los resultados obtenidos de recubrimiento y el diámetro medidos, adicionalmente se incluyen el recubrimiento real y diámetro real, así como el porcentaje de error en cada uno de ellos, obtenidos sobre la losa de referencia (losa 1) caracterizada anteriormente. Se aclara que las mediciones realizadas en los refuerzos de 69 mm fue en el rango alto de medición y las de menor recubrimiento en rango bajo de medición, recomendaciones hechas por el

fabricante. Cada valor presentado es el valor promedio de 20 datos a lo largo del refuerzo. En el anexo A se presentan los valores obtenidos en cada punto.

Tabla 8. Evaluación del error para cada recubrimiento y tipo de refuerzo

Tipo de refuerzo	Recubrimiento de concreto [mm]		Error [%]	Diámetro de refuerzo [mm]		Error [%]
	Real	Leído		Real	Leído	
Barra 1	19	18.55	-2.36	12.7	12.68	0.16
Barra 2	44	42.8	-2.72	12.7	13.81	8.74
Barra 3	69	67.85	-1.67	12.7	Sin lectura	--
Torón 1	19	23.3	22.63	12.7	13.82	8.81
Torón 2	44	44.4	0.9	12.7	16.17	27.3
Torón 3	69	64.15	-7.02	12.7	Sin lectura	--

Fuente: Los autores

La tabla 8 permite comparar las lecturas de cada recubrimiento y el diámetro de refuerzo así como el error experimental estimado en cada caso. En la medición del recubrimiento se observó un menor error en las barras que en los torones variando desde -2.36% hasta -1.67% en el caso de las barras y de 0.9% a 22.63% para el caso de los torones. En cuando a las mediciones del diámetro se pudo apreciar que al aumentar el espesor de recubrimiento de 19mm a 44m aumenta el porcentaje de error en ambos tipos de refuerzo mostrando un valor máximo de 8.74% para las barras y 27.3% para los torones. No se presenta lectura de diámetro para los refuerzos con recubrimiento de 69mm, probablemente porque este recubrimiento es muy cercano al límite de medición de diámetro del equipo (70mm). Lo anterior es debido a que el recubrimiento de concreto impide la recepción del campo electromagnético emitido por el refuerzo.

En la tabla 9 y 10 se presentan los resultados correspondientes a la losa 2. La tabla 9 indica las lecturas obtenidas de recubrimiento y diámetro de la barra sana, con grados de corrosión uniforme bajo, medio y alto, y en la tabla 10 la barra sana y las barras con reducciones localizadas de diámetro y fracturada.

Las tablas 9-12 utilizan la convención: Rp, D, b, t y L para identificar Recubrimientos promedio, Diámetros, barra, torón y Lectura de diámetros con el equipo, respectivamente.

Tabla 9. Resultados de medición de las barras con corrosión uniforme.

Valor real	Valores leídos barra 1		Valores leídos barra 2		Valores leídos barra 3		Valores leídos barra 4	
	Rp	Dp	Rp	Dp	Rp	Dp	Rp	Dp
	44 mm	1/2"	44 mm	13.2 mm	44 mm	13.5 mm	44 mm	12.2 mm
0-10	43.5	10.4	43	12.85	55.5	9.85	43	11.25
10-20	43.5	13.6	41.5	11.95	53	11.85	26	11.5
20-30	43.5	11	41.5	10.95	55.5	11.5	42.5	10.35
30-40	43	10.7	40.5	11.2	57	11.5	42.5	11.5
40-50	42.5	11	40.5	12.35	54	12.2	42	12.05
50-60	45	12.4	40	10.05	54.5	12.15	42	11.55
60-70	45.5	9.75	40.5	10.5	55.5	13	41.5	11.2
70-80	48.5	13.8	43	13.1	60	13	44.5	12.15
80-90	46	13	41.5	12.9	57	13	43.5	12.75
90-100	45.5	11.7	42	11.7	56	12	43.5	11.25
promedio	44,65	11.73	41.4	11.75	55.8	12	41.1	11.55
Error [%]	1.47	-7.63	-5.9	-10.98	26.8	-11.1	-6.59	-5.32

Fuente: Los autores

En la tabla 9 se muestra un ligero aumento del recubrimiento sobre la barra sana (barra 1) mientras que para las barras con capa de óxido (barra 2-3) relativamente pequeña los valores son menores al valor real y en la barra con capa de óxido mayor (barra3) el valor de recubrimiento leído es superior al real en 26.8%. Lo anterior permite evidencias el efecto significativo de la capa de óxido sobre la lectura de los recubrimientos.

Tabla 10. Resultados para barras con reducciones de diámetro y fractura.

Largo de barra	Valores reales Barra 5		% de reducción	Valores leídos barra 5		Valores reales barra 6		% de reducción	Valores medidos barra 6	
	Rp	Dp [mm]		Rp	Dp	Rp	Dp		Rp	Dp6
0-10	44	12.7	-	44.5	9.85	44	12.7	-	45	9.2
10-20	45.27	10.16	20	44.5	10.15	46.73	7.23	43	49	7.55
20-30	44	12.7	-	46	9.95	46.73	7.23	43	53	10.55
30-40	44.28	11.43	10	44.5	10.05	44	12.7	-	51	8.45
40-50	44	12.7	-	45.5	11.15	-	-	Fractura	51.5	x
50-60	44	12.7	-	44.5	10.7	44	12.7	-	51.5	9.95
60-70	44	12.7	-	43.5	10.55	47.8	5.08	60	55	X
70-80	45.9	8.89	30	47.5	9.3	47.8	5.08	60	54	X
80-90	45.9	8.89	30	48	11.5	44	12.7	-	53	10.55
90-100	45.9	8.89	30	45	9.4	44	12.7	-	45	9.9

Fuente. Los autores

Se puede apreciar en cuanto a las lecturas del diámetro valores menores a los reales en todos los casos aumentando el error al aumentar el grosor de la capa de óxido en las barras 2 y 3. El error obtenido de la barra 4 disminuye debido probablemente a la presencia de una menor capa de óxido, lo anterior muestra una influencia de la capa de óxido presente en las lecturas del equipo disminuyendo el valor leído respecto al valor real.

En la tabla 10 se aprecia que en zonas donde disminuye el diámetro (barra 5-6) los valores de recubrimiento leídos son mayores pero no corresponden a los esperados siendo mayores al valor real. En cuanto al diámetro se midieron reducciones significativas a lo largo de las barras 5-6, siendo más notoria la disminución para la reducción de 30%. Por lo anterior se puede decir que la técnica no tiene la sensibilidad suficiente para captar diferencias menores al 20% tanto en el recubrimiento como en el diámetro.

Las reducciones del 43% y 60% (barra 6) afectan los resultados obtenidos mostrando aumento en el grosor de recubrimiento y disminución en el diámetro, sin embargo los valores obtenidos difieren de los reales, además diámetros cercanos a 5mm y fractura de la barra no son leídos.

A partir de lo anterior se concluye que disminuciones de diámetro superior al 30% influyen en las lecturas obtenidas y los diámetros cercanos a 5mm no son leídos por el equipo. Los valores de recubrimiento y diámetro no corresponden con los reales.

En las tablas 11 y 12 se presentan los resultados obtenidos para las mediciones de recubrimiento y diámetro en la losa 3.

Tabla 11. Resultados de medición de los torones con hilos fracturados.

Largo del torón	Valores leídos torón 1		Hilos fracturados	Valores leídos torón 2		Hilos fracturados	Valores leídos torón 3	
	Rp	Dp		Rp	Dp		Rp	Dp
	44 mm	1/2"		44 mm	1/2"		44 mm	1/2"
0-10	45	12.8		43	11.75		41.5	12.5
10-20	46	12.65	1	43.5	11.7		42.5	13.5
20-30	46.5	10.8		44.5	11.05	1	42.5	13.35
30-40	47	10.75		46	13.1	2	44	15.55
40-50	45	11.05	2	46	11.55		43.5	15.15
50-60	46	11.3	3	45	11.15		45	12.05
60-70	45.5	13.75		41.5	12.5	3	43	13.2
70-80	46.	12.3	1	43	12.9		42.5	13.35
80-90	44	15		42	13.55	4	41	15.65
90-100	42	11.35		40.5	11		40.5	12.25
promedio	45.3	12.17	-	-	-	-	-	-
Error [%]	2.95	-4.17	-	-	-	-	-	-

Fuente. Los autores

Tabla 12. Resultados de medición de los torones con hilos fracturados y fracturada total.

Largo del torón	Valores leídos torón 4		% de reducción	Valores leídos torón 5		Valores leídos torón 6	
	Rp	Dp		Rp	Dp	Rp	Dp
	44 mm	1/2"		44 mm	1/2"	44 mm	1/2"
0-10	39.5	12		37.5	12.1	43	10.2
10-20	38.5	11.95		39	12	46	13.65
20-30	38.5	12.35	55	35.5	13.75	49	12.1
30-40	41.5	13.15		33.5	9.5	52.5	13.4
40-50	42.5	17.85	45	41	14.95	61	X
50-60	35.5	12.75	45	36	9.45	54	X
60-70	35.5	13.65		36.5	11.8	49	13.05
70-80	35	13.5	30	44	13.7	47.5	12.55
80-90	35.5	14.45		38.5	10.6	54.5	13.35
90-100	38.5	11.6		38	10.6	43	8.5

Fuente. Los autores

La tabla 11 indica las lecturas encontradas para el torón sano (torón 1) y dos torones con diferentes hilos fracturados (torón 2-3) y la tabla 12 presenta los mismos aspectos en torones con reducción severa localizada no uniforme (torón 4), torón con tres reducciones de 55, 45 y 30% (torón 5) y un torón con todos los hilos fracturados (torón 6).

En la tabla 11 se observa para el torón sano un error de 2.95% en la medición de recubrimiento y 4.17% en el diámetro. En cuanto a los torones con hilos fracturados (de 1 a 4 hilos) no fue posible observarlo en las lecturas ni de recubrimiento ni diámetro. En la tabla 12 se aprecia que no es detectada por la técnica una reducción severa no uniforme ni localizada. En la zona de fractura total del torón no fue posible obtener lectura de diámetro mostrando solo un aumento significando en el recubrimiento.

Del análisis anterior se puede evidenciar que la técnica de detector y localización de barras no tiene la capacidad de detectar fracturas de diferente número de hilos en el torón, ni encontrar reducciones significativas, ni fractura de este tipo de refuerzo. La losa cuatro no fue inspeccionada por este método debido a que no cuenta con refuerzos.


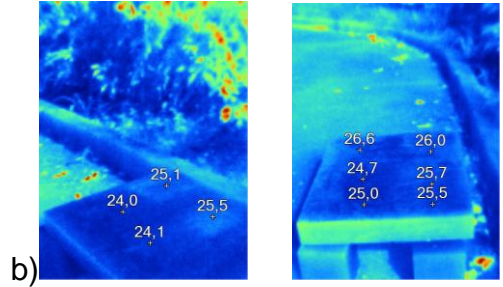

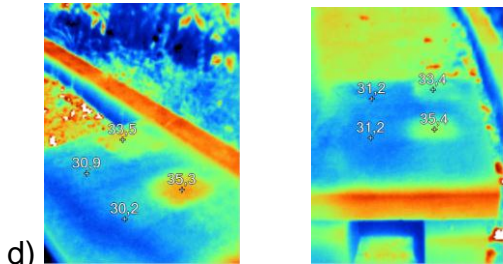

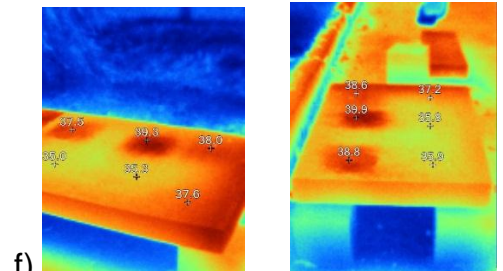
4.3.3 Termografía infrarroja. Esta técnica se aplicó solamente en la losa 4 con el fin de identificar delaminaciones (simuladas con poliestireno) en la matriz de concreto. Se indujo calentamiento intencionalmente con exposición al sol durante un tiempo total de 5 horas, lo cual está de acuerdo con lo indicado en la norma ASTM 4788-13 la cual señala una exposición mínima de 3 horas.

Las imágenes termográficas fueron tomadas a 3 diferentes horas 8:00am, 9:30am, y 11:00 am. Luego de obtenidas las imágenes termográficas se procedió a realizar un análisis completo con el software Smartview suministrado por el fabricante de la cámara termografía FLUKE.

A partir de la figura 9 se puede apreciar que en los registros realizados a las 8:00 am no se evidencia la presencia de las delaminaciones debido al poco calentamiento producido por el sol sobre la losa en estudio (ver figura 9 b). A las 9:30 am (una hora y treinta minutos después), se puede observar la diferencia de temperatura en algunas zonas las cuales adquirieron mayor calentamiento (ver figura 9d). En las zonas donde se presentaban las delaminaciones se alcanzaron temperaturas entre los 33 – 35 °C, mientras que en la matriz de concreto la temperatura estuvo alrededor de 30 °C. En los registros realizados a las 11:00 am (una hora y treinta minutos después del anterior registro), se puede evidenciar más notoriamente las tres delaminaciones ubicadas a diferentes profundidades en la losa (ver figura 9f).

En la figura 9 se presentan las imágenes visibles y termográficas a las diferentes horas de registro.

Figura 9. Imágenes visibles y termografías a diferentes horas.

Hora	Imagen visible	Imagen termográfica
<p>8:00 am</p>	<p>a) </p>	<p>b) </p>
<p>9:30 am</p>	<p>c) </p>	<p>d) </p>
<p>11:00 am</p>	<p>e) </p>	<p>f) </p>

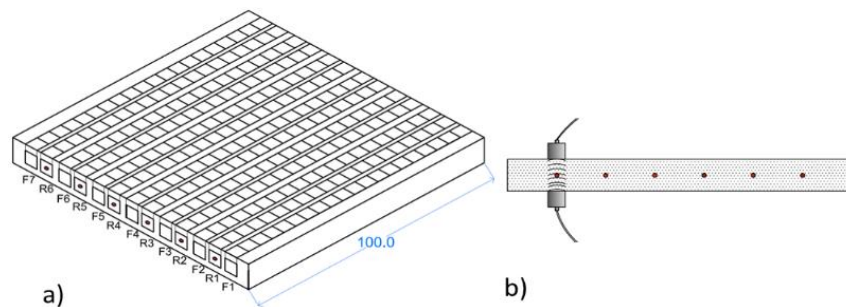
Fuente: Los autores.

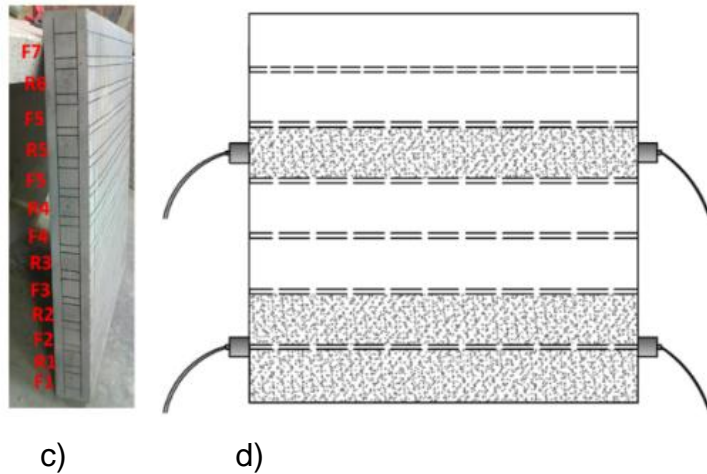
De acuerdo con el análisis realizado, la técnica de termografía infrarroja permitió detectar delaminaciones a diferentes profundidades, sin embargo, a medida que el espesor de la capa de concreto se hace mayor se pierde sensibilidad (ver anexo

A). La delaminación con mayor profundidad o mayor recubrimiento de concreto (6.9 cm) no es tan notoria a diferencia de las otras dos delaminaciones que se encontraban a 1.9 y 4.4 cm, por lo cual se haría difícil su identificación. Lo anterior aplica para las condiciones de experimentación indicadas.

4.3.4 Velocidad de pulso ultrasónico (VPU). Para la aplicación de la técnica de VPU, se hizo preparación de la superficie por medio de una piedra esmeril con el fin de tener superficies lisas y paralelas, luego se trazó una cuadrícula sobre la superficie de la losas de 5x5 cm sobre las zonas de los refuerzos y sobre la zona de concreto con el fin de tener una mejor ubicación de los transductores. Adicionalmente, se realizó la calibración de los equipos y se llevó a cabo la toma de las longitudes de trayectoria de la onda mediante un calibrador digital con dos cifras decimales. En cada punto de interés se hicieron dos lecturas cuidando de no superar el 2% de error establecido en la norma NTC 4325. Con el tiempo obtenido y distancia recorrida se calcula la velocidad de la onda. Se empleó una frecuencia de 54 khz y vaselina como acoplante para el equipo Pundit y gel suministrada por el fabricante para el caso del equipo Olson Instrument. La figura 10 muestra la ubicación de los transductores para el método directo.

Figura 10. Metodo de propagacion y recepcion de pulsos. a) Cuadrícula sobre la losa 1. b) Ubicación de los transductores perpendicular al refuerzo. c) cuadrícula lateral sobre la losa 1. d) ubicación de los transductores paralelos al refuerzo.

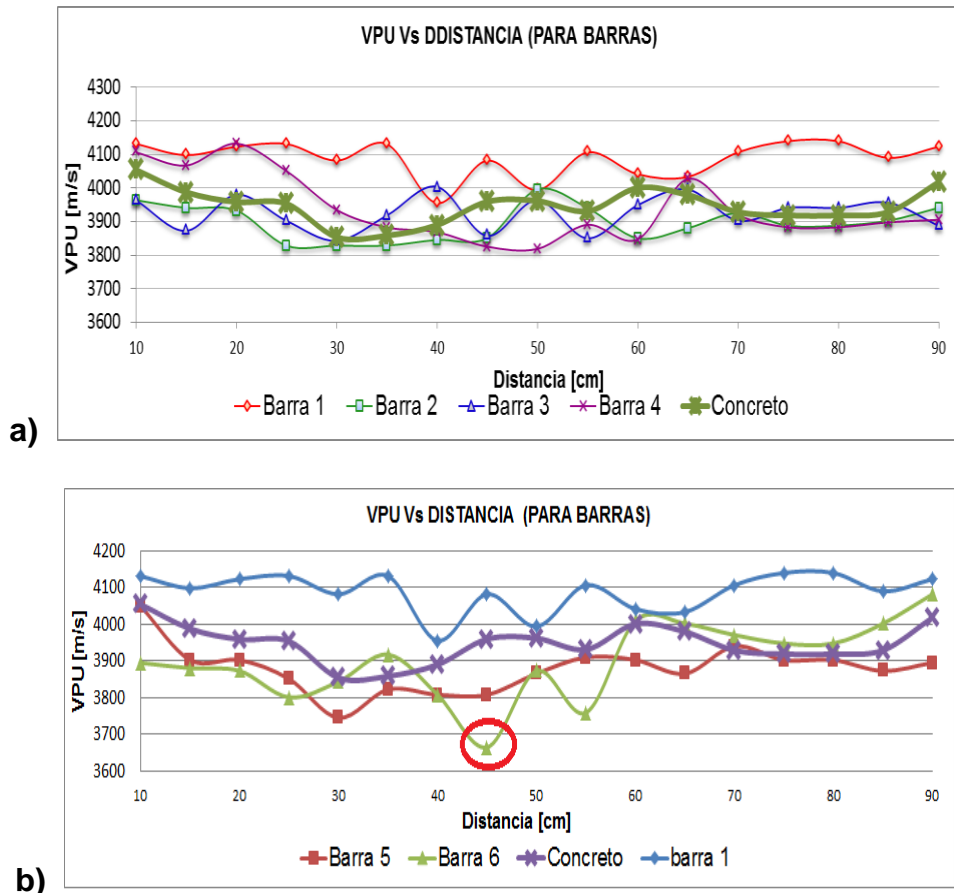




Fuente. Los autores

4.3.4.1 Evaluación por el método directo con barras de refuerzo perpendicular a la dirección del pulso. La evaluación del equipo se realizó haciendo un barrido de la losa siguiendo una cuadrícula marcada sobre la superficie como se muestra en la figuras 10a – 10c. La cuadrícula se hizo a lo largo de los refuerzos marcando con la letra R y en las zonas sin refuerzo la letra F (figuras 10a – 10c), estas cuadrículas garantizan la ubicación exacta de los transductores. En cada punto se tomaron dos datos de tiempo de tránsito de la onda aceptándose si estas presentaban un porcentaje de error inferior al 2% como recomienda la norma NTC 4325^[25], seguidamente se calculó la velocidad y se elaboró una gráfica con los perfiles de cada refuerzo y el promedio obtenido de las filas de concreto, teniendo en el eje X la distancia a la cual se está evaluando y en el eje Y en valor de VPU, (ver figuras 11a – 11b). Todos los datos tomados se presentan en el anexo B.

Figura 11. Comportamiento de la VPU método directo con barras perpendiculares a la dirección del pulso



Fuente. Los autores

Estas curvas muestran un comportamiento característico del concreto, y permite compararlo con los valores de VPU de zonas en donde está presente el refuerzo.

En la figura 11a, se observa que el concreto presentó valores de VPU entre 3724m/s hasta 4190m/s (con un valor promedio de 3946m/s) clasificándolo como un concreto de buena calidad según Malhotra^[34] (La resistencia a la compresión de este concreto fue verificada mediante ensayos destructivos). Adicionalmente se observa que la curva correspondiente a la zona de la barra 1, caracterizada anteriormente, presenta en todos los puntos mayor velocidad que la obtenida sobre los puntos de concreto, con un aumento de 141.67 m/s, mientras que las

VPU obtenidas sobre las barras 2, 3, 4 y 5 no sufren cambios significativos que permitan establecer la presencia perpendicular del refuerzo respecto a la dirección del pulso.

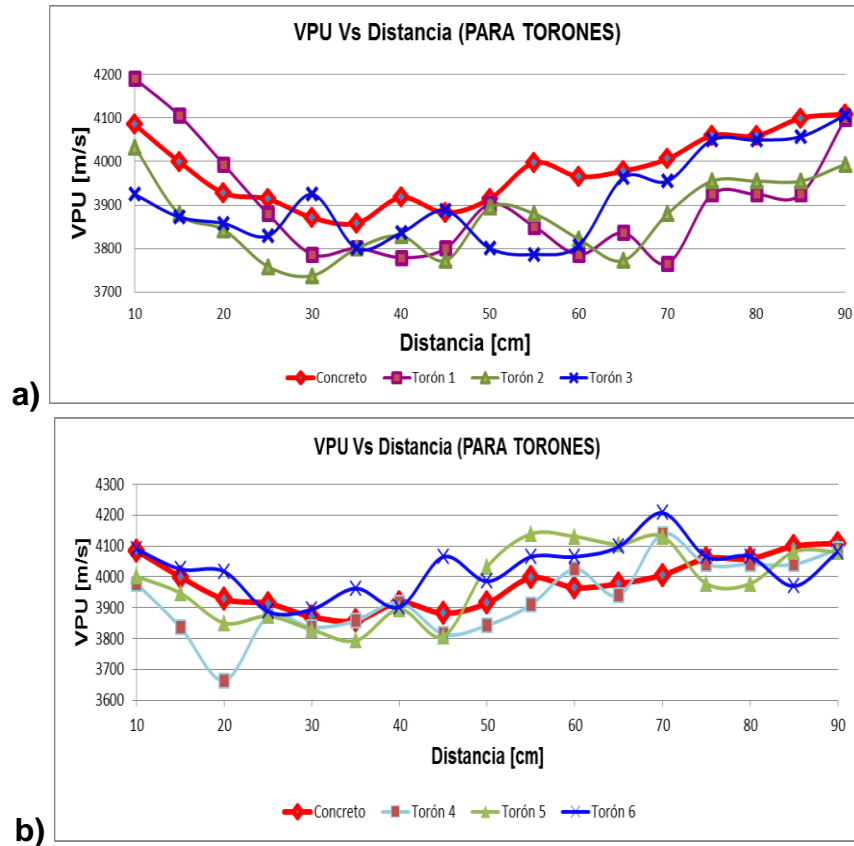
Los resultados obtenidos concuerdan con lo expresado en la norma NTC 4325^[25] confirmando lo mencionado sobre la influencia de las condiciones superficiales de la barra (sana y grados de corrosión) que pueden afectar las mediciones de VPU, mostrándose para la zona sobre la barra 1 velocidades mayores que para el VPU sobre las barras con diversos grados de corrosión (barras 2, 3, 4 y 5) .

Las VPU de la barra 6 mostrados en grafica 11b, muestra que aunque el refuerzo no presenta una influencia en el aumento de la velocidad medida, una falla (fractura del refuerzo) se reflejada en una disminución notoria de la velocidad coincidiendo con la zona de falla del refuerzo.

Finalmente, el resultado de la evaluación de la VPU en la losa dos, mostró la capacidad de la técnica para evaluar la calidad del concreto y además que la presencia de refuerzo en buen estado (barra 1) influyó levemente en el aumento de la VPU (141.67 m/s sobre el valor obtenido del concreto). Adicionalmente se pudo evidenciar la poca sensibilidad de la técnica para captar los diversos grados de daño presentes en el refuerzo. Lo anterior está asociado a la longitud de onda del haz sonoro a la frecuencia utilizada para la evaluación de concreto de 54KHz la cual no permite identificar la barra de ½" ni pequeñas variaciones en la sección transversal de la mismo^[25].

4.3.4.2 Evaluación por el método directo con torones de refuerzo perpendicular a la dirección del pulso. La evaluación de la técnica en la losa 3 se realizó siguiendo la misma metodología que en la losa anterior, y se obtuvieron los resultados mostrados en la figura 12. Los valores de las lecturas obtenidas se presentan en el anexo B.

Figura 12. Comportamiento de la VPU método directo con torones perpendiculares a la dirección del pulso



Fuente. Los autores

En la figura 12a se observan las curvas obtenidas de las mediciones de VPU realizadas a través de un barrido sobre los refuerzos comparándose con el promedio obtenido sobre las filas de concreto. Estas curvas muestran un comportamiento característico del VPU en el concreto y las curvas correspondientes a los torones no muestran ninguna variación relevante en la VPU, haciendo imposible por medio de esta técnica evaluar su ubicación y defectos como fractura de hilos del torón causados por corrosión o esfuerzos. En el caso del torón 6 (figura 12b), la falla (fractura total) fue desapercibida por el haz sonoro mostrando un comportamiento normal.

A partir de lo anterior se confirma la capacidad de la técnica para evaluar la matriz de concreto pero no la presencia y condición de los torones de ½”.

4.3.4.3 Evaluación por el método directo con barras de refuerzo paralelo a la dirección del pulso. La toma de datos se realizó con el objetivo de evaluar la influencia de los refuerzos paralelos a la trayectoria del pulso sobre las VPU con el método directo.

La evaluación de la técnica se realizó haciendo un barrido de la losa siguiendo una cuadrícula marcada en la superficie de las caras laterales como se muestra en la figura 10c-d. La cuadrícula se hizo de tal manera que el transductor coincidiera con las caras transversales de los refuerzos y sobre las filas de concreto (figura 10b).

En la tabla 13 se muestran los resultados promedio obtenidos por este método, así como la diferencia de VPU respecto al concreto sin refuerzo. Cada valor corresponde al promedio de dos lecturas en cada punto.

Tabla 13. Mediciones de VPU por el método directo con barras de refuerzo paralelos a la dirección del pulso.

VPU por el método directo [m/s]							
Concreto	Fila 1	Fila 2	Fila 3	Fila 4	Fila 5	Fila 6	Promedio
VPU [m/s]	3984.06	3990.59	3989.72	3972.4	3969.91	3969.91	3979.43
Refuerzo	Barra 1	Barra 2	Barra 3	Barra 4	Barra 5	Barra 6	
VPU [m/s]	4408.99	4133.11	3993.27	3990.7	4029.69	4023.71	
Δ VPU [m/s]	424.93	142.52	3.550	18.356	59.780	53.806	

Fuente. Los autores

De los resultados anteriores se confirma la capacidad de la técnica para evaluar la matriz de concreto obteniéndose un valor promedio de VPU de 3979.43m/s cercano al obtenido en el método directo indicado anteriormente.

En cuanto a los refuerzos, la zona sobre la barra 1, barra en buen estado, mostró la mayor diferencia de VPU con respecto al obtenido sobre concreto, mientras que las barras restantes mostraron un efecto despreciable respecto al concreto. Haciendo una comparación de las barras 1 a la 6 se observa como al aumentar el grado de corrosión y daño, disminuye el valor de VPU medido aproximándose al obtenido para el concreto. Lo anterior indica que las condiciones superficiales de las barras influyen en las mediciones de VPU para este tipo de refuerzo con el método aplicado. Esto es favorable en una inspección ya que se evidencia afectación sobre las barras reflejado en la VPU.

Los resultados de la tabla 13 permiten inferir que las mediciones de VPU con barras de refuerzo longitudinales a la dirección de propagación si tienen un efecto sobre los valores de VPU comparándose con los valores obtenidos en concreto; esto es debido a que el haz sonoro viaja parcialmente sobre el acero y sobre el concreto. Fue posible también encontrar que la condición superficial de las barras afecta la VPU indicando que la capa de óxido y daño afecta la velocidad con que el haz sonoro viaja en la barra de refuerzo.

4.3.4.4 Evaluación por el método directo con torones de refuerzo paralelo a la dirección del pulso. En la tabla 14 se muestran los resultados promedio obtenidos por este método, así como la diferencia de VPU respecto al concreto sin refuerzo. Cada valor corresponde al promedio de dos lecturas en cada punto.

Tabla 14. Mediciones de VPU por el método directo con torones de refuerzo paralelos a la dirección del pulso.

VPU por el método directo [m/s]							
Concreto	Fila 1	Fila 2	Fila 3	Fila 4	Fila 5	Fila 6	Promedio
VPU [m/s]	4101.90	4052.90	4027.98	4083.39	4061.56	4111.66	4073.23
Refuerzo	Torón 1	Torón 2	Torón 3	Torón 4	Torón 5	Torón 6	
VPU [m/s]	4180.42	4181.34	4245.81	4163.01	4159.83	4211.93	
Δ VPU [m/s]	78.52	128.44	217.83	79.62	98.27	100.27	

Fuente. Los autores

El valor de VPU promedio obtenido por este método en la losa 3 fue de 4073.23m/s cercano al valor obtenido para el concreto por los métodos anteriores.

De la observación de la tabla 14 en cuanto al efecto de la presencia de torones sobre las medidas de VPU se encontró que en todos los casos un aumento en la VPU por encima del valor del concreto en análisis. No se encontró ninguna relación entre el grado de daño del torón y la VPU presentando la técnica baja sensibilidad para captar el grado de daño presente en este tipo de refuerzos.

4.3.4.5 Comparación de los datos de VPU obtenidos mediante los equipos CNS Farnell tipo PUNDIT plus MODEL PC 1006, y Olson Instrument NDE360 SE-1. En la presente investigación se hizo una evaluación de los equipos mencionados con el fin confirmar la confiabilidad de los datos obtenidos a través del equipo **PUNDIT plus**. Para esto se realizaron medidas sobre algunos puntos utilizando el equipo **Olson Instrument NDE360 SE-1**, suministrado por una empresa de la región. Los valores obtenidos se encuentran muy cercanos a los leídos confirmando su confiabilidad y calibración con porcentajes de diferencia promedio de 2.88% sobre el concreto sin refuerzo y de 1.51% sobre concreto con refuerzo. Las mediciones se hicieron utilizando el método directo sobre la matriz de concreto y sobre los refuerzos en dirección perpendicular a la dirección del pulso. Los resultados se presentan en las tablas 15 y 16.

Tabla 15. Mediciones de VPU para cada uno de los equipos por el método directo sobre concreto.

Valores de VPU directo con refuerzos perpendiculares a la dirección del pulso					
VPU PUNDIT	VPU Olson Instrument	Diferencia [%]	VPU PUNDIT	VPU Olson Instrument	Diferencia [%]
4081.52	4138	-1.4	3786.20	4028	-0.4
4106.16	4219	-2.7	3850.49	3820.5	0.8
3828.82	4012	-4.6	3924.54	3948	-0.6
3939.69	4078.2	-3.4	3954.96	4006	-1.3
3887.16	4111	-5.4	3821.65	4026	-5.1
3843.24	4038	-4.8	3807.39	3956.5	-3.8
3850.49	4240	-9.2	3850.49	3914.5	-1.6
3939.69	4012	-1.8	3872.41	3945	-1.8
3932.10	4006	-1.8	3978.09	4008	-0.7
3887.16	4038.5	-3.7	3985.86	4038	-1.3
3879.77	4256	-8.8	3843.24	4028	-4.6
3744.51	3869	-3.2	4122.75	4138	-0.4
3909.50	4012	-2.6	4131.09	4201.5	-1.7
3902.03	4025.5	-3.1	3978.09	4025	-1.2
3909.42	4075.37	-4.1	3921.95	4005.93	-2.1

Fuente: Los autores

Tabla 16. Mediciones de VPU para cada uno de los equipos por el método directo sobre las barras perpendiculares a la dirección de pulso.

Valores de VPU directo en concreto					
VPU PUNDIT	VPU Olson Instrument	Diferencia [%]	VPU PUNDIT	VPU Olson Instrument	Diferencia [%]
4133.05	4150.98	-0.4	3879.77	3942	-1.6
4058.40	4033.342	0.6	3800.30	4010	-5.2
4065.29	3981.33	2.1	3843.24	4012	-4.2
4160.16	4258.20	-2.3	4114.44	4012	2.6
4092.69	3970.28	3.1	3917.01	3982	-1.6
3951.38	3850.63	2.6	3800.30	4038	-5.9
4033.12	4012	0.5	3917.01	4019	-2.5
3800.30	4025	-5.6	3879.77	3830	1.3
3744.51	4038	-7.3	3954.96	3982	-0.7
3872.41	3982	-2.8	3843.24	4025	-4.5
3991.13	4030.18	-1.0	3895.00	3985.20	-2.3

Fuente. Los Autores

4.3.5 Esclerómetro. Esta técnica se aplicó con el fin de estimar la resistencia a la compresión del concreto y ver la influencia de los refuerzos y delaminaciones sobre la misma. A través del esclerómetro se determinó el número de rebote y por medio de la curva de correlación del equipo se obtuvo la resistencia a la compresión estimada para cada punto. La técnica se aplicó después de 56 días de curado del concreto siguiendo las prácticas recomendadas en la Norma Técnica Colombiana NTC 3692^[24]. En algunas zonas se observó después del ensayo una leve marca dejada por la masa que golpea la superficie

El valor promedio obtenido del índice de rebote se ubicó en la respectiva gráfica del equipo según el ángulo de lectura 0° y 90° en este caso y se determinó la fuerza aplicada por unidad de superficie kg/cm². Del valor obtenido se hace la conversión a MPa con el fin de comparar los resultados con los obtenidos en las pruebas de compresión a 28 días. Los resultados se muestran en la tabla 17. Cada valor indicado corresponde al valor promedio de diez valores de lectura.

Tabla 17. Mediciones sobre las barras a diferentes profundidades

Influencia del refuerzo a diferente profundidad, medido a 0°				
	Recubrimiento [cm]	Índice de rebote	Resistencia a la compresión [MPa]	Error [%]
Barra 1	1.9	40	41.189	4.72
Barra 2	4.4	38	37.266	-5.24
Barra 3	6.9	38.2	37.756	4
Promedio			38.73	-1.52
Matriz de concreto	-	38.6	39.227	-0.26
f'c experimental	-	-	39.33	

Fuente: Autores

Los resultados anteriores presentan variación en la resistencia a la compresión dependiendo de la profundidad a la cual se encuentra el refuerzo de hasta 5.24%,

lo cual se debe probablemente a las diferencias del tiempo de curado del concreto y no al refuerzo. El valor promedio de resistencia obtenido sobre las zonas con refuerzo y sin refuerzo es menor al 1.52%.

4.3.5.1 Evaluación en la matriz de concreto de las losas 2 y 3.

El ensayo se realizó igual que en la primera losa, tomado los datos al azar en toda la superficie en zonas donde no hay refuerzo, evaluando solamente la matriz de concreto. Los resultados obtenidos se muestran en la tabla 18.

Tabla 18: Resultados de resistencia a la compresión con equipo de esclerómetro para las losas 2 y 3.

Evaluación del esclerómetro en la matriz de concreto a 0° a 56 días de curado			
	f'c [MPa] experimental a 28 días	Resistencia a la compresión [Mpa] esclerómetro	Error [%]
Losa 2	37.92	43.602	18.63
Losa 3	38.39	39.227	2.13

Fuente: Autores

Los resultados obtenidos de la losa 2 presentan un error de 18.63% mayor respecto a la resistencia a la compresión obtenido mediante pruebas destructivas. El error presentado en los resultados de resistencia a compresión de la matriz de concreto de la losa 2 se debió a posibles golpes en zonas con presencia de agregado grueso sub-superficial de mayor dureza y/o a la subjetividad del ensayo, siendo una causa la variación de ubicación del esclerómetro.

La losa 3 presentó un error de 2.13%. Teniendo en cuenta que se están comparando valores obtenidos con el esclerómetro a 56 días de curado con los obtenidos en las pruebas de compresión a 28 días de curado se concluye que los

resultados obtenidos son de gran precisión aproximándose al valor de resistencia a la compresión obtenido mediante pruebas destructivas.

4.3.5.2 Influencia de las delaminaciones a diferente profundidad en el número de rebote (losa 4). En la tabla 19 se presentan los resultados obtenidos por medio del esclerómetro y el valor de resistencia a la compresión experimental para la losa 4.

Tabla 19. Mediciones sobre las delaminaciones a diferentes profundidades.

Influencia de delaminaciones a diferente profundidad, medido a -90°				
	Profundidad [cm]	Índice de rebote	Fuerza aplicada por unidad de superficie [kg/cm²]	Resistencia a la compresión [MPa]
Delaminación 1	2.5	38.2	380	37.266
Delaminación 2	5.0	41.6	425	41.679
Delaminación 3	7.5	40	420	41.189
f'c (tabla 7)	-	-	-	36.55

Fuente: Autores

Los resultados obtenidos no muestran influencia de las láminas de poliestireno a diferente profundidad, mostrando solo variaciones leves respecto al valor obtenido en pruebas de compresión con menos días de curado (28 días), el menor número de rebote se obtuvo para la zona donde se encontraba la delaminación más superficial. Este resultado confirmó que los defectos o heterogeneidad a través de la sección transversal no fueron indicados por el número de rebote. En este sentido el equipo tiene como limitación que el resultado depende directamente de la superficie ensayada, afectando los resultados variables como el estado y presencia de sustancias en la superficie a ensayar.

4.4 COMPARACIÓN DE LAS TÉCNICAS ENSAYADAS

En la tabla 20 se presenta un resumen de las características ofrecidas por las técnicas no destructivas evaluadas en la presente investigación, utilizando losas como elementos representativos de puentes de concreto con y sin refuerzos (barras y torones) de ½” de diámetro.

Tabla 20. Comparación de las técnicas ensayadas

EVALUACIÓN CUALITATIVA DE LAS TÉCNICAS					
CRITERIO	Inspección visual	Detector de barras	Velocidad de pulso ultrasónico	Termografía	Martillo de rebote
Portabilidad	Si	Si	Si	Si	Si
Energía necesaria	N/A	Baterías AA (25 horas de servicio)	Batería recargable (20 horas)	Batería recargable (8 horas)	N/A
Sensibilidad	Alta para defectos superficiales	Baja	Buena para evaluación de la matriz de concreto	Alta para detección de delaminaciones	Buena para el estado superficial de la matriz de concreto
Calibración	N/A	Bloque de calibración	Barra de calibración	Automática	Probeta de calibración
Rapidez	Alta	Media	Media	Rápida	Rápida
Interpretación de datos	Fácil	Fácil	Medio	Fácil	Fácil
Costos	Bajos	Medio	Medios	Medios	Bajos
Aplicación	Evaluación superficial	Detectar refuerzos y recubrimientos	Evaluación de la calidad de la matriz de concreto	Detección de delaminaciones	Resistencia superficial del concreto

N/A: No aplica

Fuente: Los autores.

De esta experiencia se concluye que en la inspección de un puente es necesario utilizar técnicas no destructivas complementarias que brinden la suficiente sensibilidad para evaluar la matriz de concreto como el grado de deterioro en los refuerzos utilizados. La inspección visual es una técnica de gran utilización y brinda información solo del estado superficial de la estructura. No es preciso el uso

del profometer para la evaluación de refuerzos de ½” de diámetro. La técnica de VPU presentó alta sensibilidad para la evaluación de la matriz de concreto y poca capacidad para captar los daños presentes en los refuerzos empleados. La termografía presentó una alta sensibilidad para la detección de delaminaciones. Estos resultados se ven negativamente afectados por la profundidad a la cual se encuentran las delaminaciones. El esclerómetro aunque permite estimar con alta precisión la resistencia a la compresión del concreto, su alcance es solo superficial.

4.5 ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN.

Las probetas cilíndricas elaboradas con la mezcla de concreto de cada uno de los elementos representativos, se fallaron mediante pruebas de compresión a 1, 5 y 28 días de curado en el equipo de marca AMSLER. Los resultados obtenidos se presentan en la tabla 21.

Tabla 21. Resultados promedio de resistencia a la compresión a diferentes días.

RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN f'c [MPa]				
Tiempo [días]	Losa 1	Losa 2	Losa 3	Losa 4
1	9.68	7.28	7.85	6.8
5	30.05	29.98	29.93	30.2
28	39.33	37.92	38.39	36.55

Fuente: Los autores

Los resultados permiten comprobar que la resistencia a la compresión F_c' de cada losa aumenta a medida que transcurre el tiempo de curado y que se alcanza finalmente un valor de resistencia a la compresión cercano a los 35 MPa después

28 días. Este resultado es importante para la comparación con los obtenidos con las pruebas no destructivas.

Las líneas de fallas presentadas en cada uno de las probetas de concreto se clasificaron dentro de los tipos de falla considerados en la Norma NTC 673^[26], siendo el tipo 2 y 3 los observados en los cilindros evaluados.

5 CONCLUSIONES

A partir del desarrollo de la presente investigación, la cual fue dirigida a la evaluación de técnicas no destructivas aplicables en la inspección de elementos representativos de puentes de concreto reforzadas y pre-tensado, bajo las condiciones de experimentación establecidas, se puede concluir que:

- Para la evaluación de puentes de concreto es importante disponer de técnicas complementarias que permitan evaluar el estado y localización de los refuerzos como también el estado de la calidad de la matriz de concreto.
- Se seleccionaron con base a criterios técnicos y de disponibilidad de equipos, las técnicas de inspección visual, detector y localizador de barras, termografía infrarroja, velocidad de pulso ultrasónico (VPU) y martillo de rebote, como las técnicas a evaluar en la presente investigación.
- Se determinó utilizar como elemento representativo de los puentes losas de 1m x 1m x 0,1m, incluyendo barras corrugadas y torones como material de refuerzo con y sin daño típico inducido, además, se simuló delaminaciones utilizando láminas de poliestireno. Se utilizó concreto con relación agua cemento 0,35, tamaño máximo de agregado grueso de 19 mm, módulo de finura del agregado fino 2,82 y se utilizó aditivo plastificante.
- Aunque la inspección visual es una técnica de bajo costo que permite realizar evaluación superficial e identificar sitios críticos de la estructura, su alcance está limitado a defectos superficiales o que presenten manifestaciones en la superficie.

- En cuanto al detector y localizador de barras, este presentó baja sensibilidad para captar daños inducidos y simulados sobre los refuerzos empleados en esta investigación.
- La termografía infrarroja presentó alta sensibilidad para captar delaminaciones simuladas en la losa de concreto, disminuyendo calidad en la imagen para delaminaciones ubicadas a profundidades de 75% (7,5 cm) del espesor de la losa.
- Se verificó la capacidad de la técnica de VPU para la evaluación de la homogeneidad y calidad de la matriz de concreto, pero mostró baja sensibilidad para identificar los daños presentes en los refuerzos utilizados.
- Se comprobó que el equipo del laboratorio de ensayos no destructivos de VPU utilizado en la inspección de las losas, mostró resultados cercanos al equipo utilizado en la industria con diferencias menores al 9,2%.
- La técnica de martillo de rebote permitió estimar la resistencia a la compresión de la superficie del concreto, mostrando afectación en sus resultados producto del agregado grueso sub-superficial de mayor dureza y/o a la subjetividad del ensayo.

6 RECOMENDACIONES

Concluida la presente investigación se recomienda:

- Seguir un trabajo en esta área con el fin de estudiar otras técnicas que puedan facilitar la inspección de estructuras de concreto como puentes de una manera más precisa, económica y rápida.
- Aplicar las técnicas investigadas en elementos reales de los puentes de concreto reforzados y pre-esforzados, con el fin de confirmar la efectividad de estas técnicas en puentes.
- Realizar estudios de estas técnicas aplicadas a otras estructuras de concreto como edificios, puertos, y demás estructuras de concreto que requieran una inspección detallada y que su colapso pudieran causar una tragedia o cuantiosas pérdidas económicas y humanas.

BIBLIOGRAFÍA

- [1] AL GHORBANPOOR - WISCONSIN DEPARTMENT OF TRANSPORTATION. "Non-Destructive Testing of Wisconsin Highway Bridges: Final Report". Wisconsin. Marzo. 2003. 108p.
- [2] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (ACI). "Proporcionamiento de mezclas, concreto normal, pesado y masivo". México. ACI. 2001.
- [3] _____. "ACI 228: Nondestructive test methods for evaluation of concrete in structures". ACI 1998.
- [4] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). "ASTM D4788: Standard Test Method for Detecting Delaminations in Bridge Decks Using Infrared Thermography". ASTM 2013.
- [5] _____. "ASTM A416 / A416M: Standard Specification for Steel Strand, Uncoated Seven-Wire for Prestressed Concrete". Astm 2006.
- [6] _____. "ASTM C494/C494M. Standard Specification for Chemical Admixtures"
- [7] BRUCE, S.M. "Deterioration of Prestressed Concrete Bridge Beams". New Zealand. Mayo, 2009, Reporte 337. ISSN 1177-0600.
- [8] Calidad fisicoquímica y microbiológica promedio mensual del agua tratada. [En línea]. Acueducto Metropolitano de Bucaramanga S.A E.S.P. 2013. [Citado el 27 de octubre de 2013]. Disponible en: <<http://www.amb.com.co>>

[9] CARRIÓN, Francisco. LOMELÍ, María G. UINTANA, Juan. “La evaluación no destructiva de materiales estructurales y puentes México”. 2003, Publicación Técnica No. 231. ISSN 0188-7297.

[10] CODINACH, Marc. “Características del pretensado exterior”. [Online]. [Citado 26 de Octubre 2013]. Disponible en: <URL:<http://bibing.us.es/proyectos/abreproy/4163/fichero/PDF%252F1CAP%C3%8DTULO+1.pf>>

[11] CORDERO, Maricela. “Estudio de la vida útil de estructuras de hormigón pretensado frente a la corrosión por cloruros”. Barcelona, España. Tesis doctoral Universidad Politécnica de Cataluña, 2005.

[12] Clark, M. "Application of Infrared thermography to the non-destructive testing of concrete and masonry bridges". En: NDT & E International, vol.36, abril. 2003, pp. 265 - 275.

[13] DURAN, Nelson. PEÑA, Diana. “Estimación la resistencia a la compresión de concretos a partir de medidas de VPU por el método semidirecto.”. Trabajo de grado Ingeniero (a) Metalúrgico (a). Bucaramanga. Universidad Industrial de Santander (UIS). 2013

[14] Estadísticas reportadas por The Welding Institute. [online]. Visitado en marzo de 2013. [Disponible en internet]: URL:<<http://www.twi.co.uk/home/>>.

[15] FICHA DE DATOS DE SEGURIDAD EUCON 35F. Disponible en: <http://www.toxement.com.co/pdfs/HS - EUCON 35F.pdf>

[16] FLUKE TI-125. “Manual de uso cámara termografica FLUKE TI125”. FLUKE. Febrero de 2012.

[17] GONZALEZ, William. “Propuesta de una metodología no destructiva para la inspección de puentes de concreto reforzado en servicio”. Trabajo de grado de ingeniería metalúrgica. Bucaramanga. Universidad Industrial de Santander (UIS). 2012. 102 p.

[18] GOVERNMENT OF INDIA MINISTRY OF RAILWAYS. “Guidelines on non-destructive testing of bridges”. Agosto. 2009. 133p.

[19] INSTITUTO COLOMBIANO DE NORMAS TÉCNICAS Y CERTIFICACIÓN (ICONTEC). “NTC 121: Cemento Portland. Especificaciones físicas y mecánicas”. Segunda edición. Bogotá D.C Colombia. ICONTEC. 1982.

[20] _____. “NTC 1377: Elaboración y curado de especímenes de concreto para ensayos de laboratorio”. Primera edición. Bogotá D.C Colombia. ICONTEC. 1994.

[21] _____. “NTC 221: Método de ensayo para determinar la densidad del cemento hidráulico”. Segunda edición. Bogotá D.C Colombia. ICONTEC. 1999.

[22] _____. “NTC 321: Cemento Portland. Especificaciones químicas”. Segunda edición. Bogotá D.C Colombia. ICONTEC. 1982.

[23] _____. “NTC 3459: Agua para la elaboración de concretos”. Primera edición. Bogotá D.C Colombia. ICONTEC. 2001.

[24] _____. “NTC 3962: “método de ensayo para medir el número de rebote del concreto endurecido”. Primera edición. Bogotá D.C Colombia. ICONTEC. 1995.

[25] _____. “NTC 4325: “Método de ensayo para la determinación de la velocidad de pulso ultrasónico a través del concreto”. Primera edición. Bogotá D.C Colombia. ICONTEC. 1997.

[26] _____. “NTC 673: Ensayo de resistencia a la compresión de cilindros normales de concreto”. Segunda edición. Bogotá D.C Colombia. ICONTEC. 2000.

[27] _____. “NTC 121: Cemento Portland. Especificaciones físicas y mecánicas”. Segunda edición. Bogotá D.C Colombia. ICONTEC. 1982.

[28] JAIMES, Mayra. Carreño Sandra. “Relación entre la velocidad de pulso ultrasónico y la resistencia a la compresión para concretos sin refuerzo adicionados con humo de sílice y escoria”. Proyecto de grado ingeniería metalúrgica. Bucaramanga, Universidad Industrial de Santander (UIS). 2011.

[29] JONES, Lawrence. “Inspection Methods & Techniques to Determine Non Visible Corrosion of Prestressing Strands in Concrete Bridge Components”. Tesis de maestría. Lehigh University. 2010. 254p.

[30] LUIS E, Yamin. DANIEL, Ruiz. “Vulnerabilidad sísmica de puentes en Colombia y estrategias para rehabilitación”. En: Revista de ingeniería Universidad de los ANDES. Mayo 2001, No 13, 7p.

[31] KHATEREH, Vaghefi. “Application of thermal IR imagery for concrete bridge inspection”. En: CEE. Octubre, 2011. 13p.

[32] MINISTERIO DE TRANSPORTES DE COLOMBIA - SISTEMA DE PUENTES DE COLOMBIA (SIPUCOL) - INSTITUTO NACIONAL DE VIAS (INVIAS). “Inspección Principal de puentes: Manual del Usuario”. Bogotá, 1999. 73 p.

[33] MONTES, Enrique. H. MARTÍN, Luisa. “Hormigón armado y pretensado, concreto reforzado y pre-esforzado”. Primera edición. TEP. España. 2007. 402 p.

[34] NAIK, T.R; MALHOTRA, V.M. y POPOVICS, J.S. “The Ultrasonic Pulse Velocity Method”. En: MALHOTRA, V.M. y CARINO, N.J. “Handbook on nondestructive testing of concrete”. Segunda edición. USA: ASTM, CRC press LLC, 2004. p. 1-12.

[35] NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM - TRANSPORTATION RESEARCH BOARD - NATIONAL RESEARCH COUNCIL. “Nondestructive Methods for Condition Evaluation of Prestressing Steel Strands in Concrete Bridges”. United States, Marzo. 1999. 81 p.

[36] NILSON, T. ARTUR, L. SARTORTI. “Identificación y análisis de patologías en puentes de carreteras urbanas y rurales”. En: Revista Ingeniería de Construcción. Abril, 2011. Vol. 26 No1. 24p.

[37] PAULO HELENE, FERNANDO PEREIRA. “Manual de rehabilitación de estructuras de hormigón”. Red Rehabilitar-CYTED, Brasil: 2003. 586 p.

[38] PÉREZ, Nelson. RODRÍGUEZ, Diana. “Estimación de la resistencia a la compresión de concretos a partir de medidas de vpu por el método semidirecto”. Proyecto de grado ingeniería metalúrgica. Bucaramanga, Universidad Industrial de Santander (UIS). 2013.

[39] PHILIP, Edward. “Condition evaluation of concrete bridges relative to reinforcement corrosion”. Washington. 1999. Cap 8. 105 p. ISBN: 309-05264-5.

[40] REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE “NSR 10: reglamento colombiano de construcción sismo resistente”. Segunda

edición. Bogotá D.C Colombia. Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. 2010.

[41] RIPPER, T. SOUZA, V. "Pathology, rehabilitation and strengthening of concrete structures". Primera edición. Sao Paulo. Pini, 2003. 54p.

[42] PROFOMETER 5+ SCANLOG. "Manual de operación sistema de detección de barras Modelo S/SCANLOG". PROCEQ. Octubre de 2013

[43] SANTIAGO, Guzmán. "Modelización del deterioro de tableros de puentes de hormigón por difusión de cloruros y corrosión de la armadura pasiva". Tesis doctoral. Madrid. Universidad politécnica de Madrid. Universidad politécnica de Madrid. 2010. 222p.

[44] TOXEMENT. EUCON 35F. "Reductor de agua de alto poder fluidificante para concreto". Disponible en: http://www.toxement.com.co/pdfs/Eucon_35_F.pdf.

[45] UNIDAD DOCENTE DE HORMIGÓN ESTRUCTURAL. "Departamento de Mecánica de los Medios Continuos y Teoría de Estructuras: Hormigón armado y pretensado". Madrid, Mayo. 2003. 28 p.

[46] UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA - INSTITUTO NACIONAL DE VIAS (INVIAS). "Estudio e Investigación del Estado Actual de las Obras de la Red Nacional de Carreteras. Manual para la Inspección Visual de Puentes y Pontones". Bogotá, 2006. 53 p.

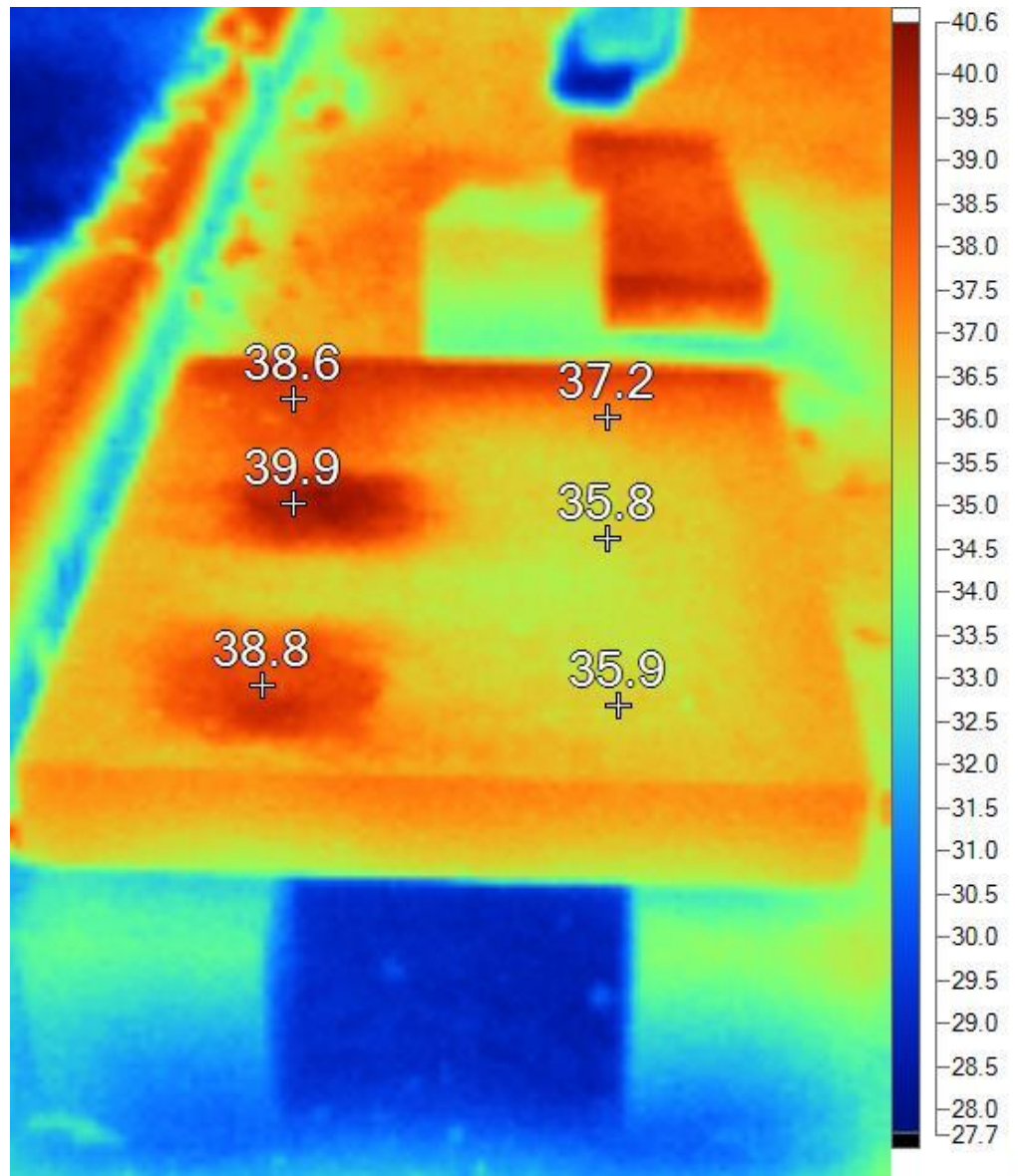
[47] WILMAN MUÑOZ PRIETO. "Aseguramiento de la calidad de obras de reparación tipo en puentes". En: Tecnura. Enero-junio, 2001, vol 4, No.8, p.8-16.

[48] ZKAMER TUNCBILEK. "Technology combines NDT methods to inspect prestressed concrete for corrosion". En: Materials performance. Noviembre 2012, Vol. 51, No. 1, p 17-19

ANEXOS

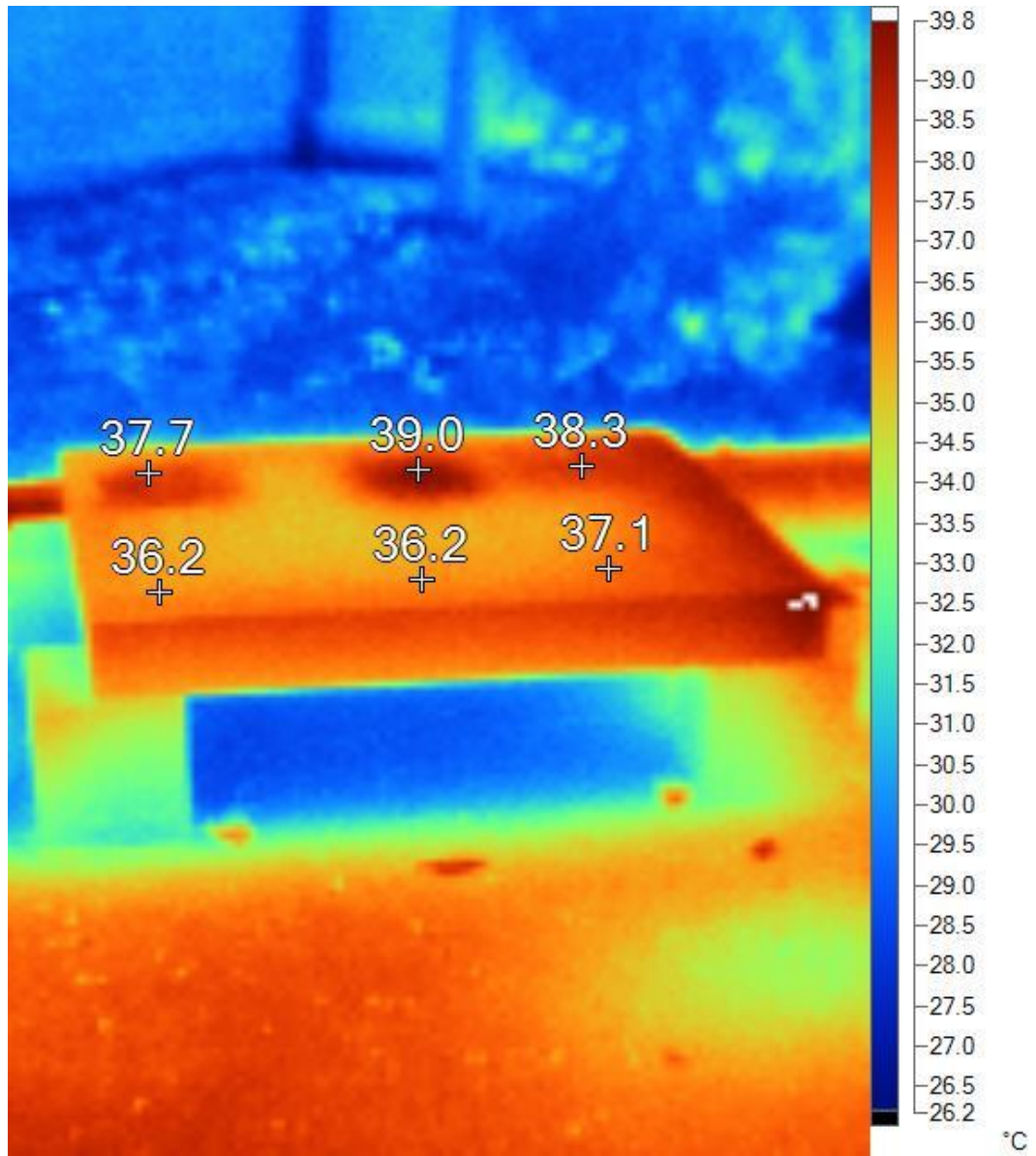
ANEXO A. Imágenes termográficas

FIGURA I. Imágenes termográficas a las 11:00 am



Fuente: Los Autores

FIGURA II. Imágenes termográficas a las 11:00 am



Fuente: Los autores

ANEXOS B. TABLAS DE RESULTADOS EQUIPO DE VELOCIDAD DE PULSO ULTRASÓNICO VPU

Resultados losa 1

Tabla I. VPU método indirecto sobre concreto.

VPU método indirecto sobre concreto.						
Elemento	Valor 1	Valor 2	Valor 3	Valor 4	Valor 5	Valor 6
Concreto 1	1096.49	2685.77	3044.14	3273.92	2975.45	2890.77
Concreto 2	2915.45	2448.98	2958.58	2777.78	2960.77	2892.56
Concreto 3	3921.57	2489.63	3048.78	2945.99	2974.71	2933.17
Concreto 4	1261.03	2493.77	1666.20	2686.57	2434.08	1518.44
Concreto 5	900.90	x	x	2421.31	2927.54	2382.98
Concreto 6	1636.66	3911.34	3078.50	2757.35	3034.90	2967.99
Concreto 7	1222.49	3030.30	3084.83	2788.10	2952.76	2942.41
Valor promedio	1850.66	2843.30	2813.51	2807.29	2894.32	2646.90

Fuente: Autores

Tabla II. VPU método indirecto sobre refuerzos.

VPU método indirecto sobre refuerzos paralelas a la dirección del pulso.						
Distancia entre transductores [mm]	0	50	150	300	450	600
Barra 1	4424.78	4070.56	3123.37	2384.11	2965.89	2276.79
Barra 2	1420.45	3000.00	3025.72	2368.42	2298.85	2917.27
Barra 3	1992.03	2446.98	2320.19	2292.41	2949.85	2452.27
Torón 1	1079.91	2669.04	2331.91	2367.80	2920.42	2773.93
Torón 2	1540.83	2650.18	3088.01	2425.22	2962.96	2919.71
Torón 3	1310.62	2676.18	2400.00	2743.90	3750.00	2916.67

Fuente: Autores

Resultados losa 2

Tabla III. VPU método directo sobre concreto.

VPU método directo sobre concreto																	
Distancia	10.0	15.0	20.0	25.0	30.0	35.0	40.0	45.0	50.0	55.0	60.0	65.0	70.0	75.0	80.0	85.0	90.0
concreto 1	4190.5	4139.5	4156.3	4057.2	4033.1	4122.7	4164.8	4114.4	4041.1	4049.1	4173.3	4073.4	4097.9	4114.4	4114.4	4057.2	4190.5
concreto 2	4009.4	4041.1	3947.3	3978.1	3800.3	3724.0	3807.4	4017.2	3993.7	3939.7	4025.2	3932.1	3939.7	3917.0	3917.0	3887.2	4057.2
concreto 3	4017.2	3902.0	3821.6	3879.8	3744.5	3836.0	3865.1	3857.8	4017.2	3955.0	3947.3	3887.2	3872.4	3800.3	3800.3	3917.0	4009.4
concreto 4	3978.1	3902.0	3947.3	3947.3	3872.4	3850.5	3865.1	3887.2	3917.0	3909.5	4001.5	4025.2	3857.8	3917.0	3917.0	3909.5	4009.4
concreto 5	4147.9	4009.4	4049.1	4025.2	3879.8	3793.2	3800.3	3939.7	3970.4	3872.4	3978.1	3962.6	3917.0	3879.8	3879.8	3947.3	3894.6
concreto 6	3970.4	3939.7	3793.2	3751.4	3800.3	3807.4	3828.8	3887.2	3924.5	3917.0	4033.1	4033.1	3962.6	3955.0	3955.0	3909.5	3978.1
concreto 7	4065.3	3978.1	3993.7	4033.1	3843.2	3872.4	3894.6	4009.4	3865.1	3872.4	3843.2	3939.7	3850.5	3843.2	3843.2	3872.4	3985.9
Promedio	4054.1	3987.4	3958.4	3953.1	3853.4	3858.0	3889.4	3959.0	3961.3	3930.7	4000.3	3979.0	3928.3	3918.1	3918.1	3928.6	4017.8

Fuente: Los autores

Tabla IV. Influencia del acero de refuerzo sobre la VPU: barras perpendiculares a la dirección del pulso.

VPU método directo: barras perpendiculares a la dirección del pulso.																	
Distancia [cm]	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90
barra 1	4131.1	4097.9	4122.7	4131.1	4081.5	4131.1	3955.0	4081.5	3993.7	4106.2	4041.1	4033.1	4106.2	4139.5	4139.5	4089.7	4122.7
barra 2	3962.6	3939.7	0.0	3828.8	3828.8	3828.8	3845.4	3850.5	3993.7	3939.7	3850.5	3879.8	3924.5	3887.2	3887.2	3902.0	3939.7
barra 3	3962.6	3872.4	3978.1	3902.0	3843.2	3917.0	4001.5	3857.8	3962.6	3850.5	3947.3	3993.7	3902.0	3939.7	3939.7	3955.0	3887.2
barra 4	4106.2	4065.3	4131.1	4049.1	3932.1	3879.8	3865.1	3821.6	3814.5	3887.2	3843.2	4025.2	3917.0	3879.8	3879.8	3894.6	3902.0
barra 5	4049.1	3902.0	3902.0	3850.5	3744.5	3821.6	3807.4	3807.4	3865.1	3909.5	3902.0	3865.1	3939.7	3902.0	3902.0	3872.4	3894.6
barra 6	3894.6	3879.8	3872.4	3800.3	3843.2	3917.0	3807.4	3663.8	3872.4	3758.3	4009.4	4001.5	3970.4	3947.3	3947.3	4001.5	4081.5

Fuente: Los autores

Resultados losa 3

Tabla V. VPU método directo sobre concreto.

VPU método directo sobre concreto																	
Distancia [cm]	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90
conc 1	4122.7	4097.9	4001.5	3917.0	3902.0	3879.8	4017.2	3917.0	3879.8	3962.6	3962.6	3902.0	3978.1	4025.2	4025.2	4073.4	4114.4
concreto 2	4190.5	4106.2	3993.7	3879.8	3786.2	3800.3	3779.2	3800.3	3902.0	3850.5	3786.2	3836.0	3765.2	3924.5	3924.5	3924.5	4097.9
concreto 3	4001.5	3932.1	3814.5	3836.0	3814.5	3724.0	3807.4	3772.2	3872.4	3962.6	3879.8	3932.1	4025.2	4073.4	4073.4	4199.1	4097.9
concreto 4	4033.1	3786.2	3751.4	3710.5	3703.7	3744.5	3670.4	3710.5	3703.7	3800.3	3857.8	3865.1	3872.4	4065.3	4065.3	4025.2	4065.3
concreto 5	3924.5	4041.1	3902.0	3985.9	3962.6	3947.3	3924.5	3924.5	3879.8	4001.5	4081.5	4081.5	4139.5	4131.1	4131.1	4207.8	4199.1
concreto 6	4033.1	3993.7	4106.2	3993.7	3955.0	3894.6	4147.9	4131.1	4025.2	4097.9	4049.1	4097.9	4001.5	3970.4	3970.4	4025.2	4139.5
concreto 7	4287.3	4041.1	3924.5	4073.4	3970.4	4017.2	4073.4	3917.0	4139.5	4305.4	4139.5	4131.1	4260.5	4225.2	4225.2	4242.7	4049.1
Promedio	4084.7	3999.7	3927.7	3913.7	3870.6	3858.2	3917.1	3881.8	3914.6	3997.3	3965.2	3978.0	4006.0	4059.3	4059.3	4099.7	4109.0

Fuente: Los autores

Tabla VI. Influencia del acero de refuerzo sobre la VPU: torones perpendiculares a la dirección del pulso.

VPU método directo: Torones perpendiculares a la dirección del pulso																	
Distancia	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90
torón 1	4190.5	4106.2	3993.7	3879.8	3786.2	3800.3	3779.2	3800.3	3902.0	3850.5	3786.2	3836.0	3765.2	3924.5	3924.5	3924.5	4097.9
torón 2	4033.1	3879.8	3843.2	3758.3	3737.7	3800.3	3828.8	3772.2	3894.6	3879.8	3821.6	3772.2	3879.8	3955.0	3955.0	3955.0	3993.7
torón 3	3924.5	3872.4	3857.8	3828.8	3924.5	3800.3	3836.0	3887.2	3800.3	3786.2	3807.4	3962.6	3955.0	4049.1	4049.1	4057.2	4106.2
torón 4	3978.1	3836.0	3663.8	3872.4	3836.0	3857.8	3917.0	3814.5	3843.2	3909.5	4025.2	3939.7	4139.5	4041.1	4041.1	4041.1	4089.7
torón 5	4001.5	3947.3	3850.5	3872.4	3828.8	3793.2	3894.6	3807.4	4033.1	4139.5	4131.1	4106.2	4131.1	3978.1	3978.1	4081.5	4081.5
torón 6	4089.7	4025.2	4017.2	3887.2	3894.6	3962.6	3902.0	3950.7	3985.9	4065.3	4065.3	4097.9	4207.8	4065.3	4065.3	3970.4	4081.5

Fuente: Los autores

RESULTADOS VPU REFUERZOS PARALELOS A LA DIRECCIÓN DEL PULSO PARA LA LOSA 2

Tabla VII. Influencia del acero de refuerzo sobre la VPU barras paralelas a la dirección del pulso.

VPU método directo: Barras paralelas a la dirección del pulso	
ELEMENTO	VPU [m/s]
barra 1	4108.99654
barra 2	4033.11399
barra 3	3980.72491
barra 4	3990.75824
barra 5	4029.69247
barra 6	4023.71876
Concreto	3977.04

Fuente: Los autores

Tabla IX. Influencia del acero de refuerzo sobre la VPU barras paralelas a la dirección del pulso.

VPU método directo: Torones paralelas a la dirección del pulso	
ELEMENTO	VPU [m/s]
Torón 1	4180.41804
Torón 2	4181.33803
Torón 3	4245.81006
Torón 4	4163.0149
Torón 5	4059.82906
Torón 6	4211.9264
concreto	4067.50018

Fuente: Los autores

ANEXO C. IMÁGENES DE LOS EQUIPOS UTILIZADOS EN LA INVESTIGACION.

Tabla I. Técnicas seleccionadas para la investigación

EVALUACIÓN DEL REFUERZO	
<p>Detector y localizador de barras</p> <p>Marca: Profometer 5+ ScanLog</p>	
EVALUACIÓN DE LA MATRIZ DE CONCRETO	
<p>Termografía infrarroja</p> <p>Marca del equipo: Fluke Ti125</p>	
<p>Velocidad de pulso ultrasónico (VPU)</p> <p>Marca:</p> <ul style="list-style-type: none"> • CNS Farnell tipo PUNDIT plus MODEL PC 1006 • Olson instrument NDE360 SE-1 	
<p>Martillo de rebote (esclerómetro)</p> <p>Marca:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Betonprüfhammer PCE-HT-225a. 	

Fuente: Los autores