



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**Efectos del intemperismo y de la
interacción suelo-estructura en
sistemas estructurales de
concreto reforzado**

TESIS

Que para obtener el título de

Ingeniero Civil

P R E S E N T A

Rodrigo Gómez Maldonado

DIRECTOR DE TESIS

Dr. Mauro Pompeyo Niño Lázaro



Ciudad Universitaria, Cd. Mx., 2023

Agradecimientos:

A mi familia, especialmente a mis padres, a mis amigos, y en general, a todas aquellas personas que de alguna manera han impactado mi vida.

A la Facultad de Ingeniería y a la Universidad Nacional Autónoma de México, por la formación académica, profesional y personal.

Al Dr. Mauro Pompeyo Niño Lázaro, director de esta tesis, por los conocimientos compartidos y por su amistad.

Al Dr. Miguel Ángel Jaimes Téllez, al M.I. Rodrigo Takashi Sepúlveda Hirose, a la Ing. Ximena Penélope Amezcua Pastrana y al M.I. Agustín Deméneghi Colina, por su tiempo y sus aportaciones a esta tesis.

A la Dirección General de Asuntos del Personal Académico (DGAPA) de la UNAM, por la beca otorgada a través del patrocinio del proyecto IN114421 “Efectos del intemperismo y de la interacción suelo-estructura en el riesgo estructural sísmico” mediante el Programa de Apoyo a Proyectos de Investigación e Innovación Tecnológica (PAPIIT) de la UNAM.

Resumen

En este trabajo se evalúan los efectos del intemperismo y de la interacción suelo-estructura (ISE) en el comportamiento y la vulnerabilidad sísmica de estructuras de concreto reforzado. Bajo esta consigna, en los casos de estudio presentados se llevaron a cabo análisis dinámicos incrementales de modelos no lineales de edificios “tipo” formados por marcos de concreto reforzado, ubicados en la zona de suelo blando de la Ciudad de México, y construidos de acuerdo con lo establecido en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal de 1976, con el fin de conocer su respuesta, asociarles funciones de daño, y, finalmente, determinar su vulnerabilidad. Estos modelos se realizaron empleando el software *OpenSees* y bajo el enfoque de plasticidad concentrada; definiéndose las articulaciones plásticas a través de diagramas momento-rotación modificados mediante modelos semiempíricos que permiten tomar en cuenta efectos adicionales a los de flexión pura. El comportamiento histerético de las articulaciones plásticas se definió a través del modelo modificado de deterioro de Ibarra-Medina-Krawlinker con respuesta histerética *Peak-Oriented*. Las estructuras analizadas se modelaron para las siguientes cuatro condiciones: a) sin considerar los efectos del intemperismo ni de la ISE, b) considerando únicamente los efectos del intemperismo, c) considerando únicamente los efectos de la ISE, y d) considerando, de manera conjunta, los efectos del intemperismo y de la ISE. El modelado del intemperismo se llevó a cabo a través de las leyes de difusión de Fick, las leyes de Faraday de la electrólisis, y de modelos matemáticos semiempíricos que relacionan la pérdida de masa del acero de refuerzo con el deterioro de las propiedades mecánicas del concreto y el acero. La ISE se modeló mediante un método de superposición, a partir de los conceptos de funciones de impedancia y funciones de transferencia. De manera general se concluye que, aún sin considerar los efectos del intemperismo y la ISE, las estructuras analizadas son altamente vulnerables, presentando daño considerable ante intensidades sísmicas relativamente bajas. Con respecto a la condición base [a)], el considerar el intemperismo resultó en estructuras más vulnerables, mientras que el considerar la ISE resultó generalmente en estructuras menos vulnerables.

Índice

1. Introducción	1
2. Marco teórico	3
2.1 El intemperismo en las estructuras de concreto reforzado.....	3
2.2 El fenómeno de interacción suelo-estructura.....	6
2.3 La vulnerabilidad sísmica estructural	10
3. Metodología.....	13
3.1 Definición de las características estructurales y geotécnicas.....	14
3.2 Definición de la excitación sísmica.....	14
3.3 Modelado de estructuras base.....	14
3.4 Definición de los efectos del intemperismo en las estructuras.....	15
3.5 Definición de los efectos de la interacción suelo-estructura	15
3.6 Obtención de la respuesta estructural.....	16
3.7 Análisis del daño en las estructuras.....	16
3.8 Obtención de funciones de vulnerabilidad sísmica estructural	16
4. Casos de estudio	17
4.1 Definición de las características estructurales y geotécnicas.....	17
4.2 Definición de la excitación sísmica.....	24
4.3 Modelado de estructuras base.....	26
4.4 Definición de los efectos del intemperismo en las estructuras.....	32
4.5 Definición de los efectos de la interacción suelo-estructura	41
4.5.1 Funciones de impedancia	42
4.5.2 Determinación de los movimientos efectivos de la cimentación.....	46
4.6 Obtención de la respuesta estructural.....	48
4.6.1 Respuesta “estática”	48
4.6.2 Respuesta dinámica.....	56
5. Vulnerabilidad estructural	68
5.1 Análisis del daño en las estructuras.....	68

5.2 Obtención de funciones de vulnerabilidad sísmica estructural	71
6. Conclusiones	81
6.1 Limitaciones y recomendaciones	82
Referencias	85

1. Introducción

Para garantizar la seguridad de las estructuras, es necesario, además de un diseño adecuado, poder estimar, con suficiente aproximación, su respuesta ante las diferentes acciones a las que se puedan ver sometidas durante su vida útil. La consigna anterior requiere tomar en cuenta aquellos fenómenos que puedan tener un efecto en el comportamiento estructural. En algunos casos, el no tomar en cuenta estos fenómenos puede llegar a ser conservador (desde un punto de vista, *e.g.*, del diseño o análisis de vulnerabilidad); sin embargo, resulta inaceptable cuando esto no ocurre. Dos de estos fenómenos, que resultan de particular interés en el caso de la evaluación del comportamiento de estructuras de concreto reforzado ubicadas en la Ciudad de México, son la carbonatación y la interacción suelo-estructura sísmica.

El fenómeno de la carbonatación es de especial interés debido al ámbito urbano de la Ciudad de México y a sus condiciones meteorológicas. Por otro lado, la Ciudad de México cuenta con un número importante de estructuras relativamente antiguas que, además de haber sido diseñadas con normativas que no consideraban explícitamente los efectos del intemperismo, llevan, por supuesto, más tiempo expuestas a la intemperie.

Por otra parte, el fenómeno de la interacción suelo-estructura es de particular interés debido a las singulares características geotécnicas de la Ciudad de México. Este fenómeno es particularmente importante en la denominada *zona de lago*.

Los efectos del intemperismo en el comportamiento de estructuras de concreto reforzado ante cargas sísmicas han sido estudiados por Karapetrou et al. (2017), quienes evaluaron la vulnerabilidad sísmica de edificios de concreto reforzado expuestos a la intemperie por diferentes periodos de tiempo, Shamsoddini et al. (2020), quienes evaluaron la resiliencia sísmica de edificios escolares de concreto reforzado típicos, considerando los efectos de corrosión por carbonatación, a través de curvas de fragilidad y de vulnerabilidad, Bojórquez et al. (2021), quienes evaluaron la confiabilidad estructural de edificios de concreto reforzado ubicados en la ciudad de Acapulco, Guerrero, en México, ante los efectos sísmicos y de la corrosión, mediante curvas de fragilidad, entre otros.

Los efectos de la interacción suelo-estructura en la vulnerabilidad sísmica de estructuras de concreto reforzado han sido estudiados por Tahghighi y Mohamadi (2020), Requena García de la Cruz et al. (2022), entre otros.

Pitilakis et al. (2014) evaluaron la vulnerabilidad sísmica de edificios de concreto reforzado considerando, de manera conjunta, los efectos del intemperismo y de la interacción suelo-estructura.

El interés en el estudio de las estructuras ubicadas en la Ciudad de México, y de manera específica, de aquellas ubicadas en la zona de lago, se fundamenta en el hecho de que se han visto vulnerables a los diferentes eventos sísmicos que han afectado al país.

El objetivo de la presente tesis es cuantificar los efectos de la interacción suelo-estructura y del intemperismo, en estructuras de concreto reforzado, en términos de su comportamiento y vulnerabilidad estructural, a través de los casos de estudio presentados, los cuales se enfocan en un grupo de estructuras ubicadas en la zona de lago de la Ciudad de México.

La presente tesis se divide en seis capítulos principales, incluyendo a esta introducción. En el capítulo “Marco teórico” se introducen conceptualmente los fenómenos de intemperismo en las estructuras de concreto reforzado e interacción suelo-estructura, así como la vulnerabilidad sísmica estructural. En el capítulo “Metodología” se describen los pasos adoptados para la evaluación de los fenómenos estudiados. En el capítulo “Casos de estudio” se presentan los casos propuestos para el estudio de los fenómenos analizados en esta tesis; aquí se presentan las características estructurales y geotécnicas de los sistemas analizados, se define la excitación sísmica considerada, se describen las consideraciones adoptadas en el modelado de los sistemas de estudio y los métodos utilizados para tomar en cuenta los fenómenos de interés, y se presenta la obtención de las respuestas “estática” y “dinámica” de las estructuras. En el capítulo “Vulnerabilidad estructural” se presenta el análisis del daño en las estructuras estudiadas, y la obtención de funciones de vulnerabilidad. Finalmente, en el capítulo “Conclusiones” se presentan algunas conclusiones generales y particulares, así como algunas limitaciones del trabajo, y algunas recomendaciones derivadas del mismo.

2. Marco teórico

2.1 El intemperismo en las estructuras de concreto reforzado

De acuerdo con el Instituto Americano del Concreto ([ACI], por sus siglas en inglés) (2023), la *durabilidad* es “la capacidad de un material para resistir las acciones de la intemperie, los ataques químicos, la abrasión, y otras condiciones de servicio”. Bajo esta definición, el concreto reforzado puede considerarse de manera general como un material compuesto altamente durable, capaz de resistir una amplia gama de ambientes severos. A pesar de que la mayoría de las estructuras de concreto reforzado exhiben un buen desempeño a largo plazo y una alta durabilidad, el número de fallas asociadas a la corrosión prematura del acero de refuerzo es aún considerable (Böhni, 2005).

La durabilidad del concreto reforzado depende esencialmente de procesos asociados con el ingreso de sustancias líquidas o gaseosas al material (procesos de transporte y difusión). La vida útil de las estructuras dependerá de la tasa a la que estos componentes, potencialmente agresivos, se desplacen a través del concreto. Dicha tasa está en función de las propiedades del concreto y de las condiciones ambientales (Richardson, 2002).

Mientras que el concreto es un material altamente durable ante los efectos de la intemperie, el acero no lo es (Bentur, 1997). A pesar de esto, el riesgo de corrosión del acero de refuerzo es mínimo en estructuras bien diseñadas que contengan una profundidad suficiente de recubrimiento de concreto de buena calidad que se haya colocado y compactado correctamente. El recubrimiento de concreto provee barreras químicas y físicas contra la corrosión. La “barrera física” es la densidad e impermeabilidad del recubrimiento, la cual limita la difusión del oxígeno hacia el acero, previniendo así la reacción de corrosión aún si la “barrera química” ha sido eliminada. La “barrera química” es la alta alcalinidad de la “solución del agua de poro” del concreto (pH superior a 12.5), esta barrera conduce a la formación de una capa pasiva en el acero de refuerzo, la cual reduce los ataques por corrosión a niveles despreciables. Mientras esta capa pasiva se mantenga, la corrosión no ocurrirá; existen, sin embargo, dos procesos que pueden destruir dicha capa de protección (despasivación): la carbonatación y el ataque de cloruros. La carbonatación es consecuencia de reacciones químicas de los componentes alcalinos del cemento (*e.g.* el hidróxido de sodio, el hidróxido de potasio, el hidróxido de calcio y el silicato cálcico hidratado) con el dióxido de carbono atmosférico, mientras que los cloruros pueden provenir de diversas fuentes, ya sea que provengan de la fabricación del concreto (*e.g.* aditivos acelerantes de fraguado, uso

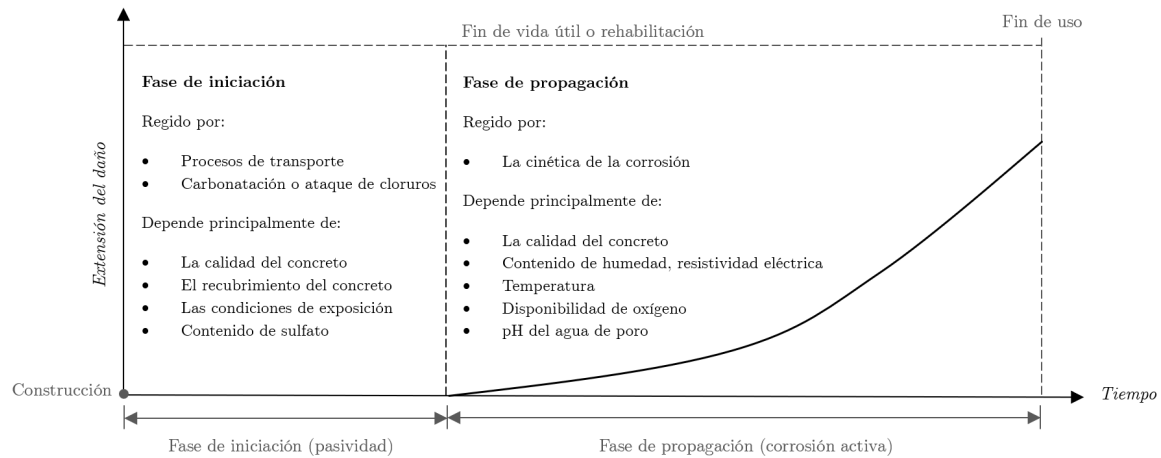
de agua de mar en la mezcla o agregados contaminados) o que se transporten y difundan a través del concreto (*e.g.* mediante el contacto con la brisa marina o directamente el mar, sales de deshielo o químicos utilizados en estructuras especiales) (Bentur, 1997; Böhni, 2005; Broomfield, 2023).

La destrucción de la capa pasiva de protección es un requisito necesario para la iniciación de la corrosión del acero. Una vez esta capa ha sido destruida, la corrosión ocurrirá si en la superficie del refuerzo hay agua y oxígeno disponibles. La corrosión es un proceso electroquímico, en el que ocurre una reacción anódica y una reacción catódica. La reacción anódica representa la disolución del metal. El flujo de iones y electrones propio de las reacciones puede ser considerado como la tasa de corrosión (Böhni, 2005; Bertolini, 2014).

Los productos de la corrosión ocupan un volumen mayor que el acero del que se originan, lo que resulta en un incremento de presión radial en la interfaz acero/concreto, lo que finalmente conduce a la fisuración/agrietamiento y desprendimiento del recubrimiento de concreto. Simultáneamente, la corrosión resulta en la pérdida de sección transversal del refuerzo, reduciendo su resistencia y ductilidad (Robuschi, 2021).

En la Figura 1 se muestra esquemáticamente el fenómeno de intemperismo/corrosión en las estructuras de concreto reforzado descrito previamente, mismo que se ha dividido convencionalmente en dos fases: la de iniciación y la de propagación.

Figura 1. *Extensión del daño por corrosión en función del tiempo*



Nota. Adaptado de *Corrosion in Reinforced Concrete Structures* (p. 6), por H. Böhni (Ed.), 2005, CRC Press.

La corrosión del acero de refuerzo puede presentar diversas configuraciones, desde corrosión uniforme generalizada (generalmente poco agresiva), característica de la carbonatación y que genera la aparición prematura de fisuras y desprendimiento del concreto, hasta ataques altamente localizados (de manera general bastante agresivos), característicos del ingreso de cloruros y que resulta en picaduras localizadas que se distribuyen a lo largo del refuerzo (la profundidad de estas picaduras puede ser significativa antes de que puedan observarse señales de deterioro en la superficie del concreto) (Böhni, 2005).

Las principales configuraciones de corrosión se muestran esquemáticamente en la Figura 2.

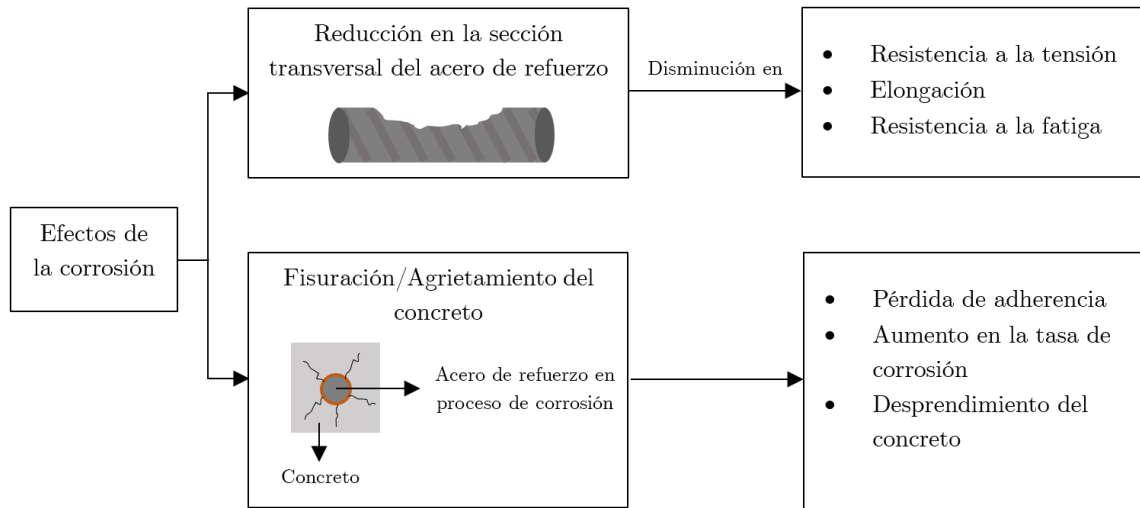
Figura 2. Principales configuraciones de corrosión en el acero de refuerzo



Los efectos de corrosión en una estructura pueden evaluarse conociendo la tasa de difusión de las sustancias potencialmente agresivas a través de los elementos estructurales (usando, generalmente, la primera ley de difusión de Fick); la tasa de corrosión del acero de refuerzo una vez que ha sido alcanzado por dichas sustancias, y se ha despasivado (a través, generalmente, de las leyes de Faraday de la electrólisis); y, finalmente, por medio de la aplicación de modelos que relacionen la reducción del área transversal del acero de refuerzo con el deterioro de las propiedades mecánicas del acero y del concreto.

Los principales efectos de la corrosión en las estructuras de concreto reforzado se muestran en la Figura 3.

Figura 3. Principales efectos de la corrosión en las estructuras de concreto reforzado



Nota. Adaptado de *Corrosion of Steel in Concrete* (p. 75), por L. Bertolini et al., 2014, WILEY-VCH.

Desde un punto de vista teórico-científico, la despasivación del acero de refuerzo y subsecuentes reacciones de corrosión son sumamente complejas, esto debido a diversas interacciones asociadas con las condiciones de exposición medioambientales, a los diferentes materiales involucrados, así como al diseño de la estructura (Böhni, 2005). Resultado de lo anterior, los modelos utilizados para representar los efectos del intemperismo en las estructuras de concreto reforzado parten generalmente de enfoques semiempíricos, sustentándose así, de manera importante, en los resultados obtenidos mediante pruebas experimentales.

2.2 El fenómeno de interacción suelo-estructura

A los movimientos del suelo que no están afectados por vibraciones estructurales o por la dispersión de ondas en, y alrededor de la cimentación; es decir, que no están afectados por la presencia de una estructura, se les conoce como *movimientos de campo libre*.

Cuando una estructura con cimentación rígida, desplantada en un suelo también rígido, se ve sujeta a una excitación sísmica, el movimiento del terreno en la base de la estructura es prácticamente el mismo que se presentaría aún ante la ausencia de dicha estructura (movimiento de campo libre). Esto se debe a que la rigidez, tanto del suelo como de la cimentación, permiten que el conjunto suelo-cimentación, se comporte como un

cuerpo rígido. Es por esto por lo que las estructuras desplantadas en suelos firmes pueden considerarse como apoyadas en base fija.

Por otro lado, la misma estructura con cimentación rígida tendría una respuesta diferente si estuviera desplantada en un depósito de suelo blando. En primer lugar, la diferencia entre las rigideces del suelo y la cimentación imposibilitaría que la configuración de deformaciones del suelo y de la cimentación, fuera la misma. Lo anterior resultaría en una diferencia entre el movimiento en la base de la estructura y el movimiento de campo libre. En segundo lugar, la respuesta dinámica de la propia estructura induciría deformaciones al suelo que la soporta. A este proceso, en el que la respuesta del suelo influye en el movimiento de la estructura y, su vez, la respuesta de la estructura influye en el movimiento del suelo se le conoce como *interacción suelo-estructura* (Wolf, 1985; Kramer, 1996; Instituto Nacional de Estándares y Tecnología [NIST], 2012).

Un análisis de interacción suelo-estructura sísmico evalúa la respuesta colectiva de la estructura, su cimentación y el suelo subyacente y circundante a la cimentación, ante un determinado movimiento de campo libre (NIST, 2012).

La inercia desarrollada en una estructura que vibra da origen a cortantes basales, momentos flexionantes y torsión. Estas fuerzas generan desplazamientos traslacionales y rotacionales en la interfaz suelo-cimiento. Estos desplazamientos son posibles debido a la flexibilidad del sistema suelo-cimentación, la cual contribuye significativamente a la flexibilidad estructural global, aumentando el periodo de vibrar del sistema suelo-estructura. Por otra parte, estos desplazamientos dan lugar a una disipación de energía mediante la radiación de ondas (amortiguamiento geométrico) y mediante el comportamiento histerético del suelo (amortiguamiento material), por lo que el amortiguamiento del sistema acoplado suelo-estructura se ve modificado. Dado que estos efectos son consecuencia de la inercia del sistema, generalmente se les conoce como efectos de *interacción inercial* y dependen fundamentalmente de las propiedades dinámicas del sistema suelo-estructura (Avilés, 1999; NIST, 2012).

Como se mencionó previamente, la diferencia de rigideces entre la cimentación y el suelo genera una modificación entre el movimiento en la base de la estructura y el movimiento de campo libre (debido al efecto promediador (la variación espacial del movimiento del terreno alrededor de la cimentación es promediada como consecuencia de su gran rigidez), la dispersión de ondas y efectos de empotramiento en ausencia de la inercia de la estructura). Lo anterior resulta en la reducción de los componentes de

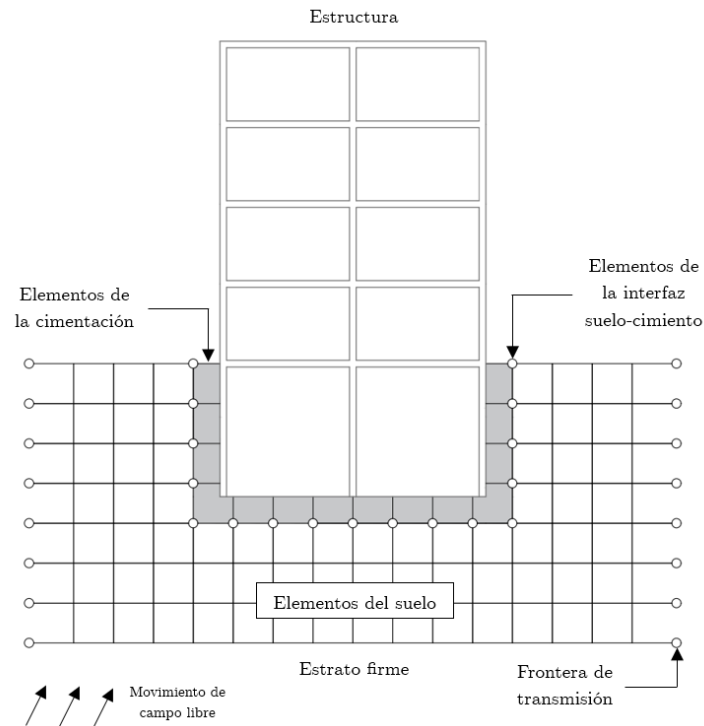
traslación de la cimentación, el cabeceo y torsión de la cimentación, así como el filtrado de los componentes de alta frecuencia de la excitación sísmica. A estos efectos se les conoce como *interacción cinemática* y dependen fundamentalmente de la geometría de la cimentación, las características del subsuelo y la naturaleza de la excitación sísmica (Avilés, 1999; NIST, 2012).

Los efectos de la interacción suelo-estructura en la respuesta dinámica de las estructuras pueden, o no, ser significativos. El despreciar sus efectos puede, o no, ser conservador, dependiendo de las características particulares de cada problema y deberá de tratarse caso por caso (Kramer, 1996).

Los métodos utilizados para la evaluación de los efectos de la interacción suelo-estructura pueden dividirse en dos grandes categorías: los métodos directos y los métodos en varios pasos o métodos de superposición.

En los métodos directos, el sistema suelo-cimentación-estructura se modela completo y se analiza en un solo paso. El suelo se representa generalmente como un medio continuo y se modela de manera integral con la subestructura y la superestructura (e.g. mediante elementos finitos). En estos métodos, se considera que el movimiento de campo libre actúa en las fronteras del medio continuo (suelo). Los métodos directos permiten considerar directamente el comportamiento no lineal del suelo. Los métodos de solución directos resultan poco eficientes desde un punto de vista computacional, especialmente cuando el sistema cuenta con una geometría compleja o contiene no linealidades significativas en el suelo o en los materiales estructurales; por lo anterior, rara vez se utilizan en la práctica. (Kramer, 1996; Avilés, 1999; NIST, 2012). En la Figura 4 se muestra una ilustración esquemática de un método de análisis directo.

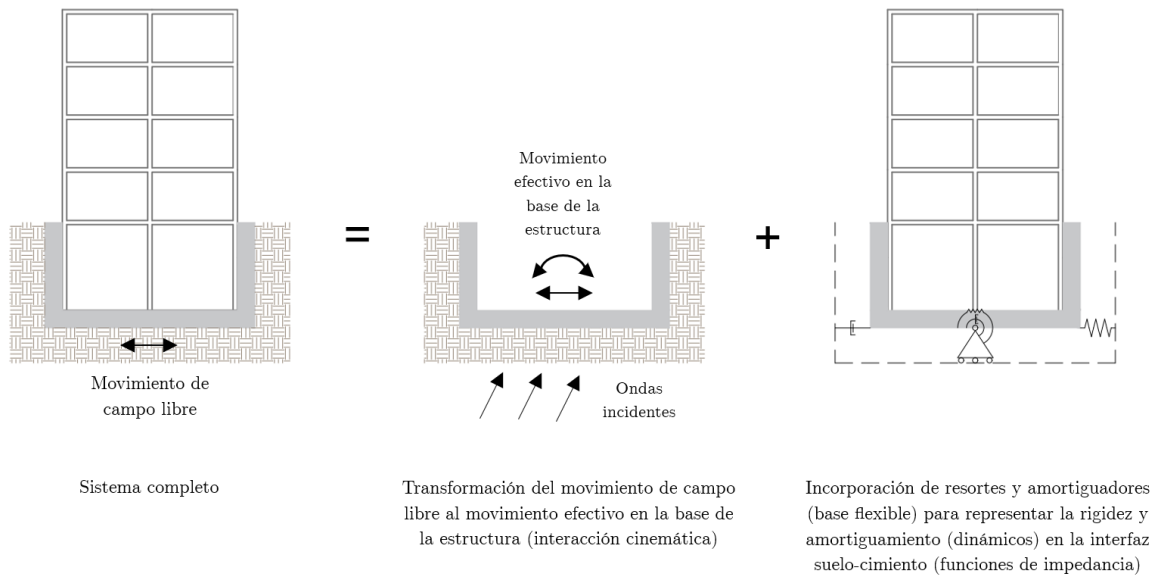
Figura 4. Ilustración esquemática de un método de análisis directo.



Nota. Adaptado de *Soil-Structure Interaction for Building Structures* (p. 1-4), por Instituto Nacional de Estándares y Tecnología, 2012, (NIST GCR 12-917-21).

En los métodos de superposición, los efectos cinemáticos e inerciales se analizan por separado, sin embargo, la solución sigue siendo rigurosa (Wolf, 1985). Los métodos de superposición implican: la evaluación de los movimientos de campo libre del suelo y de las propiedades del material del suelo, el uso de funciones de transferencia para transformar los movimientos de campo libre en movimientos efectivos en la base de la estructura, la incorporación de resortes y amortiguadores (o elementos no lineales más complejos) para representar la rigidez y amortiguamiento (dinámicos) en la interfaz suelo-cimiento (conocidos también como funciones de impedancia), y, finalmente, el análisis de la respuesta del sistema combinado estructura-resortes/amortiguadores (base flexible) ante los movimientos efectivos en la base de la estructura (NIST, 2012). En la Figura 5 se presenta una ilustración esquemática de los métodos de superposición. En dicho esquema, la interacción inercial consiste en determinar la respuesta de la estructura apoyada en base flexible, y sujeta al movimiento efectivo en la base de la estructura.

Figura 5. Ilustración esquemática de los métodos de análisis de superposición.



Nota. Adaptado de *Soil-Structure Interaction for Building Structures* (p. 1-6), por Instituto Nacional de Estándares y Tecnología, 2012, (NIST GCR 12-917-21).

2.3 La vulnerabilidad sísmica estructural

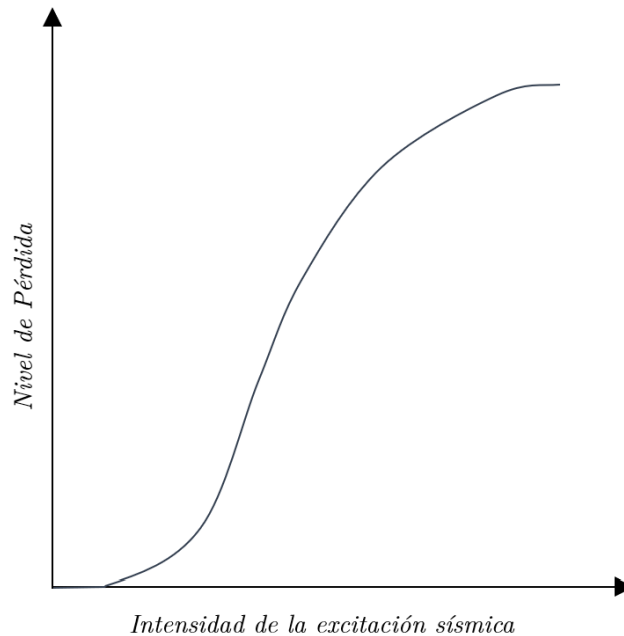
La vulnerabilidad sísmica estructural es la relación que existe entre la intensidad de una excitación sísmica y un determinado nivel de pérdida asociado a la estructura (Ordaz et al., 2000). Cuando el nivel de pérdida se establece en función de la intensidad de una determinada excitación sísmica se obtiene una *función de vulnerabilidad*.

La intensidad de la excitación sísmica puede ser representada a través de la intensidad del movimiento (*e.g.* la aceleración/velocidad/desplazamiento máximo suelo, diversas medidas de respuesta espectral, la intensidad de Arias, entre otras) o a través de alguna medida de falla del suelo (*e.g.* el nivel de asentamiento diferencial); la primera opción es la más común (Porter, 2003). La medida de intensidad de la excitación sísmica es la variable que relaciona el peligro sísmico con la respuesta de la estructura (D'Ayala et al., 2013). El que la medida de intensidad utilizada en la construcción de una curva de vulnerabilidad represente de manera adecuada la relación intensidad de la excitación sísmica/nivel de pérdida, dependerá de las propiedades modales de la estructura y de las características de la excitación sísmica. La elección de la medida de intensidad deberá de realizarse entonces, caso por caso (Luco y Cornell, 2007).

El nivel de pérdida se refiere al grado en que se alcanza un resultado indeseable (*e.g.* costos de reparación, número de heridos, porcentaje de daño, entre otros) y puede estar definido de manera discreta o continua (Porter, 2003).

En la Figura 6 se muestra de manera esquemática una función de vulnerabilidad sísmica.

Figura 6. *Ilustración esquemática de las funciones de vulnerabilidad sísmica*



Una función de vulnerabilidad sísmica debe de tener un alcance definido, en el sentido de que su aplicabilidad puede estar limitada a: una tipología estructural (que comúnmente queda definida por una combinación de variables como son el uso, la época de construcción, el material de construcción, el sistema empleado para resistir las fuerzas laterales, la altura, el código de construcción aplicable y la calidad); a una única estructura en particular; o a una categoría de componentes de la estructura (Porter, 2003).

Los métodos para obtener curvas de vulnerabilidad pueden clasificarse en empíricos, analíticos (incluidos los métodos experimentales), y basados en la opinión de expertos (Porter, 2018).

Las funciones de vulnerabilidad obtenidas mediante métodos empíricos parten de observaciones del comportamiento real de las estructuras ante eventos sísmicos también reales. Debido a lo anterior, la credibilidad de estos métodos es alta.

Los métodos analíticos utilizan los principios de la ingeniería para estimar las funciones de vulnerabilidad. Estos métodos requieren el uso de modelos para evaluar la

amenaza sísmica, la respuesta estructural, el daño y pérdidas esperadas. A diferencia de los métodos empíricos, los métodos analíticos se pueden utilizar para estimar las funciones de vulnerabilidad de estructuras que aún no han sido sometidas a sismos fuertes. Además, permiten estimar el comportamiento de las estructuras a niveles de excitación mayores a los que han sido sometidas por sismos reales. A pesar de sus ventajas, los métodos analíticos presentan dos desventajas principales: consumen una cantidad de tiempo considerable, y carecen de validación empírica, por lo que su credibilidad es menor que la asociada con los métodos empíricos.

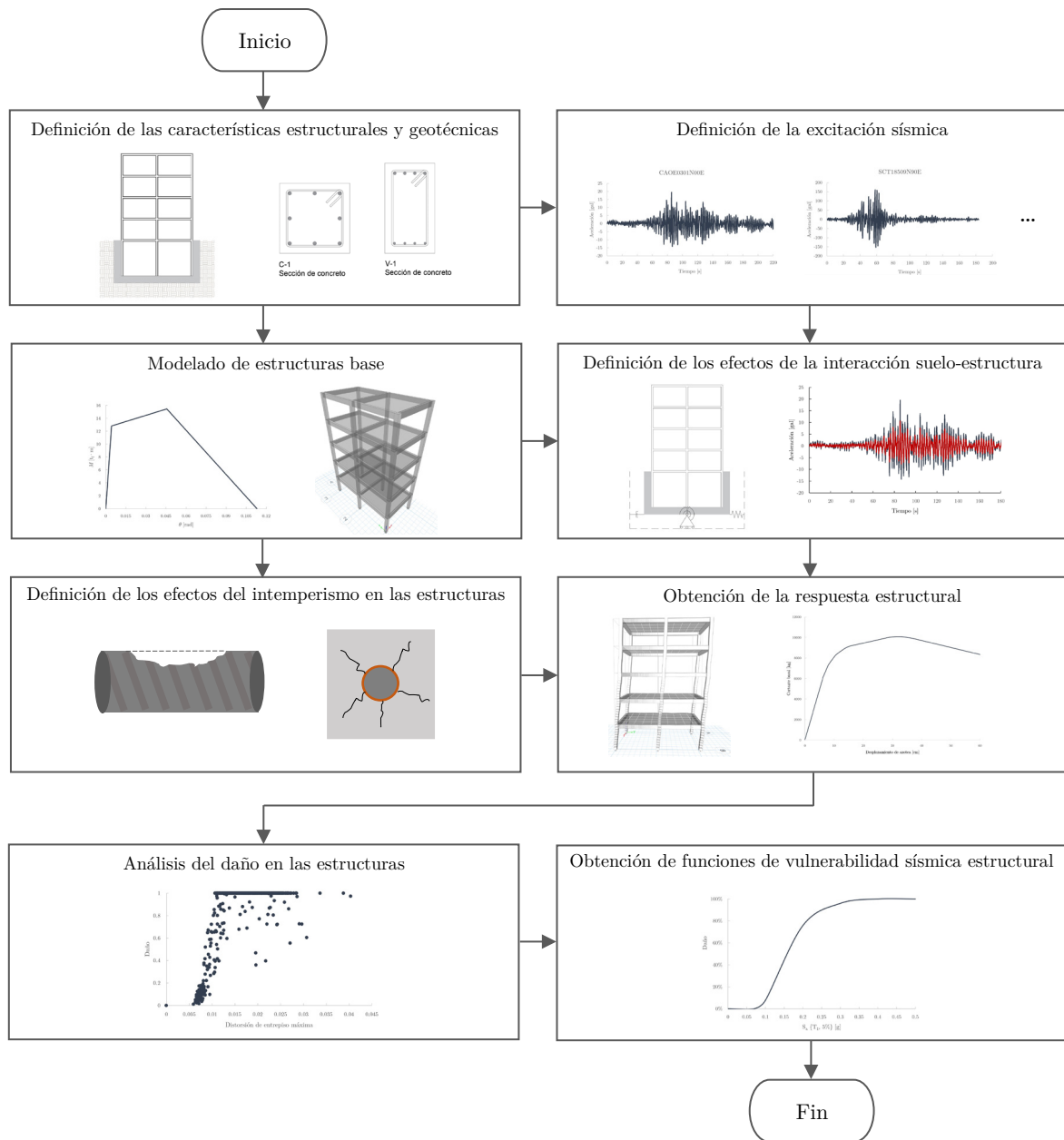
Cuando se carece de datos empíricos y los métodos analíticos resultan poco viables, se puede recurrir a la opinión de expertos. Los métodos basados en la opinión de expertos consisten en la estimación de funciones de vulnerabilidad mediante las suposiciones realizadas por un grupo de personas consideradas como calificadas en el tema. A pesar de que estos métodos son altamente eficientes, capaces de producir funciones de vulnerabilidad en pocas horas, de estimar el comportamiento de estructuras que aún no han sido excitadas por sismos fuertes y de estimar los efectos de ciertas condiciones estructurales (*e.g.* la planta baja débil). A pesar de sus ventajas, estos métodos carecen de credibilidad, ya que no pueden ser probados objetivamente.

Sin importar el método utilizado para la estimación de las funciones de vulnerabilidad, estas deberán de ser validadas en medida de lo posible mediante la comparación con diversos eventos históricos que hayan afectado a las estructuras de interés (Porter, 2003).

3. Metodología

En la presente tesis, los efectos del intemperismo y de la interacción suelo-estructura, se evalúan a través de los conceptos de comportamiento y vulnerabilidad estructural. La metodología adoptada para su evaluación se muestra en la Figura 7; posteriormente, se describe cada paso considerado.

Figura 7. Diagrama de flujo de la metodología adoptada



3.1 Definición de las características estructurales y geotécnicas

El primer paso de la metodología consiste en definir, con cierto detalle, las características de los edificios por analizar: su ubicación, las características del sitio donde se encuentran desplantados, su diseño arquitectónico y estructural, y, dependiendo de los alcances y objetivos del análisis, incluso las características de sus elementos no estructurales, contenidos y su ocupación (Porter, 2018).

Los análisis por realizar deberán de tener un alcance definido y podrán estar orientados a una tipología estructural o una estructura en particular.

Si el análisis está orientado a una tipología estructural, deberán de proponerse una o más estructuras “tipo”, con el objetivo de representar adecuadamente a todas las estructuras que puedan englobarse en dicha tipología (*e.g.* edificios de concreto reforzado de mediana altura ubicados en la zona de suelo blando de la Ciudad de México). En este caso, las características de el o los edificios por analizar deberán de estar basadas en las características reales de edificios que pertenezcan a la tipología estudiada (si es que estas características son representativas y pueden conocerse); en caso de que no sean representativas, o no puedan conocerse, podrán estimarse mediante la experiencia o mediante algún método analítico.

Si el análisis está orientado a una única estructura en particular, idealmente se deberán conocer sus características (o al menos, una parte de ellas); en caso de no ser así, estas podrán estimarse también mediante la experiencia o mediante algún método analítico.

3.2 Definición de la excitación sísmica

Consiste en la selección de la excitación sísmica para cada uno de los niveles de intensidad a los que se considere pueda estar sometida la estructura analizada (Porter, 2018).

La excitación sísmica deberá de reflejar realísticamente la sismicidad regional y las condiciones de sitio (Huang et al., 2017); y podrá obtenerse, directamente de eventos históricos, o ser generada numéricamente mediante métodos deterministas o estocásticos.

3.3 Modelado de estructuras base

Consiste en la elaboración de modelos analíticos de las estructuras por analizar, sin considerar aún los efectos del intemperismo y de la interacción suelo-estructura.

El modelo analítico deberá de representar, de manera adecuada, el comportamiento esperado de la estructura analizada. El nivel de complejidad de un modelo estará definido esencialmente por el número de dimensiones y grados de libertad considerados, los grados de comportamiento considerados (comportamientos geométrico y material: lineal/no lineal, elástico/plástico), el grado en que se discretiza la geometría de los elementos que forman la estructura (*e.g.* mediante barras, nodos y resortes, mediante fibras, o mediante elemento finito), la naturaleza de las acciones a las que se ve sometida la estructura y cómo se modelan éstas, y el tipo de análisis estructural utilizado [estático, dinámico (modal espectral/paso a paso)].

3.4 Definición de los efectos del intemperismo en las estructuras

En primer lugar, deberán de identificarse los mecanismos de intemperismo a los que podría estar sujeta la estructura. El que una determinada estructura puede presentar alguno de estos mecanismos dependerá, generalmente, de las condiciones medioambientales de su ubicación, de sus materiales y de su diseño.

La definición de los efectos de intemperismo en las estructuras comprende generalmente: la definición de las tasas de transporte y difusión de las sustancias potencialmente agresivas en los elementos estructurales con base en su exposición, y la estimación de los efectos de los mecanismos de intemperismo (asociados a las sustancias agresivas) en las propiedades de los materiales.

3.5 Definición de los efectos de la interacción suelo-estructura

Como se mencionó en el marco teórico, los efectos de la interacción suelo-estructura pueden modelarse a través de métodos directos o de métodos de superposición.

Los métodos directos requieren de la elaboración de un modelo integral del suelo (representado como un medio continuo), y de la estructura y su cimentación. Este tipo de modelos requieren de la definición explícita de las propiedades del suelo y de las características de la estructura y su cimentación. En caso de que el modelo se encuentre sometido a una excitación sísmica, ésta se deberá de introducir directamente (considerada como el movimiento de campo libre, actuando en las fronteras de transmisión del suelo establecidas).

En los métodos de superposición, la estructura se modela explícitamente, y la interfaz suelo-cimiento se modela como una base flexible mediante resortes y amortiguadores dinámicos equivalentes (a partir de funciones de impedancia). En caso de

que el modelo se encuentre sometido a una excitación sísmica, ésta se aplicará en la base de la estructura, y deberá de corresponder al movimiento efectivo de la base. A su vez, el movimiento efectivo en la base de la estructura puede estimarse mediante la aplicación de funciones de transferencia a la excitación sísmica de campo libre correspondiente.

Ambos tipos de métodos requieren la caracterización geotécnica del suelo donde se encuentra desplantada la estructura analizada, y la definición de las características de la cimentación.

3.6 Obtención de la respuesta estructural

Consiste en la obtención de la respuesta de las estructuras analizadas, a través de los modelos analíticos generados, los cuales deberán de incluir todas aquellas acciones a las que se encuentre sometida la estructura (y que deseen tomarse en cuenta en el análisis) así como los diversos fenómenos que busquen considerarse.

La respuesta estructural está representada por los esfuerzos y deformaciones de los elementos que forman las estructuras que, en términos de comportamiento estructural global, se traducen en desplazamientos/velocidades/aceleraciones y fuerzas globales.

3.7 Análisis del daño en las estructuras

Consiste en cuantificar numéricamente el daño de una estructura, o de alguno de sus componentes, a partir de su respuesta. Lo anterior se logra a través de modelos matemáticos que relacionan a las denominadas *variables de daño* con un determinado nivel de daño local o global de la estructura. A estos modelos matemáticos se les denomina *funciones de daño*.

Las variables de daño están asociadas generalmente a los diferentes niveles de deformaciones/desplazamientos (generalmente en el rango plástico) y esfuerzos/fuerzas que alcanza un determinado elemento estructural, o la estructura de manera global, ante una determinada historia de carga.

3.8 Obtención de funciones de vulnerabilidad sísmica estructural

El último paso de la metodología consiste en obtener las funciones de vulnerabilidad sísmica de las estructuras analizadas. Esto se logra determinando niveles de pérdida (asociados a los estados de daño alcanzados por la estructura), en función de los diferentes valores de intensidad de excitación sísmica a los que se ve sometida la estructura.

4. Casos de estudio

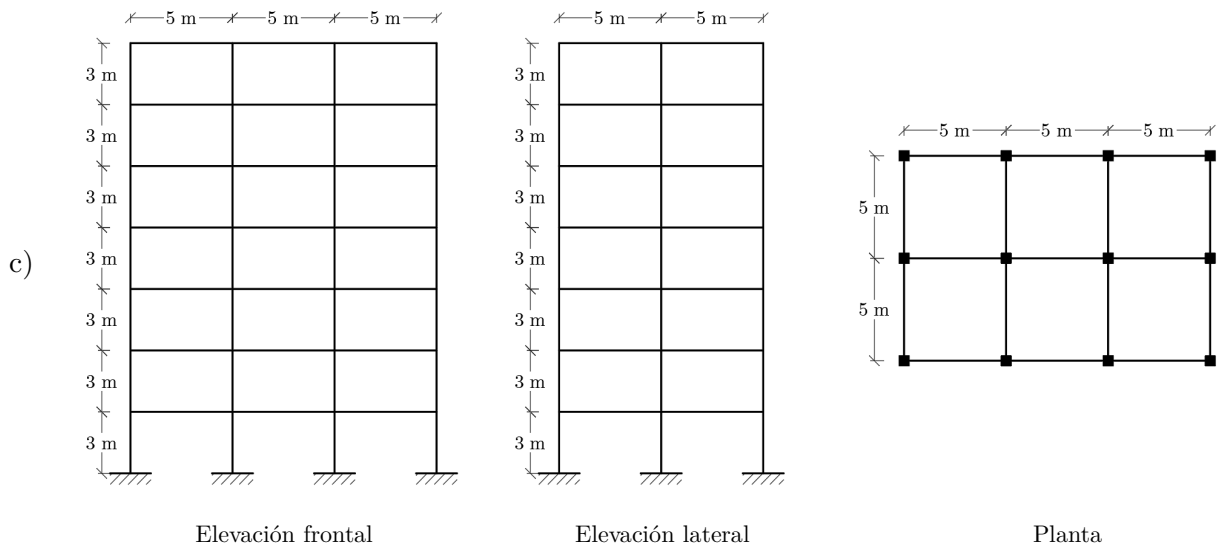
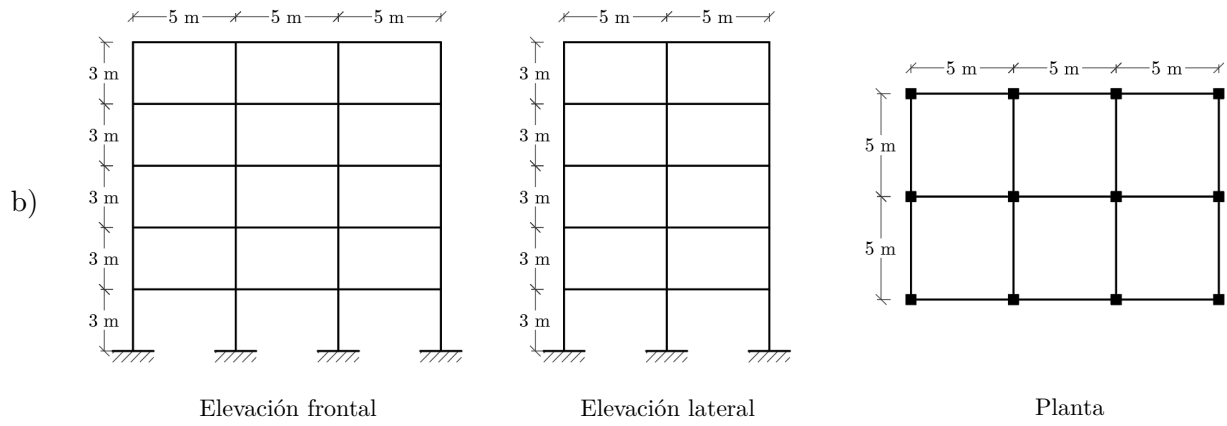
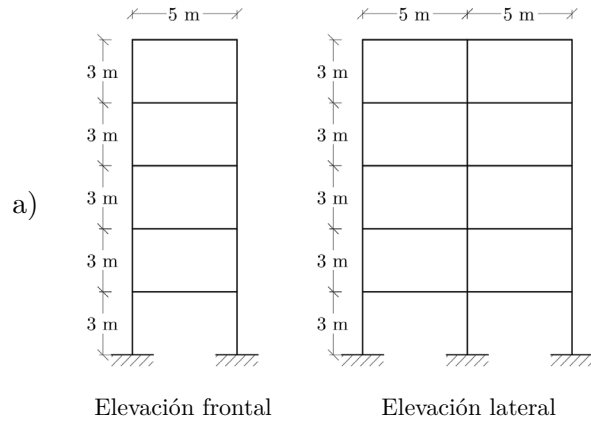
4.1 Definición de las características estructurales y geotécnicas

Los casos de estudio presentados en esta tesis están orientados a determinar los efectos del intemperismo y de la interacción suelo-estructura en sistemas estructurales de concreto reforzado. Para lograr lo anterior se propone el análisis de estructuras formadas por marcos de concreto reforzado, ubicadas en la zona de suelo blando de la Ciudad de México; de manera específica, edificios ubicados en la zona sur de la alcaldía Cuauhtémoc. Estos casos de estudio permiten evaluar los efectos de la interacción suelo-estructura debido al tipo de suelo en que se encuentran desplantadas las estructuras analizadas, y evaluar los efectos del intemperismo en estas estructuras debido a las características atmosféricas de su ubicación.

Con el objetivo de tipificar los edificios que se encuentran en la zona de interés, se recurrió a la base de datos de edificios en suelo blando de la Ciudad de México, realizada por González et al. (2022), para fines del estudio de la vulnerabilidad estructural. La base de datos muestra que los edificios ubicados en la zona de interés y estructurados a base de marcos, cuentan en su gran mayoría con entre cinco y siete niveles, con entre una y tres crujiás, y fueron construidos en su mayoría antes del 2004.

Para los casos de estudio se proponen entonces tres estructuras “tipo”: una estructura de cinco niveles, una crujiá en una dirección y dos en su dirección ortogonal (5N-1×2C); una estructura de cinco niveles, tres crujiás en una dirección y dos en su dirección ortogonal (5N-3×2C); y una estructura de siete niveles, tres crujiás en una dirección y dos en su dirección ortogonal (7N-3×2C). En todos los casos se consideraron crujiás de 5 metros, tanto en la dirección longitudinal como en la transversal, y alturas de entrepiso de 3 metros. En las Figuras 8 a), b), y c), se muestra de manera esquemática la configuración de la geometría global de las estructuras 5N-1×2C, 5N-3×2C, y 7N-3×2C, respectivamente.

Figuras 8. Ilustración esquemática de la configuración de la geometría global de las estructuras de estudio: a) 5N-1×2C, b) 5N-3×2C, y c) 7N-3×2C



Con el objetivo de que las estructuras “tipo” analizadas sean representativas de la categoría de edificios de interés, se consideró que fueron construidas de acuerdo con lo establecido en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal de 1976 (Departamento del Distrito Federal, 1976), y sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (Departamento del Distrito Federal, 1977a), y para Diseño y Construcción de Cimentaciones (Departamento del Distrito Federal, 1977b).

La geometría local de las estructuras se propuso a través de un análisis y diseño estructural, atendiendo a lo estipulado en la reglamentación y normativa previamente mencionadas. Se consideró que el uso de los edificios era habitacional/de oficinas (a ambos usos les corresponde la misma carga viva de acuerdo con la normatividad mencionada), y se adoptó un factor de ductilidad de 2. Cabe mencionar, también, que las estructuras se diseñaron bajo el criterio de columna fuerte – viga débil.

Las propiedades mecánicas de los materiales utilizados en el diseño se muestran en la Tabla 1.

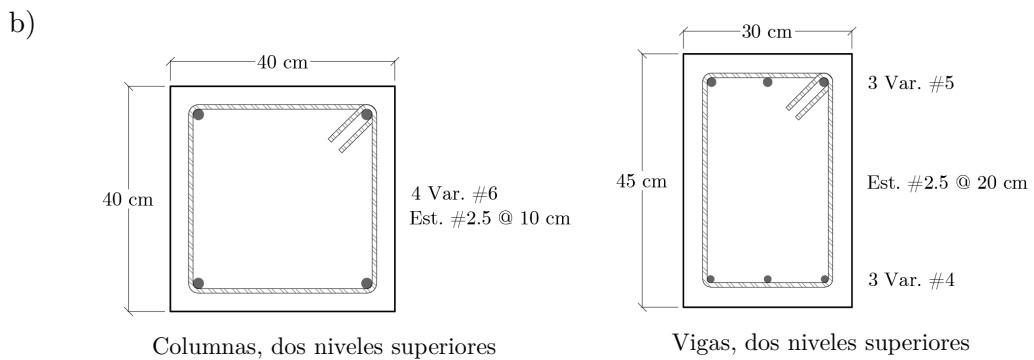
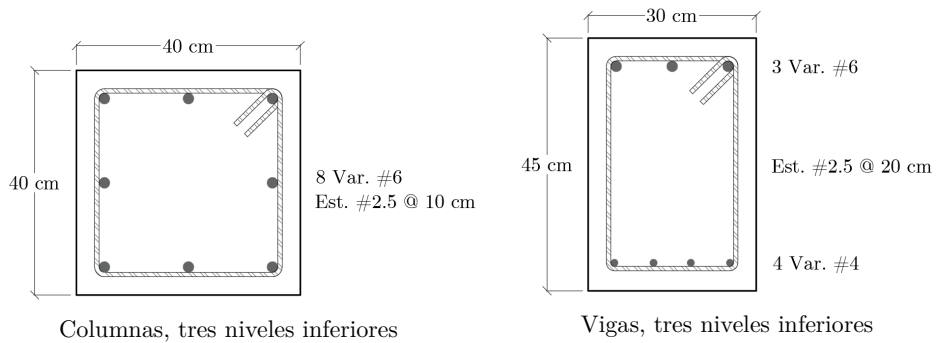
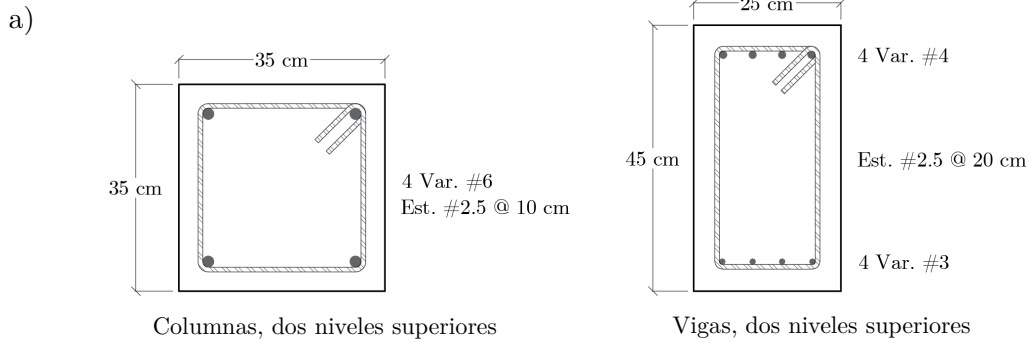
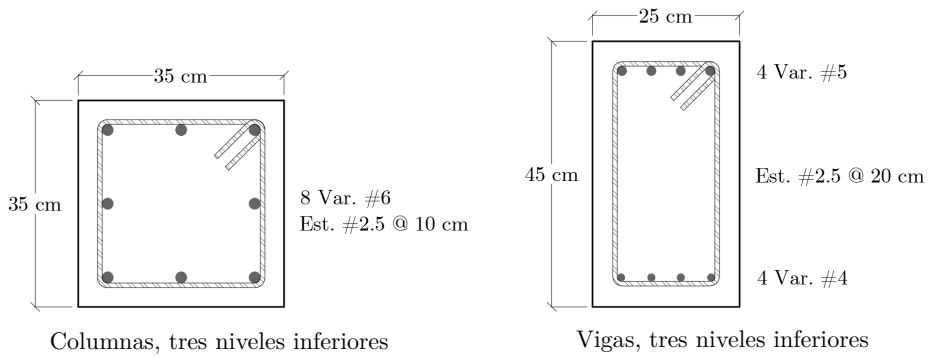
Tabla 1. *Propiedades mecánicas de los materiales utilizados en el diseño*

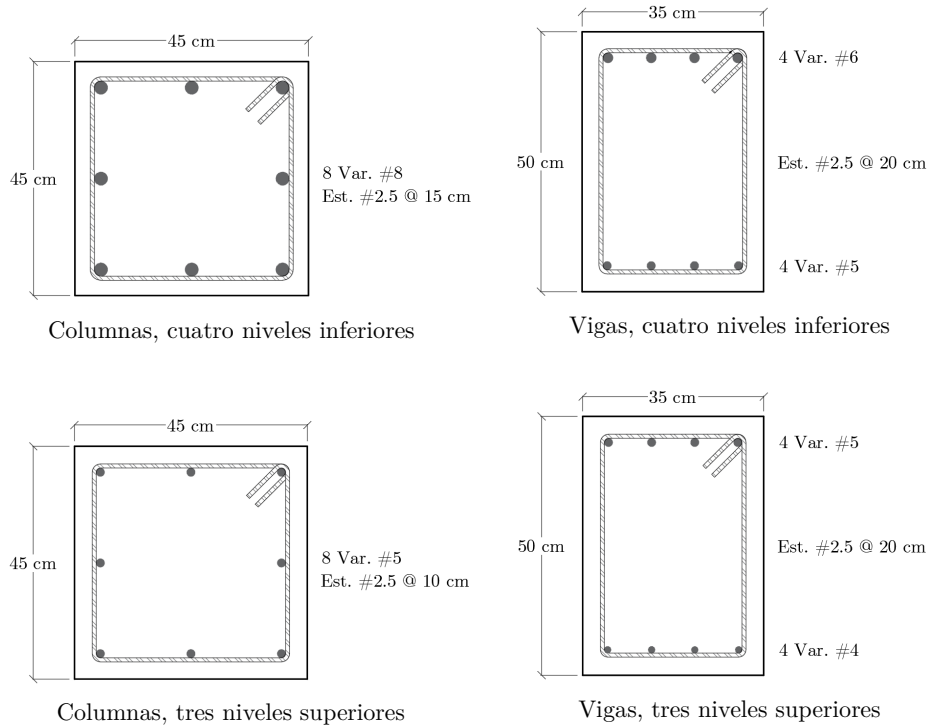
Concreto	
Resistencia a compresión, f'_c	250 $\left[\frac{\text{kg}_f}{\text{cm}^2} \right]$
Módulo de elasticidad, E_c	10,000($\sqrt{f'_c}$) $\left[\frac{\text{kg}_f}{\text{cm}^2} \right]$
Acero de refuerzo longitudinal y transversal	
Esfuerzo de fluencia, f_y	4,200 $\left[\frac{\text{kg}_f}{\text{cm}^2} \right]$
Módulo de elasticidad, E_s	2,000,000 $\left[\frac{\text{kg}_f}{\text{cm}^2} \right]$

En cuanto al sistema de piso se consideró en todos los casos el uso de losas macizas de concreto reforzado perimetralmente apoyadas, de 10 cm de peralte.

En las Figuras 9 a), b), y c), se muestran las secciones transversales de las vigas y columnas de la superestructura de los edificios 5N-1×2C, 5N-3×2C, y 7N-3×2C, respectivamente. Cabe mencionar que, en el diseño de estas, se consideró en todos los casos un recubrimiento de 5 cm.

Figuras 9. Ilustración de las secciones transversales de los elementos de la superestructura de los edificios analizados: a) 5N-1×2C, b) 5N-3×2C, y c) 7N-3×2C

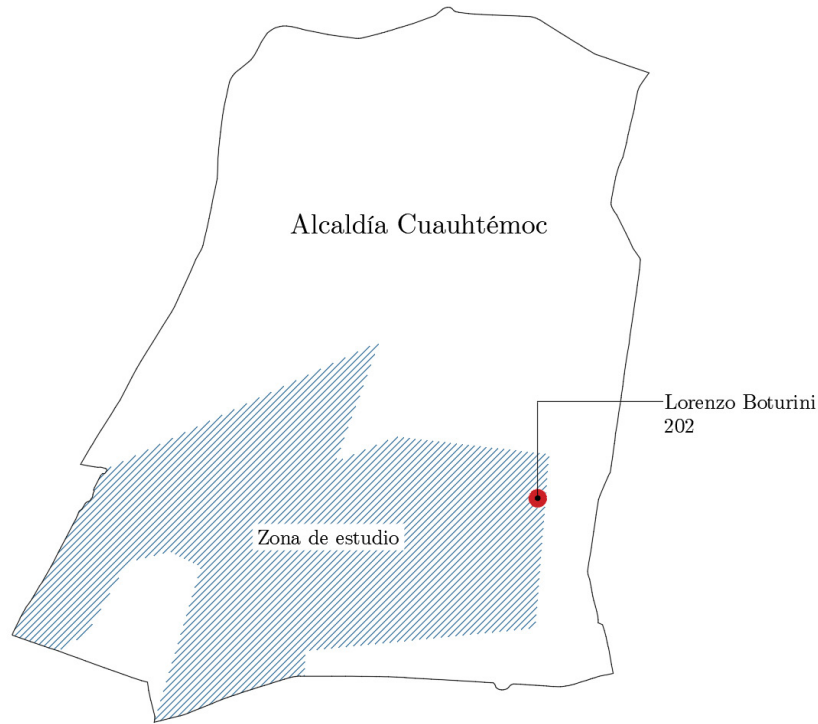




Los parámetros del suelo donde se consideran desplantadas las estructuras analizadas se propusieron con base en la zonificación sísmica reportada por el Instituto de Ingeniería de la UNAM (2020) para la zona de estudio, y la caracterización geotécnica reportada por Evaluación de Riesgos Naturales (2013) para el predio del edificio que se localiza en Lorenzo Boturini 202 (Colonia Tránsito) (con coordenadas: latitud 19.418454 norte y longitud -99.133292 oeste), mismo que se encuentra dentro de la zona de interés.

En la Figura 10 se muestra la zona de estudio considerada (delimitada a partir de la base de datos de edificios realizada por González et al. (2022)) y la ubicación del edificio localizado en Lorenzo Boturini 202.

Figura 10. Ubicación de la zona de estudio considerada y del edificio localizado en Lorenzo Boturini 202



En la Tabla 2 se presenta la estratigrafía considerada para el diseño de las cimentaciones. Cabe mencionar que el nivel freático se encuentra a 3.4 metros de profundidad.

Tabla 2. Estratigrafía considerada para el diseño de las cimentaciones

Estrato	Espesor, H [m]	Peso volumétrico, γ $\left[\frac{t_f}{m^3}\right]$
1	1.8	1.60
2	4.2	1.70
3	28.2	1.55
4	3.6	1.85
Semi-espacio		2.10

En la Tabla 3 se muestran los parámetros del suelo para el sitio de desplante considerados.

Tabla 3. *Parámetros del suelo para el sitio de desplante considerados*

Módulo de rigidez al corte, G_s	513.89 $\left[\frac{t_f}{m^2} \right]$
Fracción de amortiguamiento crítico, ζ_s	3.0 [%]
Coefficiente de Poisson, ν_s	0.45
Periodo dominante de vibrar más largo, T_s	2 [s]
Profundidad de la segunda capa dura, H_s	45 [m]
Velocidad de propagación de ondas de corte, β_s	90 $\left[\frac{m}{s^2} \right]$

En este punto cabe notar la imposibilidad de tipificar las características geotécnicas de una determinada zona, debido a la gran variabilidad (principalmente espacial) que presentan. A pesar de lo anterior, los parámetros geotécnicos utilizados en estos casos de estudio se consideraron, en medida de lo posible, como representativos de la zona de estudio.

El diseño geotécnico de las cimentaciones se realizó, también, atendiendo a lo estipulado en la reglamentación y normativa previamente mencionadas.

Debido a que los suelos en la zona de estudio se caracterizan por ser altamente compresibles, y a que en los casos de estudio se trabaja con estructuras relativamente ligeras, se supuso el uso, en todos los casos, de cimentaciones totalmente compensadas resueltas mediante un cajón rígido de concreto reforzado. En la Tabla 4 se presentan las características generales del diseño de las cimentaciones para las tres estructuras analizadas; el peso total de la estructura corresponde a la combinación de cargas permanentes de la superestructura y de la subestructura, y cargas vivas con intensidad media.

Tabla 4. *Características generales del diseño de las cimentaciones*

Estructura	Área de la cimentación, A [m^2]	Peso total de la estructura, W_0 [t_f]	Profundidad de desplante, D_f [m]
5N-1×2C	72.07	380.95	3.2
5N-3×2C	186.96	942.33	3.1
7N-3×2C	188.35	1368.49	4.4

4.2 Definición de la excitación sísmica

En los casos de estudio de esta tesis, la excitación sísmica está representada por 100 acelerogramas registrados en la superficie del terreno, correspondientes a las dos componentes horizontales (norte-sur y este-oeste) (consideradas de manera independiente) obtenidas (en, o cerca de, la zona de estudio) durante la ocurrencia de diversos eventos sísmicos, por diferentes estaciones acelerográficas.

Los datos sísmicos fueron proporcionados por la Red Acelerográfica del Instituto de Ingeniería (RAII-UNAM, 2018), producto de las labores de instrumentación y procesamiento de la Unidad de Instrumentación Sísmica. Los datos son distribuidos a través del Sistema de Base de Datos Acelerográficos en web:

<https://aplicaciones.iingen.unam.mx/AcelerogramasRSM/>

En la Tabla 5 se presenta información para la identificación de los registros de aceleración considerados para la definición de la excitación sísmica. Cabe mencionar nuevamente que, de cada uno de los 50 registros presentados en la tabla, se consideraron (de manera independiente) las dos componentes horizontales, resultando así en un total de 100 acelerogramas.

Tabla 5. *Registros de aceleración considerados para la definición de la excitación sísmica*

Fecha	Magnitud	Clave de la estación de registro (RAII-UNAM)
19/09/1985	$M_s = 8.1/M_c = 8.1$	SCT1
25/04/1989	$M_s = 6.9/M_c = 6.5$	DFRO
25/04/1989	$M_s = 6.9/M_c = 6.5$	DFVG
25/04/1989	$M_s = 6.9/M_c = 6.5$	SCT2
31/05/1990	$M_s = 5.9/M_c = 5.5$	DFRO
15/05/1993	$M_s = 5.9/M_c = 6$	DFRO
24/10/1993	$M_s = 6.6/M_c = 6.5$	DFRO
24/10/1993	$M_s = 6.6/M_c = 6.5$	SCT2
23/05/1994	$M_c = 5.6$	DFRO
10/12/1994	$M_c = 6.3$	DFRO
10/12/1994	$M_c = 6.3$	DFVG
10/12/1994	$M_c = 6.3$	SCT2
14/09/1995	$M_s = 7.2/M_c = 7.3$	DFRO

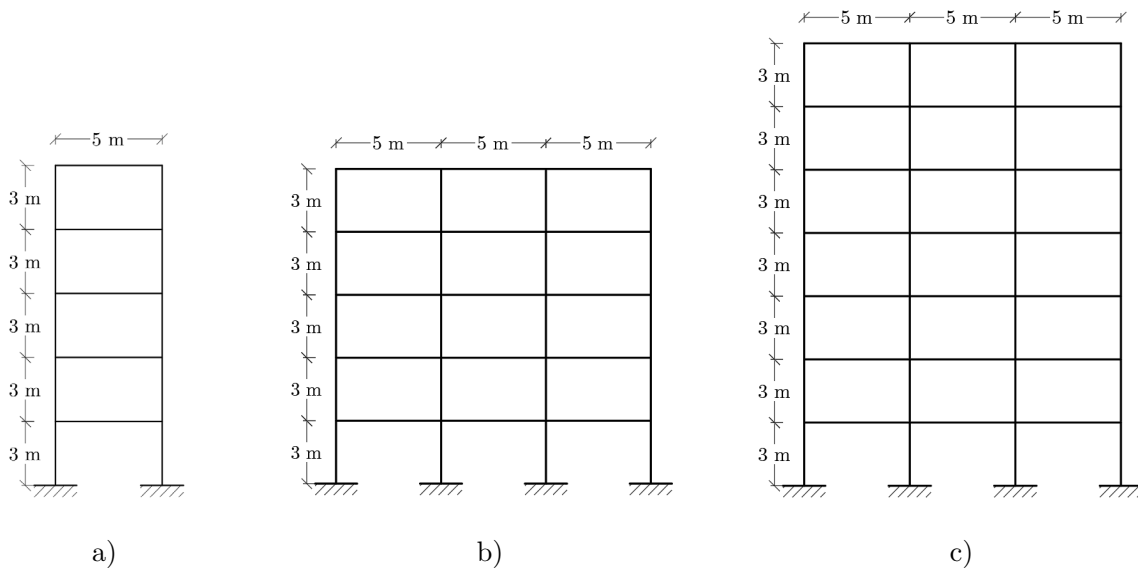
Fecha	Magnitud	Clave de la estación de registro (RAII-UNAM)
14/09/1995	$M_s = 7.2/M_c = 7.3$	DFVG
14/09/1995	$M_s = 7.2/M_c = 7.3$	SCT2
09/10/1995	$M_s = 7.3/M_c = 7.5$	DFRO
09/10/1995	$M_s = 7.3/M_c = 7.5$	SCT2
15/07/1996	$M_s = 6.5/M_c = 6$	DFRO
11/01/1997	$M_s = 6.9$	DFRO
11/01/1997	$M_s = 6.9$	SCT1
15/06/1999	$M_s = 6.5$	DFRO
15/06/1999	$M_s = 6.5$	DFVG
15/06/1999	$M_s = 6.5$	SCT1
21/06/1999	$M_s = 5.8/M_c = 5.8$	DFRO
30/09/1999	$M_s = 7.5/M_c = 5.2$	SCT1
21/07/2000	$M_s = 5.1/M_c = 5.4$	DFRO
21/07/2000	$M_s = 5.1/M_c = 5.4$	DFVG
21/07/2000	$M_s = 5.1/M_c = 5.4$	SCT1
09/08/2000	$M_s = 6.5$	DFVG
08/10/2001	$M_s = 5.4/M_c = 5.5$	PMOS
22/01/2003	$M_s = 7.6$	CAOE
22/01/2003	$M_s = 7.6$	CAOO
22/01/2003	$M_s = 7.6$	CAOT
22/01/2003	$M_s = 7.6$	CLON
22/01/2003	$M_s = 7.6$	JPSK
22/01/2003	$M_s = 7.6$	PMOS
22/01/2003	$M_s = 7.6$	PRJS
22/01/2003	$M_s = 7.6$	PROM
22/01/2003	$M_s = 7.6$	SCT1
13/04/2007	$M = 6.3$	SCT2
22/05/2009	$M = 5.7$	SCT2
11/12/2011	$M = 6.5$	SCT2
20/03/2012	$M = 7.4$	SCT2
16/06/2013	$M = 5.8$	SCT2

Fecha	Magnitud	Clave de la estación de registro (RAII-UNAM)
21/08/2013	$M = 6$	SCT2
18/04/2014	$M = 7.2$	SCT2
08/05/2014	$M = 6.4$	SCT2
08/09/2017	$M = 8.2$	SCT2
19/09/2017	$M = 7.1$	SCT2
16/02/2018	$M = 7.2$	SCT2

4.3 Modelado de estructuras base

Las tres estructuras “tipo” base, es decir, sin considerar aún los efectos del intemperismo y de la interacción suelo-estructura, se modelaron a través del software *OpenSees* (*Open System for Earthquake Engineering Simulation*) (McKenna et al., 2021). Las estructuras se modelaron como marcos planos resistentes a momento. En las Figuras 11 a), b), y c), se muestran esquemáticamente los marcos utilizados para representar a las estructuras 5N-1×2C, 5N-3×2C, y 7N-3×2C, respectivamente.

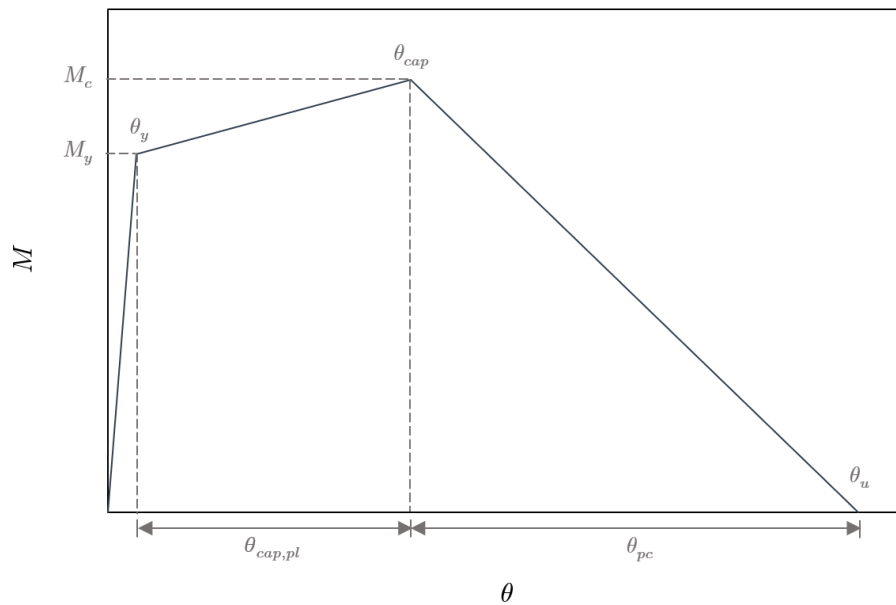
Figuras 11. Ilustración esquemática de los marcos planos utilizados para representar a las estructuras analizadas: a) 5N-1×2C, b) 5N-3×2C, y c) 7N-3×2C



Con el fin de representar el comportamiento de las estructuras a través de las diferentes condiciones de carga y desplazamiento a las que se puedan ver sujetas, se decidió utilizar modelos no lineales. La no linealidad se modeló bajo el enfoque de plasticidad concentrada a través de articulaciones plásticas. Cada elemento de la estructura se modeló mediante: una zona rígida en cada unión con otro elemento, una articulación plástica en cada uno de sus extremos (modelada con un resorte rotacional de longitud cero) y, finalmente, una zona elástica con el módulo de elasticidad e inercia gruesa correspondiente.

Las articulaciones plásticas de los elementos estructurales se definieron a través de curvas *backbone* (momento flexionante-curvatura ($M - \theta$)) trilineales que permiten representar la etapa elástica, la etapa de endurecimiento y la etapa de degradación de rigidez (denominada también como etapa *post-capping*). Las curvas *backbone* se obtuvieron a partir de las expresiones semiempíricas propuestas por Haselton et al. (2007). Estas expresiones permiten considerar el efecto del deslizamiento del acero de refuerzo y efectos de cortante (efectos adicionales a los de flexión pura) (Carpio et al., 2023). En la Figura 12 se muestra la ilustración esquemática de una curva *backbone* trilineal y de los parámetros necesarios para su construcción.

Figura 12. Ilustración esquemática de las curvas *backbone* trilineales



Nota. Adaptado de *Beam-Column Element Model Calibrated for Predicting Flexural Response Leading to Global Collapse of RC Frame Buildings* (PEER Report 2007-03) (p. 3), por C. B. Haselton et al., 2007, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA.

En la Figura 12, θ_y , θ_{cap} y θ_u , son la rotación de fluencia (correspondiente al momento flexionante de fluencia (M_y) de la sección), la rotación *capping* (correspondiente al momento flexionante máximo (M_c) de la sección), y la rotación última (correspondiente al momento resistente residual de la sección), de la articulación plástica, respectivamente.

Debido a que las estructuras presentadas en estos casos de estudio se diseñaron bajo el criterio de columna fuerte – viga débil, se espera que las vigas incurrieren en el rango plástico mientras las columnas se encuentran aún en el rango elástico. En la definición de las articulaciones plásticas se consideró entonces, como lo propone Carpio et al. (2023): la inercia a la fluencia (I_y) para las vigas y la inercia al 40% de la fluencia (I_{stf40}) para las columnas. Para la obtención de estas inercias, se utilizaron las expresiones propuestas por Haselton et al. (2007).

Cabe mencionar que, como lo propone Haselton et al. (2007), y Carpio et al. (2023), se consideró, para las articulaciones plásticas, un momento resistente residual de cero; mientras que esto puede resultar conservador, se ajustó adecuadamente a las pruebas experimentales realizadas por Haselton et al. (2007) para la calibración de los modelos utilizados.

En cuanto al comportamiento histerético de las articulaciones plásticas, se utilizó el modelo modificado de deterioro de Ibarra-Medina-Krawlinker con respuesta histerética *Peak-Oriented*, debido a que los parámetros de este modelo se calibraron experimentalmente con respecto a elementos de concreto reforzado (Ibarra et al. 2005; Lignos y Krawlinker, 2013). Este modelo considera cuatro modos de deterioro cíclico: deterioro de resistencia básica, deterioro de resistencia *post-capping*, deterioro de rigidez de descarga y deterioro acelerado de rigidez de recarga. Estos modos de deterioro cíclico se especificaron para cada articulación plástica a través de los siguientes parámetros: la capacidad normalizada de disipación de energía histerética (λ_s , λ_c , λ_k y λ_a , para los modos de deterioro de resistencia básica, de resistencia *post-capping*, de rigidez de descarga y de rigidez de recarga, respectivamente), y el exponente que define la tasa de deterioro cíclico (c_s , c_c , c_k y c_a , para los modos de deterioro de resistencia básica, de resistencia *post-capping*, de rigidez de descarga y de rigidez de recarga, respectivamente).

Como lo propone Haselton et al. (2007), se consideró que:

$$c_s = c_c = c_k = c_a = 1$$

$$\lambda_s = \lambda_c = \lambda_k = \lambda_a$$

La capacidad normalizada de disipación de energía histerética se determinó, también, mediante las expresiones propuestas por Haselton et al. (2007).

Cabe mencionar que, para definir el comportamiento histerético de las articulaciones plásticas, se consideraron curvas *backbone* y tasas de deterioro cíclico simétricas para ambos sentidos de carga/desplazamiento.

Como se propone en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal de 2017 (Gobierno de la Ciudad de México, 2017a), el acero de refuerzo se modeló utilizando una curva esfuerzo-deformación elastoplástica con endurecimiento curvo y el concreto reforzado se modeló utilizando curvas esfuerzo-deformación construidas a partir del modelo teórico de Mander et al. (1988).

Los parámetros utilizados para construir la curva esfuerzo-deformación del acero de refuerzo corresponden a los presentados en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (Gobierno de la Ciudad de México, 2017a), para varillas de acero nacional, y se muestran en la Tabla 6.

Tabla 6. *Parámetros para construir la gráfica esfuerzo-deformación del acero de refuerzo*

Módulo de elasticidad, E_s	2,052,433 $\left[\frac{\text{kg}_f}{\text{cm}^2} \right]$
Esfuerzo de fluencia, f_y	4,487 $\left[\frac{\text{kg}_f}{\text{cm}^2} \right]$
Esfuerzo último, f_{su}	7,280 $\left[\frac{\text{kg}_f}{\text{cm}^2} \right]$
Deformación unitaria de fluencia, ε_y	$\frac{f_y}{E_s}$
Deformación unitaria al inicio del endurecimiento, ε_{sh}	0.0066
Deformación unitaria última, ε_{su}	0.1100

Los parámetros utilizados para construir la curva esfuerzo-deformación del concreto reforzado son los correspondientes al modelo teórico de Mander et al. (1988), y se presentan en la Tabla 7.

Tabla 7. *Parámetros para construir la gráfica esfuerzo-deformación del concreto reforzado*

Resistencia a compresión, f'_c	250 $\left[\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right]$
Módulo de elasticidad, E_c	$(51,000) \sqrt{\frac{f'_c}{10.2}} \left[\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right]$
Deformación unitaria asociada a la resistencia del concreto sin confinar, ε_{co}	0.002
Deformación unitaria última, ε_{cu}	0.005

A manera de referencia, se presentan en las Figuras 13 y 14, las curvas *backbone* correspondientes a las articulaciones plásticas de las columnas de la planta baja, y de la viga del primer nivel, de la estructura 5N-1×2C, respectivamente.

Figura 13. *Curva backbone y capacidad normalizada de disipación de energía histerética de las articulaciones plásticas de las columnas de la planta baja de la estructura 5N-1×2C*

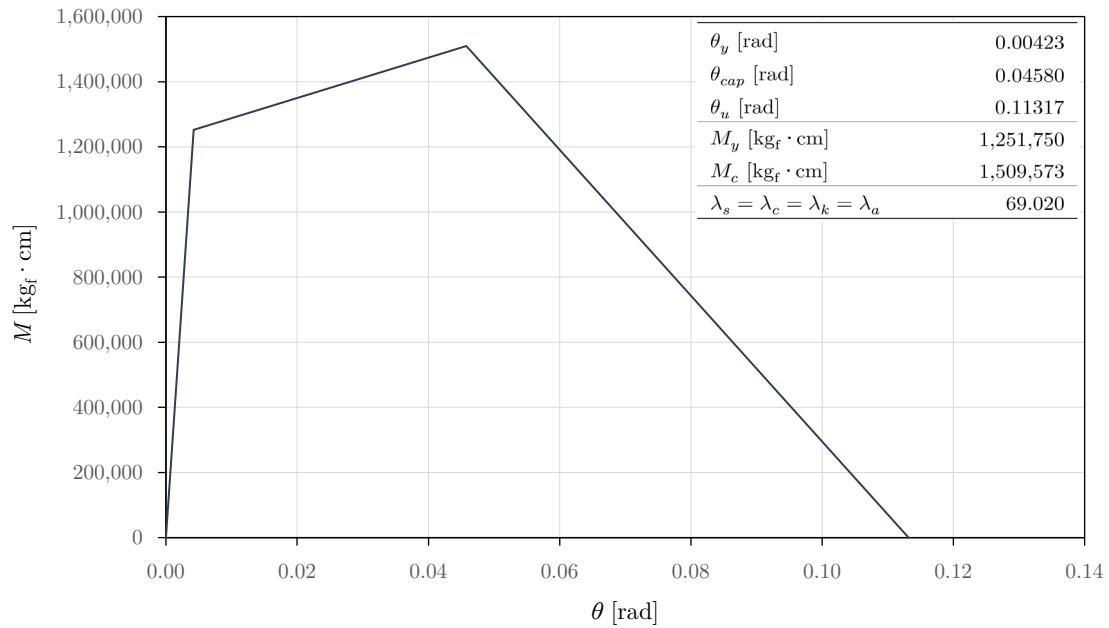
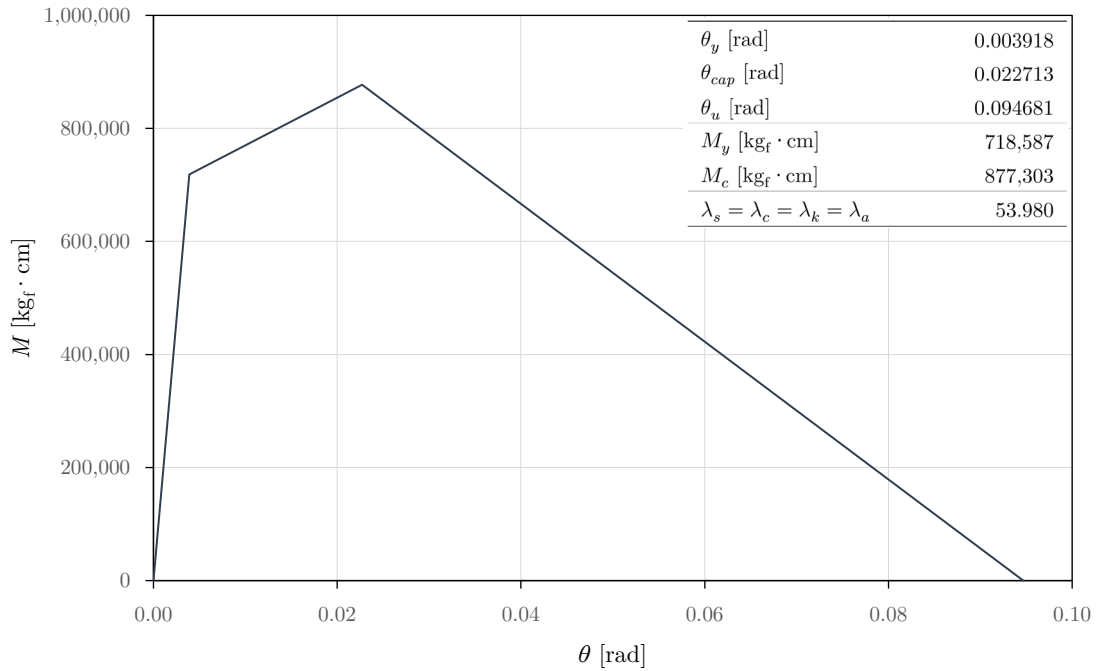


Figura 14. Curva backbone y capacidad normalizada de disipación de energía histerética de las articulaciones plásticas de la viga del primer nivel de la estructura 5N-1×2C



Una vez modeladas las estructuras base, se obtuvieron sus características modales. En la Tabla 8 se presentan algunas características de los modelos de las estructuras analizadas.

Tabla 8. Características de los modelos de las estructuras analizadas

Estructura	T_1 [s]	Masa $\left[\frac{\text{kgf} \cdot \text{s}^2}{\text{cm}} \right]$
5N-1×2C	1.4122	200
5N-3×2C	1.3028	588
7N-3×2C	1.5801	917

Cabe mencionar que la masa considerada en los modelos corresponde a las cargas permanentes y a las cargas vivas con intensidad instantánea. También, que el periodo fundamental de vibrar de las estructuras resulta alto debido a que, como se mencionó previamente, las inercias en los extremos de los elementos son considerablemente menores que las inercias gruesas correspondientes. Lo anterior es resultado de considerar, además del agrietamiento del concreto a tensión, efectos adicionales a los de flexión pura (el efecto del deslizamiento del acero de refuerzo y efectos de cortante), los cuales flexibilizan a las estructuras en todas sus etapas de comportamiento. Ante lo anterior, cabe comentar que

se corroboró que las características modales de las estructuras modeladas en *OpenSees*, modificando las articulaciones plásticas para que correspondieran a las inercias gruesas de los elementos y sin considerar efectos adicionales a los de flexión pura, fueran similares a las obtenidas mediante un análisis modal, y a las correspondientes a los modelos elásticos realizados para el diseño de las estructuras.

4.4 Definición de los efectos del intemperismo en las estructuras

Debido a que las estructuras analizadas se encuentran en una zona urbana, y a las condiciones atmosféricas de su ubicación, los efectos del intemperismo se representaron a través del fenómeno de corrosión producto de la carbonatación de los elementos estructurales.

Para la determinación de los efectos del intemperismo, se propuso el análisis, a partir de las estructuras base propuestas, de 18 estructuras con las características y nomenclaturas asociadas a estas, que se muestran en la Tabla 9.

Tabla 9. *Características y nomenclaturas de las 18 estructuras propuestas para el análisis de los efectos del intemperismo*

Nomenclatura	Características	
	Tiempo de exposición, t [años]	Recubrimiento de sus elementos estructurales, r [cm]
5N-1 \times 2C, $r = 5$ cm, $t = 0$ años	0	5
5N-1 \times 2C, $r = 5$ cm, $t = 50$ años	50	5
5N-1 \times 2C, $r = 5$ cm, $t = 80$ años	80	5
5N-1 \times 2C, $r = 4$ cm, $t = 0$ años	0	4
5N-1 \times 2C, $r = 4$ cm, $t = 50$ años	50	4
5N-1 \times 2C, $r = 4$ cm, $t = 80$ años	80	4
5N-3 \times 2C, $r = 5$ cm, $t = 0$ años	0	5
5N-3 \times 2C, $r = 5$ cm, $t = 50$ años	50	5
5N-3 \times 2C, $r = 5$ cm, $t = 80$ años	80	5
5N-3 \times 2C, $r = 4$ cm, $t = 0$ años	0	4
5N-3 \times 2C, $r = 4$ cm, $t = 50$ años	50	4
5N-3 \times 2C, $r = 4$ cm, $t = 80$ años	80	4
7N-3 \times 2C, $r = 5$ cm, $t = 0$ años	0	5
7N-3 \times 2C, $r = 5$ cm, $t = 50$ años	50	5
7N-3 \times 2C, $r = 5$ cm, $t = 80$ años	80	5
7N-3 \times 2C, $r = 4$ cm, $t = 0$ años	0	4
7N-3 \times 2C, $r = 4$ cm, $t = 50$ años	50	4
7N-3 \times 2C, $r = 4$ cm, $t = 80$ años	80	4

Lo anterior permitió estudiar los efectos del intemperismo para dos de los valores de profundidad de recubrimiento más utilizados en los diseños estructurales y para diferentes valores de tiempo de exposición de las estructuras. Cabe mencionar que las secciones mantuvieron la misma configuración que la mostrada en las Figuras 9, y únicamente se varió la profundidad de recubrimiento. Como se puede observar, las estructuras 5N-1 × 2C, $r = 5$ cm, $t = 0$ años; 5N-3 × 2C, $r = 5$ cm, $t = 0$ años; y 7N-3 × 2C, $r = 5$ cm, $t = 0$ años, corresponden a las estructuras base 5N-1×2C; 5N-3×2C; y 7N-3×2C, respectivamente.

Los efectos del intemperismo en las estructuras se consideraron a través de la determinación, para cada elemento estructural, del tiempo que tarda el dióxido de carbono atmosférico en alcanzar al acero de refuerzo (tiempo de iniciación), del porcentaje de corrosión del acero de refuerzo de la sección, de las propiedades mecánicas residuales del acero de refuerzo (transversal y longitudinal) y del concreto de la sección, y, finalmente, del efecto de las modificaciones de las propiedades mecánicas de los materiales en la articulación plástica y la zona elástica correspondientes a dicho elemento.

Para evaluar los efectos del intemperismo, las caras de los elementos estructurales se clasificaron como expuestas o cubiertas dependiendo de la posición del elemento.

El tiempo que tarda el dióxido de carbono en alcanzar una determinada varilla o estribo en la sección de un elemento estructural ($t_{iniciación}$) (por cara) se determinó mediante la primera ley de difusión de Fick, a saber:

$$t_{iniciación} = \left(\frac{D}{K}\right)^2$$

donde:

D , es la profundidad (perpendicular a la cara analizada de la sección) a la que se encuentra la varilla o estribo, en [mm].

K , es el coeficiente de carbonatación, en $\left[\frac{\text{mm}}{\text{año}^{1/2}}\right]$.

Cabe mencionar que no se tomaron en cuenta los acabados de las estructuras en el cálculo del tiempo de iniciación.

El valor del coeficiente de carbonatación (K) depende de factores medioambientales (humedad, temperatura, concentración de dióxido de carbono) y de factores relacionados

con el concreto (principalmente, su alcalinidad y permeabilidad). Los valores utilizados en estos casos de estudio corresponden a los reportados por Moreno et al. (2016). Estos valores fueron obtenidos para especímenes de concreto con una relación agua/cemento de 0.65 expuestos a la intemperie en la Ciudad de México y son:

Para caras expuestas:

$$K = 5.6 \left[\frac{\text{mm}}{\text{año}^{1/2}} \right]$$

Para caras cubiertas:

$$K = 5.1 \left[\frac{\text{mm}}{\text{año}^{1/2}} \right]$$

El porcentaje de corrosión del acero de refuerzo (C_w) para una determinada sección se determinó mediante la siguiente expresión:

Para el refuerzo longitudinal:

$$C_{w(long)} = \left(\frac{A_{base(long)} - A_{residual(long)}}{A_{base(long)}} \right) (100)$$

donde:

$A_{base(long)}$, es el área original total de refuerzo longitudinal de la sección.

$A_{residual(long)}$, es el área residual total de refuerzo longitudinal de la sección.

Para el refuerzo transversal:

$$C_{w(trans)} = \left(\frac{A_{base(trans)} - A_{residual(trans)}}{A_{base(trans)}} \right) (100)$$

donde:

$A_{base(trans)}$, es el área original total de refuerzo transversal de la sección.

$A_{residual(trans)}$, es el área residual total de refuerzo transversal de la sección.

El área residual del refuerzo se calculó a partir de la expresión, basada en las leyes de Faraday de la electrólisis, presentada por Alonso et al. (1998); a saber:

$$\emptyset_{residual} = \emptyset_{base} - \alpha(0.0116)(i_{corr})(t_{corr})$$

donde:

$\emptyset_{residual}$, es el diámetro residual de una varilla o estribo sujeto a corrosión activa, en [mm].

\emptyset_{base} , es el diámetro original de la varilla o estribo sujeto a corrosión activa, en [mm].

α , es un coeficiente dependiente del tipo de corrosión, y adquiere un valor de 2 para corrosión uniforme generalizada (Richardson, 2002).

i_{corr} , es la tasa de corrosión del acero, en $\left[\frac{\mu A}{cm^2}\right]$.

t_{corr} , es el tiempo desde el inicio de la corrosión de la varilla o el estribo ($t - t_{iniciación}$), en [años].

El valor de la tasa de corrosión del acero de refuerzo por carbonatación depende de diversos factores atmosféricos (como lo son la humedad relativa, la temperatura y el porcentaje de carbonatación), y de las propiedades del concreto (composición del cemento y relación agua/cemento). Los valores de tasa de corrosión del acero por carbonatación reportados en la literatura presentan una gran dispersión y son tema de amplia discusión (ver, *e.g.*, Stefanoni et al., 2017).

De acuerdo con información proporcionada por el Servicio Meteorológico Nacional de la Comisión Nacional del Agua (2023), el promedio de los valores históricos de humedad relativa diaria media registrados entre 1981 y 2021 en el Observatorio Meteorológico de la Red Sinóptica de Superficie ubicado en Tacubaya, Alcaldía Miguel Hidalgo, en la Ciudad de México, es de 58.95%.

En los casos de estudio presentados en esta tesis, se consideró una tasa de corrosión por carbonatación de $0.5 \left[\frac{\mu A}{cm^2}\right]$, con base en la información presentada por Stefanoni et al. (2017), las condiciones atmosféricas de la Ciudad de México, y las características supuestas del concreto.

Cabe mencionar que la geometría del refuerzo de las secciones intemperizadas no se modificó, debido a que las expresiones para calcular las propiedades residuales del acero, que se presentan a continuación, consideran implícitamente esta modificación de geometría.

Las propiedades mecánicas residuales del acero de refuerzo longitudinal y transversal para una sección se obtuvieron mediante las expresiones semiempíricas propuestas por Lee et al. (2009) para corrosión uniforme, a saber:

$$E_{s(corr)} = \left[1 - 0.75 \left(\frac{C_w}{100} \right) \right] (E_s)$$

$$f_{y(corr)} = \left[1 - 1.24 \left(\frac{C_w}{100} \right) \right] (f_y)$$

$$f_{su(corr)} = \left[1 - 1.07 \left(\frac{C_w}{100} \right) \right] (f_{su})$$

$$\varepsilon_{su(corr)} = \left[1 - 1.95 \left(\frac{C_w}{100} \right) \right] (\varepsilon_{su})$$

donde:

$E_{s(corr)}$, es el módulo de elasticidad residual del acero.

$f_{y(corr)}$, es el esfuerzo de fluencia residual del acero.

$f_{su(corr)}$, es el esfuerzo último residual del acero.

$\varepsilon_{su(corr)}$, es la deformación unitaria última residual del acero.

Cabe mencionar que se mantuvo la relación entre el esfuerzo de fluencia y el módulo de elasticidad del acero (ahora residuales) que se muestra en la Tabla 6, por lo que la deformación unitaria de fluencia del acero para una sección, también se vio afectada.

Finalmente, la resistencia a compresión residual del concreto para una sección se obtuvo mediante la expresión semiempírica propuesta por Shayanfar et al. (2016) para concretos con relación agua/cemento de 0.5, a saber:

$$f'_{c(corr)} = (1 - [(2.576)(C_{w(long)}) - 1.876])(f'_c)$$

donde:

$f'_{c(corr)}$, es la resistencia a compresión residual del concreto.

Esta expresión busca capturar implícitamente, entre otros fenómenos, la aparición de grietas en el concreto debido a la corrosión. Cabe mencionar que se mantuvo la relación entre el módulo de elasticidad y la resistencia a compresión del concreto (ahora residual) que se muestra en la Tabla 7, por lo que el módulo de elasticidad del concreto para una sección, también se vio afectado.

A manera de referencia se presentan en las Tablas 10 y 11 las propiedades residuales del acero de refuerzo de las columnas de los tres niveles inferiores, y de las vigas de los primeros tres niveles, de la estructura 5N-1 × 2C, $r = 4$ cm, $t = 80$ años, respectivamente.

Tabla 10. *Parámetros para construir la gráfica esfuerzo-deformación del acero de refuerzo de las columnas de los tres niveles inferiores de la estructura 5N-1×2C, $r=4$ cm, $t=80$ años*

	Refuerzo longitudinal	Refuerzo transversal
Módulo de elasticidad, $E_{s(corr)}$, $\left[\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}\right]$	1,923,880	1,786,704
Esfuerzo de fluencia, $f_{y(corr)}$, $\left[\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}\right]$	4,022	3,527
Esfuerzo último, $f_{su(corr)}$, $\left[\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}\right]$	6,629	5,935
Deformación unitaria de fluencia, $\varepsilon_{y(corr)}$	$\frac{f_{y(corr)}}{E_{s(corr)}}$	$\frac{f_{y(corr)}}{E_{s(corr)}}$
Deformación unitaria al inicio del endurecimiento, $\varepsilon_{sh(corr)}$	0.0066	0.0066
Deformación unitaria última, $\varepsilon_{su(corr)}$	0.0920	0.0730

Tabla 11. *Parámetros para construir la gráfica esfuerzo-deformación del acero de refuerzo de las vigas de los tres niveles inferiores de la estructura 5N-1×2C, $r=4$ cm, $t=80$ años*

	Refuerzo longitudinal	Refuerzo transversal
Módulo de elasticidad, $E_{s(corr)}$, $\left[\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}\right]$	1,908,205	1,802,487
Esfuerzo de fluencia, $f_{y(corr)}$, $\left[\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}\right]$	3,966	3,584
Esfuerzo último, $f_{su(corr)}$, $\left[\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}\right]$	6,550	6,015
Deformación unitaria de fluencia, $\varepsilon_{y(corr)}$	$\frac{f_{y(corr)}}{E_{s(corr)}}$	$\frac{f_{y(corr)}}{E_{s(corr)}}$
Deformación unitaria al inicio del endurecimiento, $\varepsilon_{sh(corr)}$	0.0066	0.0066
Deformación unitaria última, $\varepsilon_{su(corr)}$	0.0900	0.0750

Los valores presentados en las Tablas 10 y 11 pueden compararse, a manera de referencia, con los mostrados en la Tabla 6.

Se presentan también, en las Tablas 12 y 13, las propiedades residuales del concreto de las columnas de los tres niveles inferiores, y de las vigas de los primeros tres niveles, de la estructura 5N-1 \times 2C, $r = 4$ cm, $t = 80$ años, respectivamente.

Tabla 12. *Parámetros para construir la gráfica esfuerzo-deformación del concreto reforzado de las columnas de los tres niveles inferiores de la estructura 5N-1 \times 2C, $r=4$ cm, $t=80$ años*

Resistencia a compresión, $f'_{c(corr)}$	201 $\left[\frac{\text{kg}_f}{\text{cm}^2} \right]$
Módulo de elasticidad, $E_{c(corr)}$	$(51,000) \sqrt{\frac{f'_{c(corr)}}{10.2}} \left[\frac{\text{kg}_f}{\text{cm}^2} \right]$
Deformación unitaria asociada a la resistencia del concreto sin confinar, $\varepsilon_{co(corr)}$	0.002
Deformación unitaria última, $\varepsilon_{cu(corr)}$	0.005

Tabla 13. *Parámetros para construir la gráfica esfuerzo-deformación del concreto reforzado de las vigas de los tres niveles inferiores de la estructura 5N-1 \times 2C, $r=4$ cm, $t=80$ años*

Resistencia a compresión, $f'_{c(corr)}$	194 $\left[\frac{\text{kg}_f}{\text{cm}^2} \right]$
Módulo de elasticidad, $E_{c(corr)}$	$(51,000) \sqrt{\frac{f'_{c(corr)}}{10.2}} \left[\frac{\text{kg}_f}{\text{cm}^2} \right]$
Deformación unitaria asociada a la resistencia del concreto sin confinar, $\varepsilon_{co(corr)}$	0.002
Deformación unitaria última, $\varepsilon_{cu(corr)}$	0.005

Los valores presentados en las Tablas 12 y 13 pueden compararse, a manera de referencia, con los mostrados en la Tabla 7.

A manera de referencia, se presentan en las Figuras 15 y 16, las curvas *backbone* correspondientes a las articulaciones plásticas de las columnas de la planta baja, y de la viga del primer nivel, de las estructuras 5N-1 \times 2C, respectivamente.

Figura 15. Curvas backbone y capacidad normalizada de disipación de energía histerética de las articulaciones plásticas de las columnas de la planta baja de las estructuras 5N-1×2C

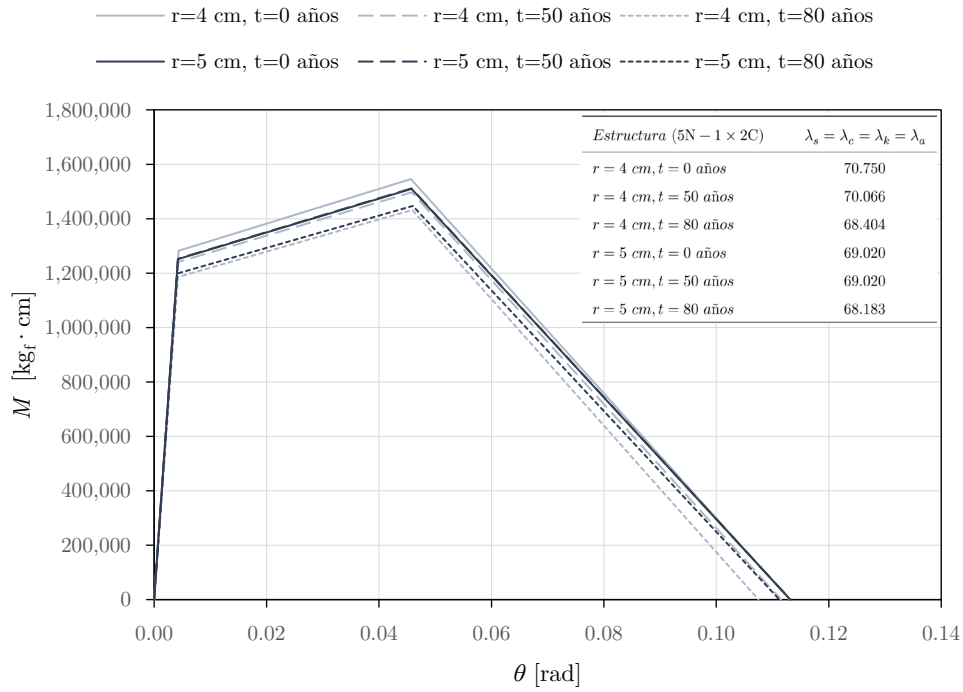
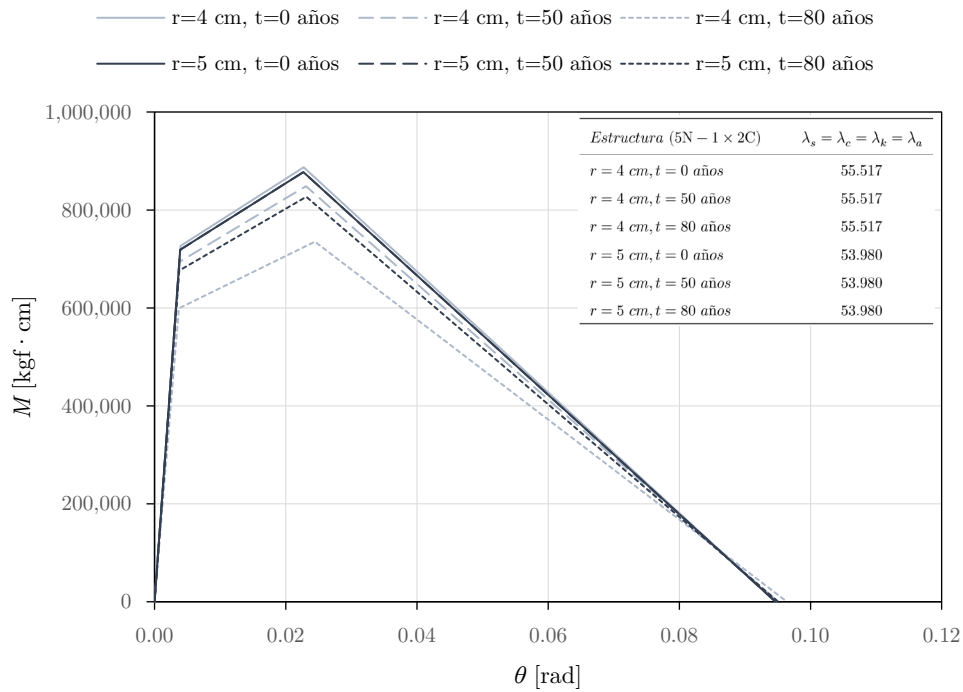


Figura 16. Curvas backbone y capacidad normalizada de disipación de energía histerética de las articulaciones plásticas de la viga del primer nivel para las estructuras 5N-1×2C



Se puede observar en las Figuras 15 y 16 que las curvas *backbone* para las condiciones $r = 5 \text{ cm}, t = 0$ años, y, $r = 5 \text{ cm}, t = 50$ años, se sobreponen. Esta fue una condición recurrente y se debe a que, para estructuras con recubrimientos de 5 cm, 50 años fueron generalmente insuficientes para que el acero de refuerzo longitudinal de las secciones fuera afectado por corrosión; afectándose únicamente, y de manera poco significativa, el acero transversal.

Se puede observar, también, que la disminución de la rigidez elástica de las articulaciones plásticas, al aumentar el porcentaje de corrosión, es prácticamente despreciable.

Cabe notar que la magnitud de los efectos del intemperismo en un determinado elemento estructural para las diferentes combinaciones de profundidad de recubrimiento y tiempo de exposición está en función de su posición y de la configuración de su refuerzo, y no puede generalizarse.

Cabe notar, también, que la expresión utilizada para obtener los parámetros de capacidad normalizada de disipación de energía histerética ($\lambda_s, \lambda_c, \lambda_k$ y λ_a) resulta en una relación directa entre estos parámetros y la resistencia a compresión del concreto para el caso de columnas (lo anterior implica una relación inversa entre el porcentaje de corrosión de la sección y la capacidad de disipación de energía histerética) (para una determinada profundidad de recubrimiento); en el caso de vigas, y nuevamente resultado de la expresión utilizada, estos parámetros se mantuvieron constantes para las diferentes combinaciones de profundidad de recubrimiento y tiempo de exposición, debido a que la carga axial a la que están sometidas las vigas es poco significativa.

A partir de los modelos de las estructuras base se generaron entonces 18 modelos que toman en cuenta los efectos del intemperismo; los periodos fundamentales de vibrar de estos modelos se presentan en la Tabla 14.

Tabla 14. *Periodos fundamentales de vibrar de las 18 estructuras propuestas para el análisis de los efectos del intemperismo*

<i>Estructura</i>	T_1 [s]
5N - 1 × 2C, $r = 5$ cm, $t = 0$ años	1.4122
5N - 1 × 2C, $r = 5$ cm, $t = 50$ años	1.4122
5N - 1 × 2C, $r = 5$ cm, $t = 80$ años	1.4332
5N - 1 × 2C, $r = 4$ cm, $t = 0$ años	1.4122
5N - 1 × 2C, $r = 4$ cm, $t = 50$ años	1.4290
5N - 1 × 2C, $r = 4$ cm, $t = 80$ años	1.4938
5N - 3 × 2C, $r = 5$ cm, $t = 0$ años	1.3028
5N - 3 × 2C, $r = 5$ cm, $t = 50$ años	1.3028
5N - 3 × 2C, $r = 5$ cm, $t = 80$ años	1.3245
5N - 3 × 2C, $r = 4$ cm, $t = 0$ años	1.3028
5N - 3 × 2C, $r = 4$ cm, $t = 50$ años	1.3195
5N - 3 × 2C, $r = 4$ cm, $t = 80$ años	1.3754
7N - 3 × 2C, $r = 5$ cm, $t = 0$ años	1.5801
7N-3 × 2C, $r = 5$ cm, $t = 50$ años	1.5801
7N - 3 × 2C, $r = 5$ cm, $t = 80$ años	1.6041
7N-3 × 2C, $r = 4$ cm, $t = 0$ años	1.5801
7N-3 × 2C, $r = 4$ cm, $t = 50$ años	1.5984
7N-3 × 2C, $r = 4$ cm, $t = 80$ años	1.6550

Como era de esperarse, estructuras con tiempo de exposición mayor al tiempo de iniciación de corrosión de sus elementos presentan una relación directa entre su tiempo de exposición y su periodo fundamental de vibrar, y una relación inversa entre la profundidad de recubrimiento de sus elementos y su periodo fundamental de vibrar.

4.5 Definición de los efectos de la interacción suelo-estructura

Debido a la zona en la que se consideran desplantadas las estructuras analizadas, se espera que se presenten, en menor o mayor medida, efectos relacionados al fenómeno de interacción suelo-estructura. Ante lo anterior, se propuso incorporar los efectos de la interacción suelo-estructura en las 18 estructuras propuestas para el análisis de los efectos del intemperismo. En los casos de estudio aquí presentados, estos efectos se tomaron en cuenta a través de la solución en tres pasos propuesta por Avilés (1999), la cual corresponde a un método de análisis de superposición. Esta metodología consiste en el cálculo de las funciones de impedancia (rigideces y amortiguamientos dinámicos) (base flexible), la determinación de los movimientos efectivos en la base de la estructura (cimentación), y,

finalmente, la determinación de la respuesta de la estructura sobre base flexible y sometida a los movimientos efectivos de la cimentación.

4.5.1 Funciones de impedancia

La evaluación de las funciones de impedancia se llevó a cabo mediante las expresiones presentadas en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por sismo del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal de 2017 (Gobierno de la Ciudad de México, 2017b) y basadas en los resultados presentados por Gazetas (1991) y Sieffert y Cevaer (1992). Usando estas expresiones se obtuvieron las rigideces dinámicas y las constantes de amortiguamiento de las cimentaciones de las estructuras de estudio, para los modos de traslación horizontal y rotación.

En la Tabla 15 se presentan los valores de las rigideces dinámicas y las constantes de amortiguamiento viscoso para las 18 estructuras analizadas.

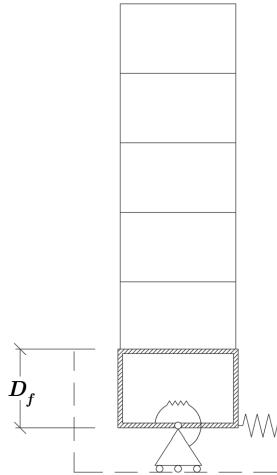
Tabla 15. Valores de las rigideces dinámicas y las constantes de amortiguamiento viscoso para las 18 estructuras analizadas

Estructura	$K_h \left[\frac{t_f}{m} \right]$	$K_r [t_f \cdot m]$	$C_h \left[\frac{t_f \cdot s}{m} \right]$	$C_r [t_f \cdot m \cdot s]$
5N-1 \times 2C, $r = 5$ cm, $t = 0$ años	20,911	290,345	978	4,659
5N-1 \times 2C, $r = 5$ cm, $t = 50$ años	20,911	290,345	978	4,659
5N-1 \times 2C, $r = 5$ cm, $t = 80$ años	20,913	290,437	982	4,710
5N-1 \times 2C, $r = 4$ cm, $t = 0$ años	20,911	290,345	978	4,659
5N-1 \times 2C, $r = 4$ cm, $t = 50$ años	20,913	290,417	981	4,698
5N-1 \times 2C, $r = 4$ cm, $t = 80$ años	20,917	290,694	992	4,855
5N-3 \times 2C, $r = 5$ cm, $t = 0$ años	30,191	2,071,208	1,926	29,606
5N-3 \times 2C, $r = 5$ cm, $t = 50$ años	30,191	2,071,208	1,926	29,606
5N-3 \times 2C, $r = 5$ cm, $t = 80$ años	30,197	2,073,583	1,932	30,005
5N-3 \times 2C, $r = 4$ cm, $t = 0$ años	30,191	2,071,208	1,926	29,606
5N-3 \times 2C, $r = 4$ cm, $t = 50$ años	30,195	2,072,995	1,930	29,905
5N-3 \times 2C, $r = 4$ cm, $t = 80$ años	30,209	2,078,911	1,945	30,949
7N-3 \times 2C, $r = 5$ cm, $t = 0$ años	34,150	2,547,133	2,296	44,581
7N-3 \times 2C, $r = 5$ cm, $t = 50$ años	34,150	2,547,133	2,296	44,581
7N-3 \times 2C, $r = 5$ cm, $t = 80$ años	34,154	2,549,063	2,303	45,106
7N-3 \times 2C, $r = 4$ cm, $t = 0$ años	34,150	2,547,133	2,296	44,581
7N-3 \times 2C, $r = 4$ cm, $t = 50$ años	34,153	2,548,608	2,302	44,981
7N-3 \times 2C, $r = 4$ cm, $t = 80$ años	34,163	2,553,138	2,318	46,257

Obtenidos los valores de las rigideces dinámicas y las constantes de amortiguamiento viscoso, se generaron, a partir de los modelos realizados para el análisis de los efectos del intemperismo, 18 modelos que toman en cuenta los efectos inerciales de la interacción suelo-estructura. Lo anterior se realizó mediante:

- a) La incorporación de los cajones de cimentación correspondientes (modelados como cajones rígidos); y de resortes horizontales y rotacionales (en la base de la cimentación) con rigideces proporcionales a marcos planos, obtenidas a partir de los valores de las rigideces dinámicas correspondientes. (Ver Figura 17).

Figura 17. *Ilustración esquemática del modelado de las rigideces dinámicas de los sistemas analizados*



- b) La modificación de la fracción de amortiguamiento crítico del sistema a través de la expresión basada en los desarrollos realizados por Jennings y Bielak (1973), Luco (1980), y Avilés y Pérez-Rocha (1996), entre otros; a saber:

$$\tilde{\zeta}_e = \zeta_e \left(\frac{T_e}{\tilde{T}_e} \right)^3 + \frac{\zeta_h}{1 + 2(\zeta_h^2)} \left(\frac{T_h}{\tilde{T}_e} \right)^2 + \frac{\zeta_r}{1 + 2(\zeta_r^2)} \left(\frac{T_r}{\tilde{T}_e} \right)^2$$

donde:

$\tilde{\zeta}_e$, es la fracción de amortiguamiento crítico de la estructura con base flexible (sistema suelo-estructura)

ζ_e , es la fracción de amortiguamiento crítico de la estructura con base rígida.

T_e , es el periodo fundamental efectivo de la estructura con base rígida.

\tilde{T}_e , es el periodo fundamental efectivo de la estructura con base flexible (sistema suelo-estructura).

ζ_h , es el coeficiente de amortiguamiento del suelo en el modo de traslación horizontal.

T_h , es el periodo natural de la estructura asociado con una traslación horizontal de cuerpo rígido.

ζ_r , es el coeficiente de amortiguamiento del suelo en el modo de rotación.

T_r , es el periodo natural de la estructura asociado con una rotación de cuerpo rígido.

El coeficiente de amortiguamiento del suelo en el modo de traslación horizontal (ζ_h) se calcula como:

$$\zeta_h = \frac{(\pi)(C_h)}{(\tilde{T}_e)(K_h)}$$

El coeficiente de amortiguamiento del suelo en el modo de rotación (ζ_r) se calcula como:

$$\zeta_r = \frac{(\pi)(C_r)}{(\tilde{T}_e)(K_r)}$$

El periodo natural de la estructura asociado con una traslación horizontal de cuerpo rígido (T_h) se calcula como:

$$T_h = \left(\frac{2(\pi)}{\sqrt{g}} \right) \left(\sqrt{\frac{W_e}{K_h}} \right)$$

donde:

W_e , es el peso efectivo de la estructura vibrando en su modo fundamental, ($0.7(W_0)$)

El periodo natural de la estructura asociado con una rotación de cuerpo rígido (T_r) se calcula como:

$$T_r = \left(\frac{2(\pi)}{\sqrt{g}} \right) \left(\sqrt{\frac{W_e(H_e + D_f)^2}{K_r}} \right)$$

donde:

H_e , es la altura efectiva considerada como 0.7 de la altura total sobre el desplante.

En la Tabla 16 se presentan los periodos fundamentales de vibrar de los modelos de las 18 estructuras que toman en cuenta los efectos inerciales de la interacción suelo-estructura (estructuras sobre base flexible). Para diferenciar a estas estructuras de las que únicamente toman en cuenta los efectos del intemperismo, se ha agregado en su nomenclatura la terminación “con ISE”.

Tabla 16. *Periodos fundamentales de vibrar de las 18 estructuras que toman en cuenta los efectos inerciales de la interacción suelo-estructura (estructuras sobre base flexible)*

Estructura	T_1 [s]
5N-1 × 2C, $r = 5$ cm, $t = 0$ años, con ISE	1.645
5N-1 × 2C, $r = 5$ cm, $t = 50$ años, con ISE	1.645
5N-1 × 2C, $r = 5$ cm, $t = 80$ años, con ISE	1.663
5N-1 × 2C, $r = 4$ cm, $t = 0$ años, con ISE	1.645
5N-1 × 2C, $r = 4$ cm, $t = 50$ años, con ISE	1.660
5N-1 × 2C, $r = 4$ cm, $t = 80$ años, con ISE	1.716
5N-3 × 2C, $r = 5$ cm, $t = 0$ años, con ISE	1.420
5N-3 × 2C, $r = 5$ cm, $t = 50$ años, con ISE	1.420
5N-3 × 2C, $r = 5$ cm, $t = 80$ años, con ISE	1.441
5N-3 × 2C, $r = 4$ cm, $t = 0$ años, con ISE	1.420
5N-3 × 2C, $r = 4$ cm, $t = 50$ años, con ISE	1.436
5N-3 × 2C, $r = 4$ cm, $t = 80$ años, con ISE	1.489
7N-3 × 2C, $r = 5$ cm, $t = 0$ años, con ISE	1.778
7N-3 × 2C, $r = 5$ cm, $t = 50$ años, con ISE	1.778
7N-3 × 2C, $r = 5$ cm, $t = 80$ años, con ISE	1.800
7N-3 × 2C, $r = 4$ cm, $t = 0$ años, con ISE	1.778
7N-3 × 2C, $r = 4$ cm, $t = 50$ años, con ISE	1.795
7N-3 × 2C, $r = 4$ cm, $t = 80$ años, con ISE	1.847

Como era de esperarse, los periodos fundamentales de vibrar presentados en la Tabla 16 son mayores a los presentados en la Tabla 14, debido a que los presentados en la Tabla 16 corresponden a estructuras sobre base flexible (sistemas suelo-estructura).

Comparando los periodos de vibrar presentados en la Tabla 16 con los presentados en la Tabla 14, es posible observar una mayor tasa de incremento en las estructuras $5N - 1 \times 2C$, seguidas por las estructuras $7N - 3 \times 2C$, y, finalmente, por las estructuras $5N - 3 \times 2C$.

Cabe mencionar que se verificó que los periodos fundamentales de vibrar de los modelos de las estructuras sobre base flexible se aproximaran a los obtenidos mediante la expresión basada en los desarrollos realizados por Jennings y Bielak (1973), Luco (1980), y Avilés y Pérez-Rocha (1996), entre otros; definida como:

$$\tilde{T}_e = \sqrt{T_e^2 + T_h^2 + T_r^2}$$

Debido a que el amortiguamiento de un sistema está asociado con su comportamiento dinámico, la modificación de las fracciones de amortiguamiento crítico de los sistemas suelo-estructura analizados, como consecuencia de la componente inercial de la interacción suelo-estructura, se presenta en el subcapítulo 4.6.2 “Respuesta dinámica”.

4.5.2 Determinación de los movimientos efectivos de la cimentación

Los movimientos efectivos en la base de los sistemas suelo-estructura analizados se obtuvieron mediante la aplicación de funciones de transferencia a la excitación sísmica de campo libre, representada por los 100 registros de aceleración considerados para la definición de la excitación sísmica (ver Tabla 5).

Las funciones de transferencia utilizadas corresponden a las propuestas por Kausel et al. (1978) para el movimiento traslacional horizontal de una cimentación embebida en un semiespacio, definidas como:

$$\ddot{u} = \text{IFT} \begin{cases} [\text{F}(\Omega)] \left[\cos \left(\frac{(\pi)(\omega_e)}{(2)(\omega_c)} \right) \right]; & \text{si } \omega_e \leq (0.7)(\omega_c) \\ [\text{F}(\Omega)][0.453] & ; \text{ si } \omega_e > (0.7)(\omega_c) \end{cases}$$

donde:

\ddot{u} , es la traslación horizontal efectiva en la base de la cimentación.

IFT, es la transformada inversa de Fourier.

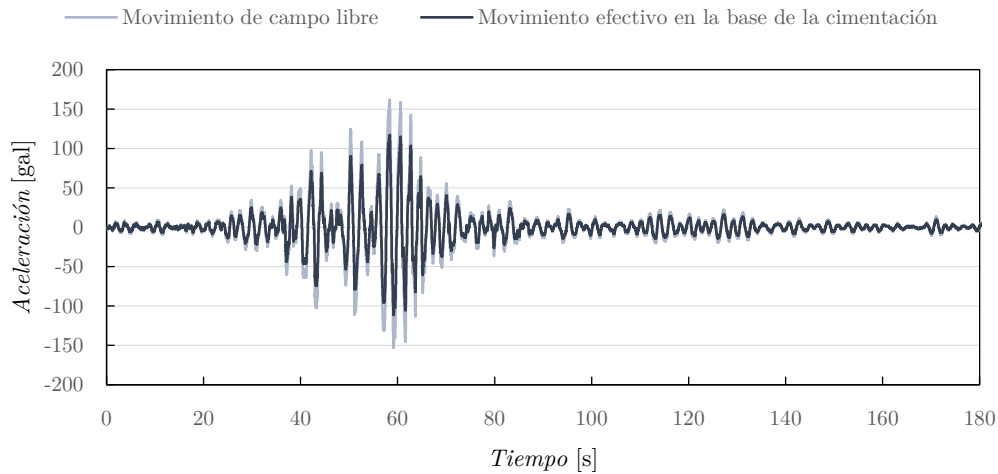
$F(\Omega)$, es la transformada de Fourier de la aceleración en superficie de campo libre.

ω_e , es la frecuencia de excitación.

ω_c , es la frecuencia fundamental de las capas del suelo desde la superficie hasta la profundidad de desplante, $\left(\frac{\pi(\beta_s)}{2(D_f)}\right)$.

A manera de referencia se muestra en la Figura 18 el acelerograma registrado en la componente este-oeste en la estación con clave SCT1, el 19 de septiembre de 1985 (movimiento de campo libre); y el acelerograma filtrado correspondiente al movimiento efectivo en traslación horizontal de la cimentación, de las estructuras $5N-1 \times 2C$, con ISE.

Figura 18. *Movimiento de campo libre registrado y movimiento efectivo en traslación horizontal de la cimentación, de las estructuras “5N-1×2C”, correspondientes a la componente este-oeste del sismo del 19 de septiembre de 1985*



Las funciones de transferencia utilizadas conducen a que, de manera general, las traslaciones horizontales efectivas de la cimentación sufran reducciones (especialmente en altas frecuencias) con respecto a las traslaciones de campo libre. Lo anterior se debe principalmente al efecto promediador de la cimentación. Cabe mencionar que no se tomaron en cuenta los movimientos efectivos en rotación de la cimentación, al resultar, en estos casos de estudio, poco significativos.

4.6 Obtención de la respuesta estructural

Generados los modelos de 18 estructuras que únicamente toman en cuenta los efectos del intemperismo, y los modelos de 18 estructuras que toman en cuenta, de manera conjunta, los efectos del intemperismo y de la interacción suelo-estructura, se procedió a obtener su respuesta.

4.6.1 Respuesta “estática”

Primeramente, se obtuvo la respuesta estructural de las 36 estructuras estudiadas, mediante análisis *pushover*. Estos análisis permitieron determinar las curvas de capacidad “estática” de las estructuras; y, a partir de estas, obtener parámetros que, como se verá más adelante, se utilizaron en el análisis del daño en las estructuras.

En los análisis *pushover*, las estructuras se vieron sometidas a cargas gravitacionales correspondientes a la combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad instantánea, y a un patrón de cargas laterales con distribución modal (correspondiente al modo fundamental de vibrar).

Las curvas de capacidad “estática”, obtenidas mediante los análisis *pushover* realizados, se muestran en las Figuras 19 a 30. Cabe mencionar que, debido a que estas curvas representan el comportamiento “estático” de las estructuras, los efectos de la interacción suelo-estructura que en ellas se observan corresponden únicamente a los asociados a la componente inercial (base flexible).

En las Figuras 19 a 24 se comparan las curvas de capacidad estática de las estructuras para las diferentes combinaciones de profundidad de recubrimiento y tiempo de exposición, para los casos donde únicamente se toman en cuenta los efectos del intemperismo (Figuras 19, 21 y 23) y para los casos donde se toman en cuenta, de manera conjunta, los efectos del intemperismo y de la interacción suelo-estructura (Figuras 20, 22 y 24). Estas figuras se presentan con la finalidad principal de observar los efectos del intemperismo, mismos que se discuten a continuación de las figuras.

Figura 19. *Curvas de capacidad estática de las estructuras 5N-1×2C, tomando en cuenta únicamente los efectos del intemperismo*

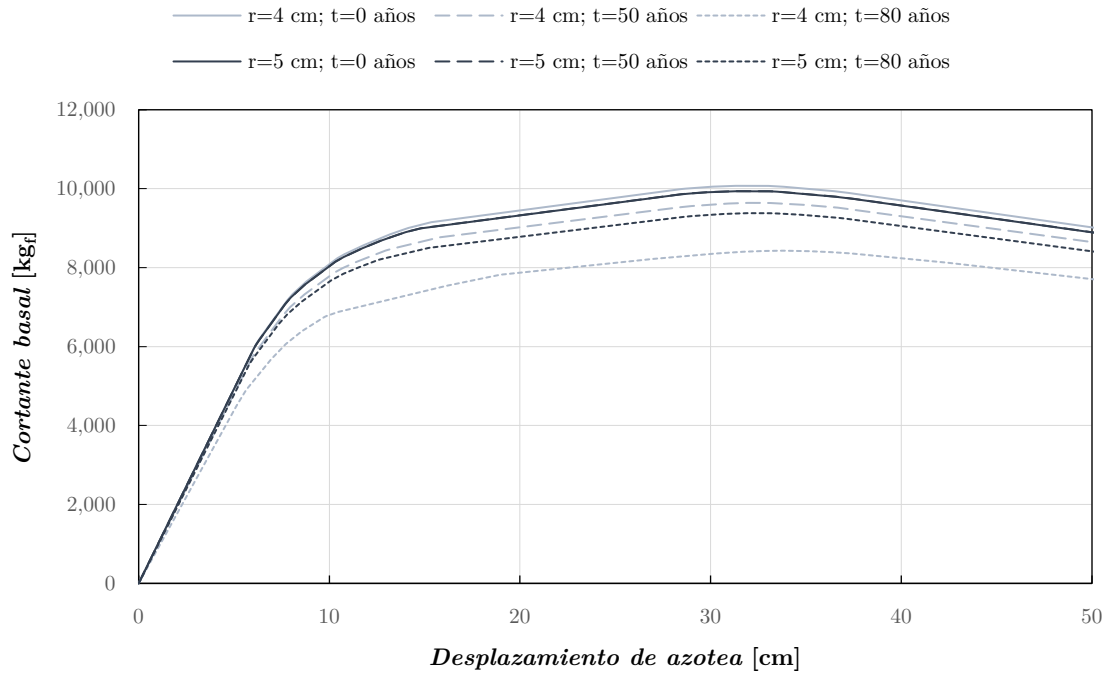


Figura 20. *Curvas de capacidad estática de las estructuras 5N-1×2C, tomando en cuenta, de manera conjunta, los efectos del intemperismo y de la interacción suelo-estructura*

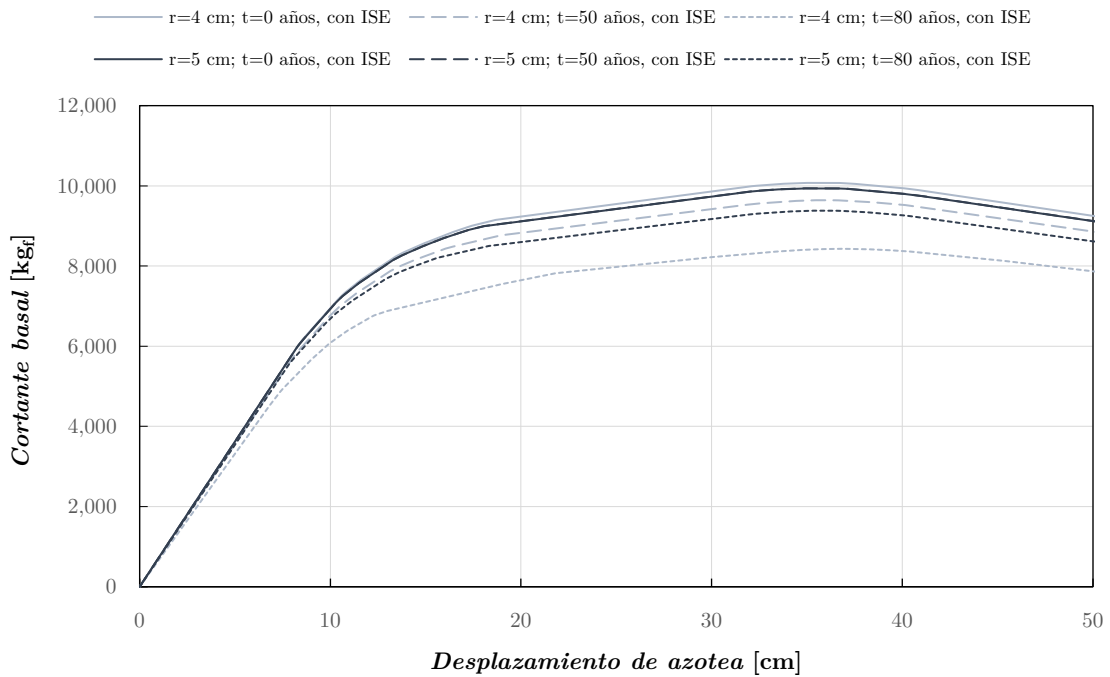


Figura 21. *Curvas de capacidad estática de las estructuras 5N-3×2C, tomando en cuenta únicamente los efectos del intemperismo*

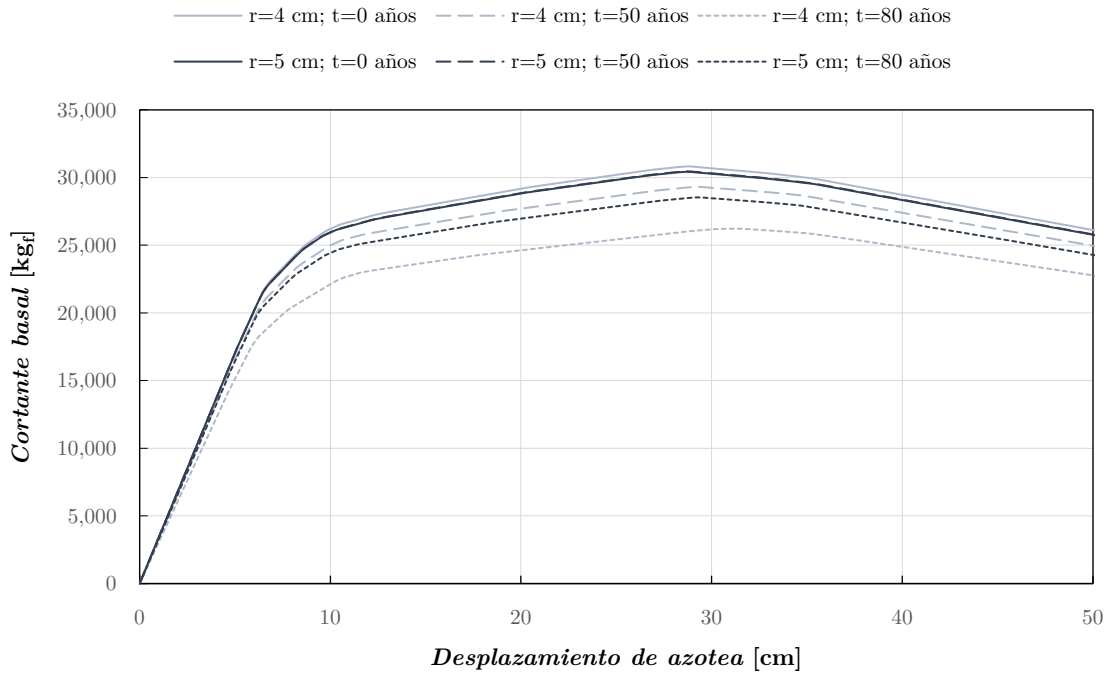


Figura 22. *Curvas de capacidad estática de las estructuras 5N-3×2C, tomando en cuenta, de manera conjunta, los efectos del intemperismo y de la interacción suelo-estructura*

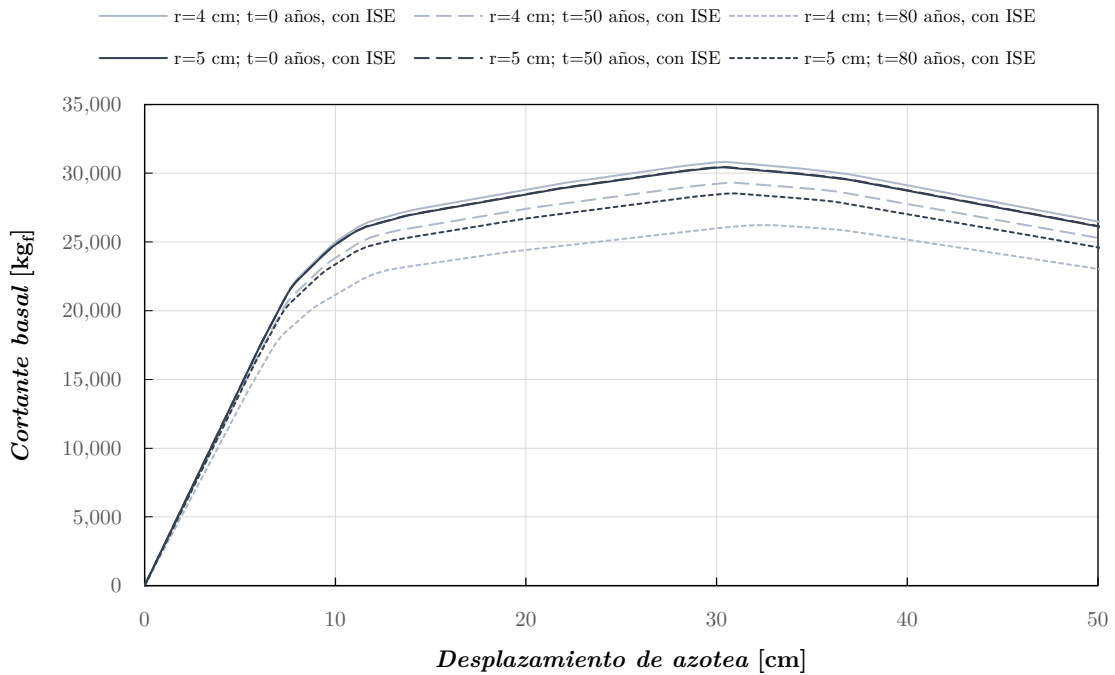


Figura 23. *Curvas de capacidad estática de las estructuras 7N-3×2C, tomando en cuenta únicamente los efectos del intemperismo*

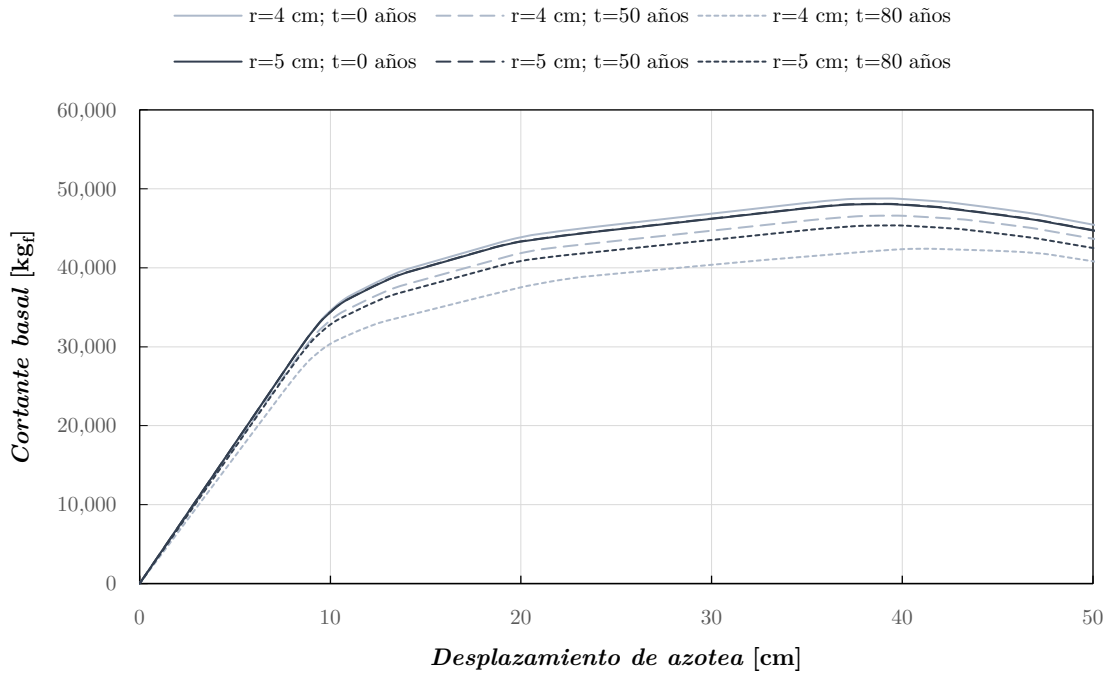
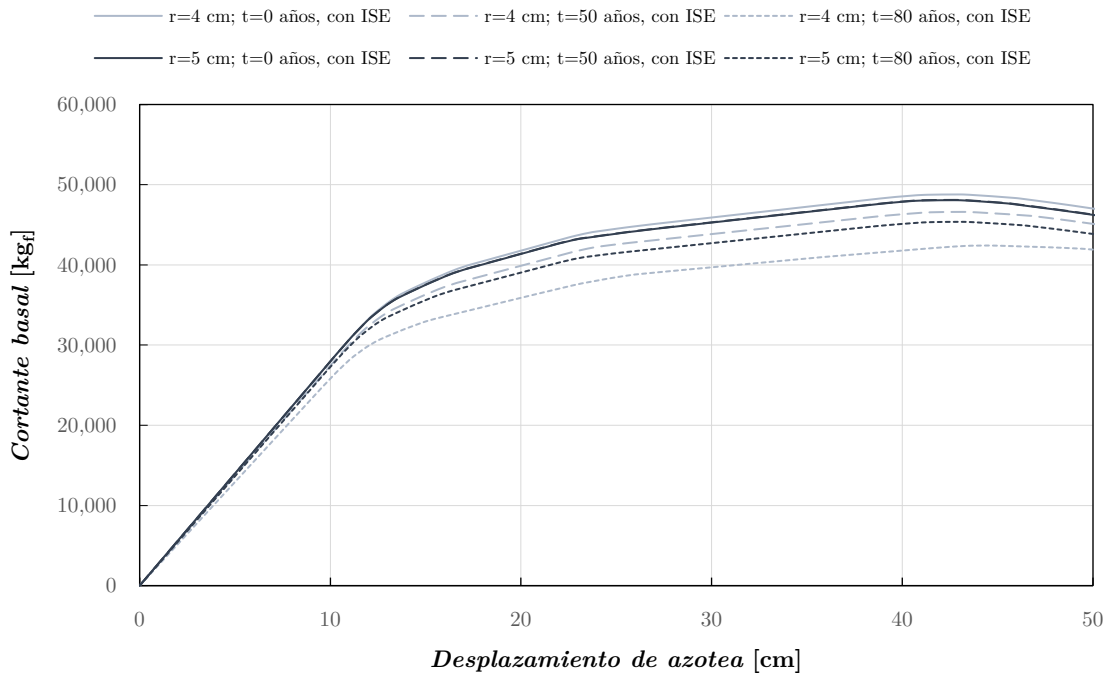


Figura 24. *Curvas de capacidad estática de las estructuras 7N-3×2C, tomando en cuenta, de manera conjunta, los efectos del intemperismo y de la interacción suelo-estructura*



Como era de esperarse, en las Figuras 19 a 24 se puede observar que las curvas de capacidad estática para las condiciones $r = 5 \text{ cm}$, $t = 0$ años, y, $r = 5 \text{ cm}$, $t = 50$ años, se sobreponen. Como se mencionó previamente, esto se debe a que, para estructuras con recubrimientos de 5 cm, 50 años fueron generalmente insuficientes para que el acero de refuerzo longitudinal de las secciones fuera afectado por corrosión; afectándose únicamente, y de manera poco significativa, el acero transversal.

Se puede observar también, para estructuras con tiempo de exposición mayor al tiempo de iniciación de corrosión de sus elementos, una relación inversa entre su tiempo de exposición y su capacidad, y una relación directa entre la profundidad de recubrimiento de sus elementos y su capacidad; entendiendo la capacidad de una estructura como la relación que existe entre su cortante basal y un determinado desplazamiento de su azotea.

De igual manera se observa que, para estructuras con tiempo de exposición mayor al tiempo de iniciación de corrosión de sus elementos, se presenta una relación inversa entre su tiempo de exposición, y su cortante basal y desplazamiento de fluencia, y una relación directa entre la profundidad de recubrimiento de sus elementos, y su cortante basal y desplazamiento de fluencia.

Se puede concluir entonces que, con respecto a una estructura con menor porcentaje de corrosión en sus elementos, una estructura con mayor porcentaje de corrosión en sus elementos presenta una menor capacidad (relación entre su cortante basal y un determinado desplazamiento de su azotea), y un menor cortante basal y desplazamiento de fluencia.

En las Figuras 25 a 30 se comparan las curvas de capacidad estática de las estructuras para una determinada profundidad de recubrimiento. Estas figuras se presentan con la finalidad principal de observar los efectos de la interacción suelo-estructura, mismos que se discuten a continuación de las figuras.

Figura 25. Curvas de capacidad estática de las estructuras $5N-1 \times 2C$, $r=4$ cm, $t=0$, 50 y 80 años, y $5N-1 \times 2C$, $r=4$ cm, $t=0$, 50 y 80 años con ISE

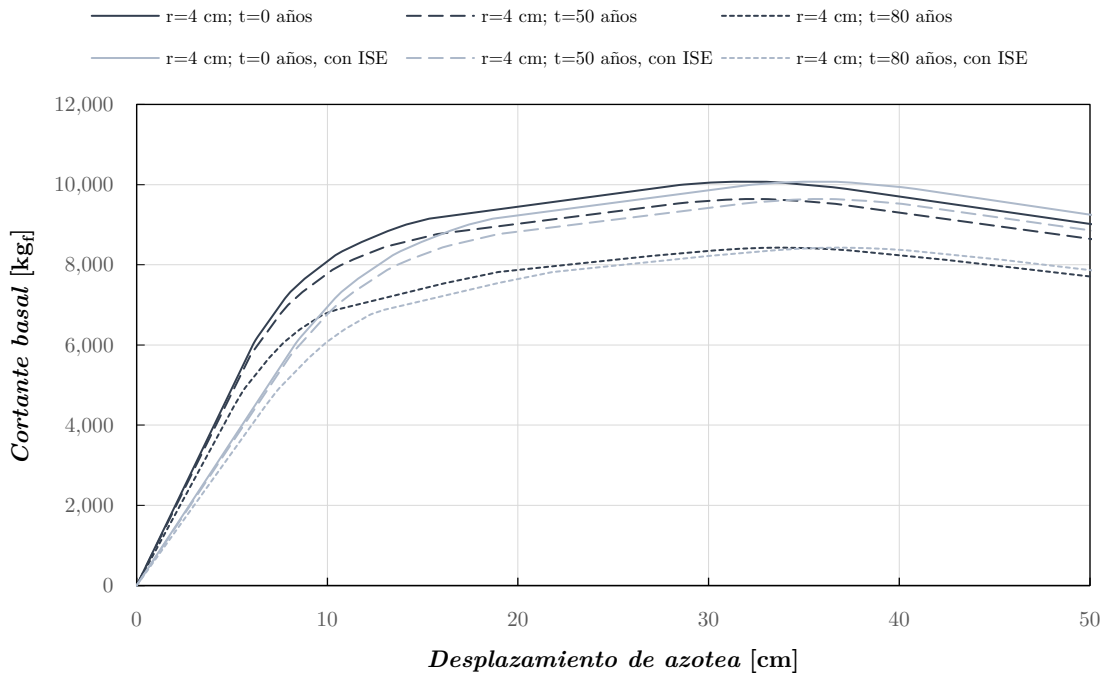


Figura 26. Curvas de capacidad estática de las estructuras $5N-1 \times 2C$, $r=5$ cm, $t=0$, 50 y 80 años, y $5N-1 \times 2C$, $r=5$ cm, $t=0$, 50 y 80 años con ISE

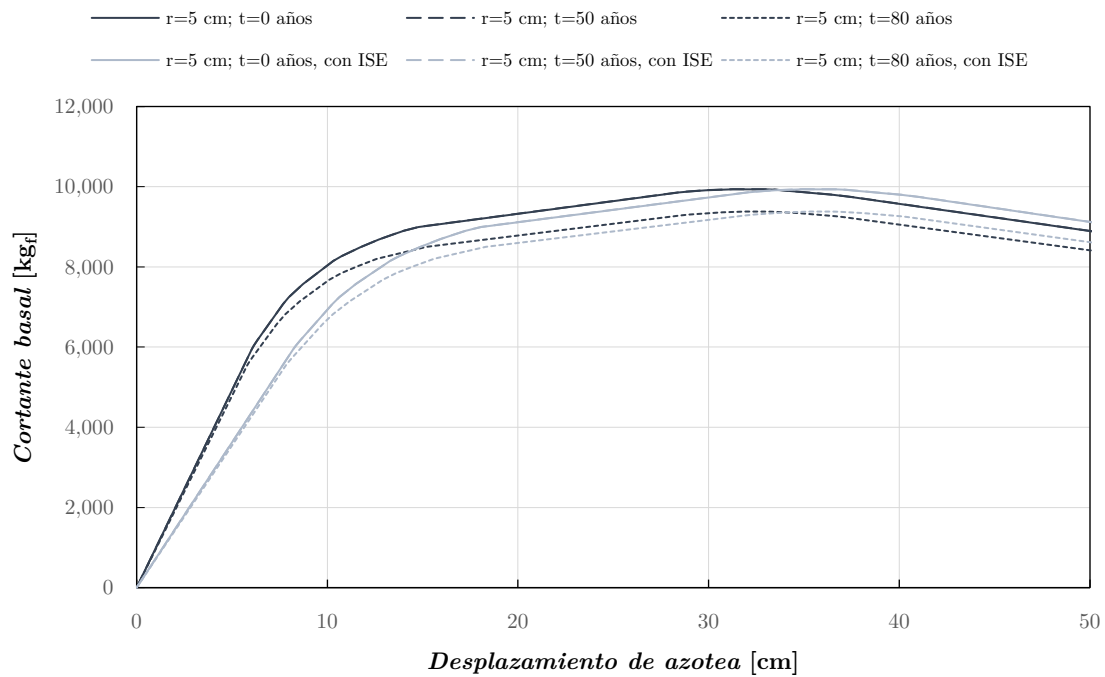


Figura 27. Curvas de capacidad estática de las estructuras $5N-3 \times 2C$, $r=4$ cm, $t=0$, 50 y 80 años, y $5N-3 \times 2C$, $r=4$ cm, $t=0$, 50 y 80 años con ISE

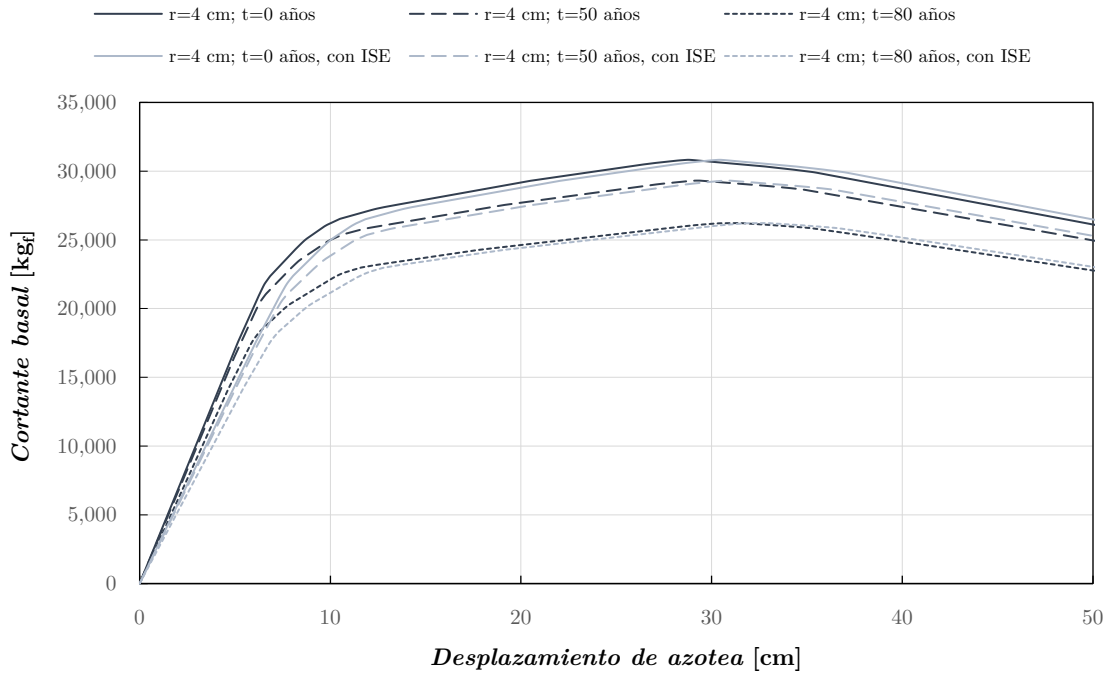


Figura 28. Curvas de capacidad estática de las estructuras $5N-3 \times 2C$, $r=5$ cm, $t=0$, 50 y 80 años, y $5N-3 \times 2C$, $r=5$ cm, $t=0$, 50 y 80 años con ISE

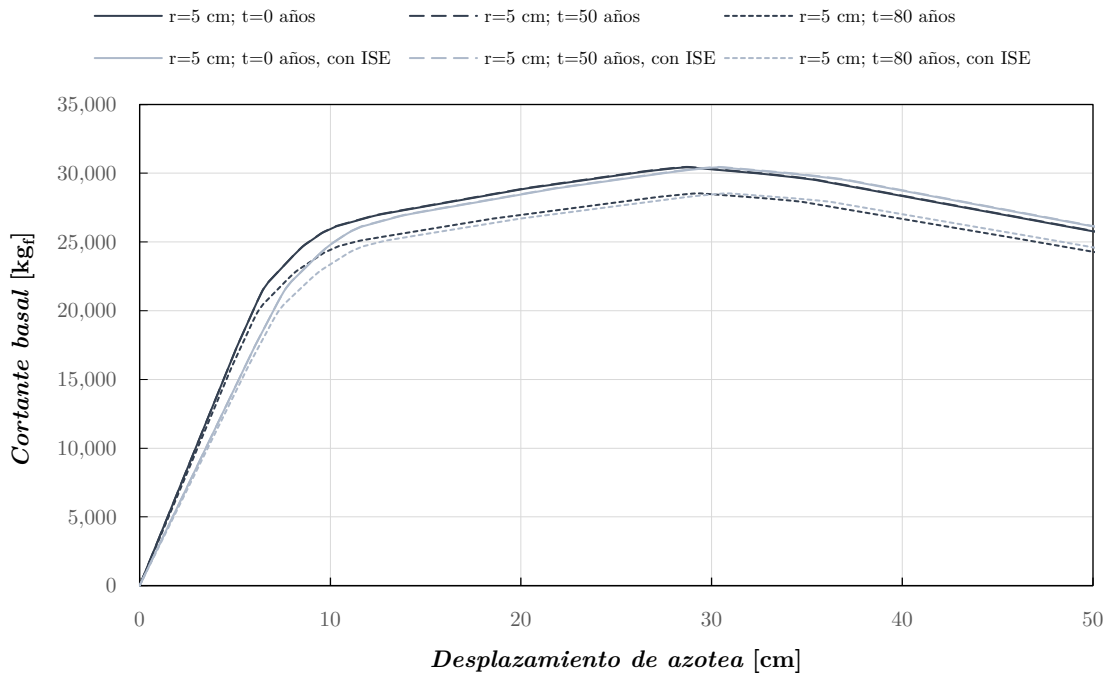


Figura 29. Curvas de capacidad estática de las estructuras $7N-3 \times 2C$, $r=4$ cm, $t=0$, 50 y 80 años, y $7N-3 \times 2C$, $r=4$ cm, $t=0$, 50 y 80 años con ISE

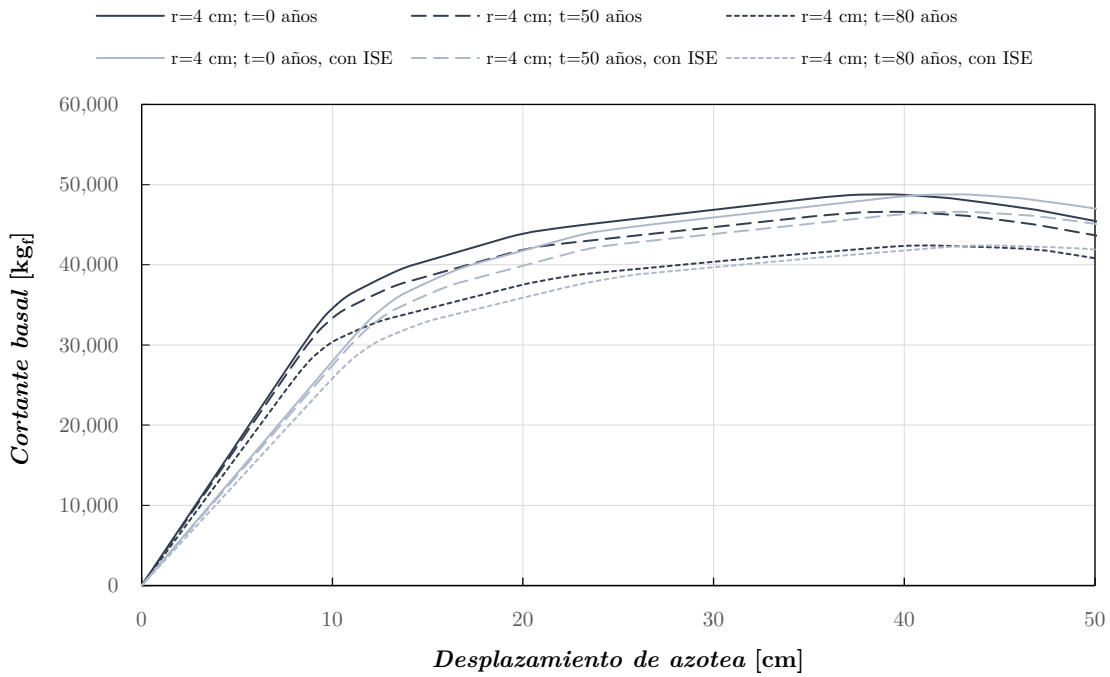
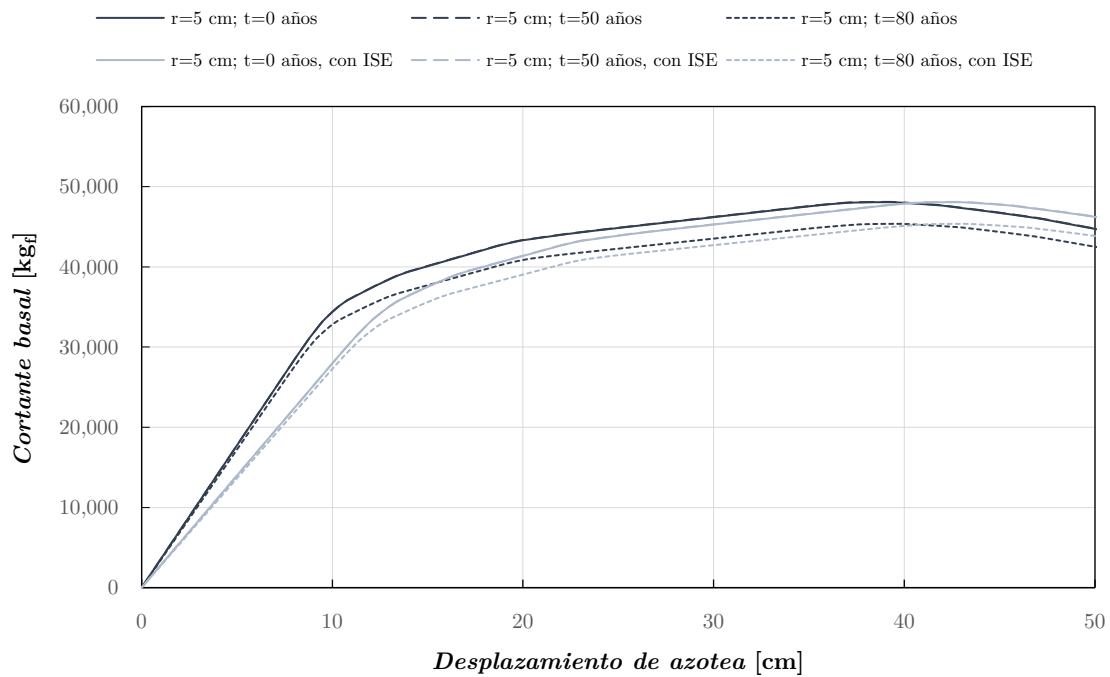


Figura 30. Curvas de capacidad estática de las estructuras $7N-3 \times 2C$, $r=5$ cm, $t=0$, 50 y 80 años, y $7N-3 \times 2C$, $r=5$ cm, $t=0$, 50 y 80 años con ISE



En las Figuras 25 a 30 se puede observar la disminución en la rigidez elástico-lineal de las estructuras que se presenta al considerar los efectos de la interacción suelo-estructura. Se observa que, para la mayor parte del comportamiento de las estructuras, aquellas que toman en cuenta los efectos de la interacción suelo-estructura presentan una menor capacidad (relación entre su cortante basal y un determinado desplazamiento de su azotea) que aquellas que no los toman en cuenta (para una misma combinación de profundidad de recubrimiento y tiempo de exposición); sin embargo, esta tendencia se invierte para desplazamientos de azotea considerables.

De igual manera se observa que, de manera general, el cortante basal de fluencia no presenta cambios significativos entre las estructuras que toman en cuenta los efectos de la interacción suelo-estructura, y aquellas que no lo hacen (para una misma combinación de profundidad de recubrimiento y tiempo de exposición); mientras que se observa un aumento en el desplazamiento de fluencia al tomar en cuenta los efectos de la interacción suelo-estructura (para una misma combinación de profundidad de recubrimiento y tiempo de exposición).

4.6.2 Respuesta dinámica

La respuesta dinámica de las estructuras se obtuvo través de análisis dinámicos incrementales (IDA, por sus siglas en inglés).

Los análisis dinámicos incrementales consisten en someter a una estructura a un número suficiente de registros de aceleración sísmica, escalado cada uno de ellos con respecto a una medida de intensidad de la excitación sísmica, con el fin de representar adecuadamente el comportamiento de la estructura para cada uno de los niveles de intensidad que se considere pueda alcanzar (Vamvatsikos y Cornell, 2002). La selección de los registros sísmicos y la medida de intensidad utilizada para escalarlos son temas ampliamente discutidos en la literatura (ver *e.g.* Shome y Cornell, 1999).

En los casos de estudio presentados en esta tesis, los registros sísmicos que fueron escalados corresponden a los 100 acelerogramas que comprenden la excitación sísmica (Tabla 5) y a los acelerogramas asociados a los movimientos efectivos en traslación horizontal de la cimentación (en el caso de las estructuras en las que se toman en cuenta los efectos de la interacción suelo-estructura).

La medida de intensidad utilizada fue la pseudoaceleración espectral asociada al modo fundamental de vibrar de la estructura y a una fracción de amortiguamiento crítico

del 5% ($S_a \{T_1, 5\%\}$), la cual generalmente representa de manera adecuada la respuesta de estructuras cuyo comportamiento está dominado por su periodo fundamental de vibrar (Vamvatsikos y Cornell, 2002). Se decidió escalar los acelerogramas de tal forma que correspondieran a intensidades de entre 0.1(g) y 1(g), con incrementos de 0.1(g). Se consideró que, debido a las características de las estructuras de estudio, este rango de intensidades sería suficiente para representar las diferentes etapas de comportamiento, y niveles de daño de las estructuras.

La respuesta dinámica de las estructuras se obtuvo sometiénolas a las cargas gravitacionales correspondientes a la combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad instantánea, y a los acelerogramas escalados correspondientes.

El amortiguamiento de las estructuras fue definido en los modelos a través del amortiguamiento de Rayleigh proporcional a la masa y a la rigidez del sistema, cuyos coeficientes se determinaron mediante las expresiones presentadas por Chopra (2017).

Con base en la relación que existe entre la fracción de amortiguamiento crítico de una estructura de concreto reforzado, y la intensidad de la excitación sísmica a la que se ve sometida (*ver, e.g.* Bernal et al., 2015), se propuso utilizar fracciones de amortiguamiento crítico del 2.5%, 3.0%, 3.5%, 4.0%, 4.5%, 5.0%, 5.5%, 6.0%, 6.5%, y 7.0%, para las intensidades de 0.1(g), 0.2(g), 0.3(g), 0.4(g), 0.5(g), 0.6(g), 0.7(g), 0.8(g), 0.9(g), y 1(g), respectivamente. En el caso de las 18 estructuras que únicamente toman en cuenta los efectos del intemperismo, se utilizaron estas fracciones de amortiguamiento crítico. En el caso de las 18 estructuras que toman en cuenta, de manera conjunta, los efectos del intemperismo y de la interacción suelo-estructura, estas fracciones de amortiguamiento crítico se modificaron conforme a lo presentado en el subcapítulo 4.5.1 “Funciones de impedancia”. En la Tabla 17 se presentan las fracciones de amortiguamiento crítico modificadas, correspondientes a las estructuras mencionadas.

Tabla 17. *Fracciones de amortiguamiento crítico de las 18 estructuras que toman en cuenta, de manera conjunta, los efectos del intemperismo y de la interacción suelo-estructura*

Estructura	$\tilde{\zeta}_e$ [%]									
	0.1(g)	0.2(g)	0.3(g)	0.4(g)	0.5(g)	0.6(g)	0.7(g)	0.8(g)	0.9(g)	1(g)
5N-1 \times 2C, $r = 5$ cm, $t = 0$ años, con ISE	2.5	2.8	3.1	3.4	3.7	4.0	4.4	4.7	5.0	5.3
5N-1 \times 2C, $r = 5$ cm, $t = 50$ años, con ISE	2.5	2.8	3.1	3.4	3.7	4.0	4.4	4.7	5.0	5.3
5N-1 \times 2C, $r = 5$ cm, $t = 80$ años, con ISE	2.5	2.8	3.1	3.4	3.7	4.1	4.4	4.7	5.0	5.3
5N-1 \times 2C, $r = 4$ cm, $t = 0$ años, con ISE	2.5	2.8	3.1	3.4	3.7	4.0	4.4	4.7	5.0	5.3
5N-1 \times 2C, $r = 4$ cm, $t = 50$ años, con ISE	2.5	2.8	3.1	3.4	3.7	4.1	4.4	4.7	5.0	5.3
5N-1 \times 2C, $r = 4$ cm, $t = 80$ años, con ISE	2.5	2.8	3.1	3.5	3.8	4.1	4.4	4.8	5.1	5.4
5N-3 \times 2C, $r = 5$ cm, $t = 0$ años, con ISE	2.9	3.3	3.6	4.0	4.4	4.8	5.2	5.6	6.0	6.3
5N-3 \times 2C, $r = 5$ cm, $t = 50$ años, con ISE	2.9	3.3	3.6	4.0	4.4	4.8	5.2	5.6	6.0	6.3
5N-3 \times 2C, $r = 5$ cm, $t = 80$ años, con ISE	2.9	3.3	3.6	4.0	4.4	4.8	5.2	5.6	6.0	6.4
5N-3 \times 2C, $r = 4$ cm, $t = 0$ años, con ISE	2.9	3.3	3.6	4.0	4.4	4.8	5.2	5.6	6.0	6.3
5N-3 \times 2C, $r = 4$ cm, $t = 50$ años, con ISE	2.9	3.3	3.6	4.0	4.4	4.8	5.2	5.6	6.0	6.3
5N-3 \times 2C, $r = 4$ cm, $t = 80$ años, con ISE	2.8	3.2	3.6	4.0	4.4	4.8	5.2	5.6	6.0	6.4
7N-3 \times 2C, $r = 5$ cm, $t = 0$ años, con ISE	2.7	3.1	3.4	3.8	4.1	4.5	4.8	5.2	5.5	5.9
7N-3 \times 2C, $r = 5$ cm, $t = 50$ años, con ISE	2.7	3.1	3.4	3.8	4.1	4.5	4.8	5.2	5.5	5.9
7N-3 \times 2C, $r = 5$ cm, $t = 80$ años, con ISE	2.7	3.1	3.4	3.8	4.1	4.5	4.8	5.2	5.5	5.9
7N-3 \times 2C, $r = 4$ cm, $t = 0$ años, con ISE	2.7	3.1	3.4	3.8	4.1	4.5	4.8	5.2	5.5	5.9
7N-3 \times 2C, $r = 4$ cm, $t = 50$ años, con ISE	2.7	3.1	3.4	3.8	4.1	4.5	4.8	5.2	5.5	5.9
7N-3 \times 2C, $r = 4$ cm, $t = 80$ años, con ISE	2.7	3.0	3.4	3.8	4.1	4.5	4.8	5.2	5.6	5.9

La modificación en la fracción de amortiguamiento crítico de los sistemas, al considerar los efectos de la interacción suelo-estructura está en función del periodo fundamental efectivo de la estructura con base rígida, del periodo fundamental efectivo del sistema suelo-estructura, del amortiguamiento geométrico y material del suelo, y de la fracción de amortiguamiento crítico de la estructura con base rígida.

La interacción suelo-estructura reduce la efectividad del amortiguamiento estructural; sin embargo, esta reducción puede ser compensada por la disipación adicional de energía producto de los amortiguamientos material (comportamiento histerético) y geométrico (radiación de ondas) del suelo (Pérez-Rocha, 1998); de esto depende que la fracción de amortiguamiento crítico incremente o disminuya (con respecto a su valor no modificado) al tomar en cuenta los efectos de la interacción suelo-estructura.

Se puede observar que en el caso de las estructuras 5N-1 \times 2C, con ISE, con excepción la intensidad de (0.1)g, donde se mantiene igual, se presenta de manera general una disminución en la fracción de amortiguamiento crítico, con respecto a su valor no modificado.

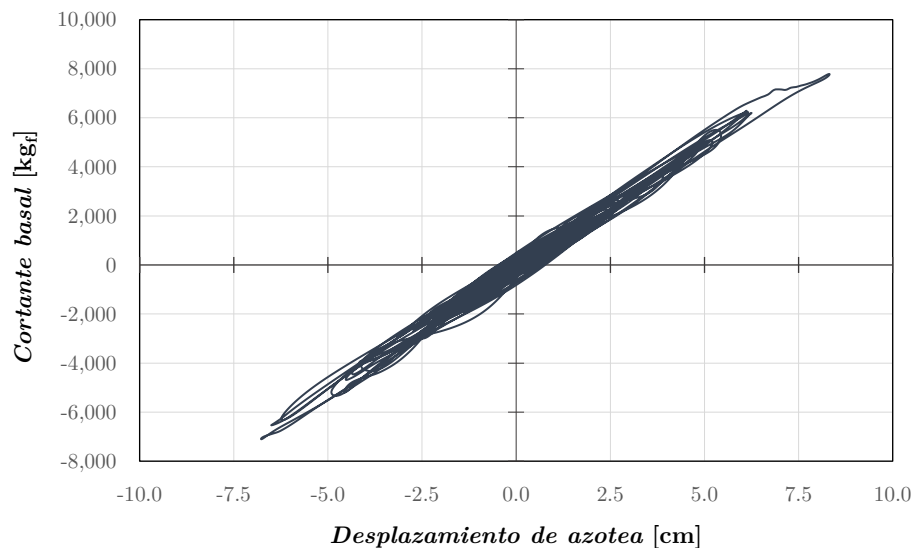
En el caso de las estructuras $5N-3 \times 2C$, con ISE, para intensidades menores a $0.4(g)$ se presenta de manera general un incremento en la fracción de amortiguamiento crítico con respecto a su valor no modificado; mientras que para intensidades mayores a $0.4(g)$, se presenta de manera general una disminución en la fracción de amortiguamiento crítico, con respecto a su valor no modificado.

En el caso de las estructuras $7N-3 \times 2C$, con ISE, para intensidades menores a $0.3(g)$ se presenta de manera general un incremento en la fracción de amortiguamiento crítico con respecto a su valor no modificado; mientras que para intensidades mayores a $0.2(g)$, se presenta de manera general una disminución en la fracción de amortiguamiento crítico, con respecto a su valor no modificado.

Definido el amortiguamiento en las estructuras, se procedió a realizar los análisis dinámicos incrementales. A partir de estos análisis fue posible obtener el desplazamiento de azotea, el cortante basal, y las distorsiones de entrepiso de las estructuras estudiadas, para cada instante de tiempo.

A manera de referencia, se presenta en la Figura 31 el comportamiento histerético de la estructura $5N-1 \times 2C$, $r = 4 \text{ cm}$, $t = 0$ años cuando se ve sometida al acelerograma de la componente este-oeste registrado en la estación con clave SCT1 el 19 de septiembre de 1985, escalado a $0.1(g)$ de intensidad; en esta figura se puede observar la relación *Desplazamiento de azotea-Cortante basal* que presenta la estructura en cada instante de tiempo del acelerograma correspondiente.

Figura 31. *Comportamiento histerético de la estructura $5N-1 \times 2C$, $r=4 \text{ cm}$, $t=0$ años*



A partir de curvas histeréticas como la mostrada en la Figura 31, fue posible obtener curvas de capacidad dinámica, así como determinar la energía plástica disipada que, como se mostrará en el subcapítulo 5.1 “Análisis del daño en las estructuras”, se utilizó en la cuantificación del daño en las estructuras. En el caso particular que se muestra en la Figura 31, la respuesta máxima de la estructura corresponde al inicio de la fluencia; esto implica que la energía histerética disipada en la historia de carga en el tiempo, es baja, lo que, como se verá más adelante, corresponde a un nivel de daño global de la estructura, también bajo.

Las curvas de capacidad dinámica, correspondientes al promedio de las respuestas máximas (desplazamiento – cortante basal) de las estructuras, obtenidas a través de los análisis dinámicos incrementales realizados, se muestran en las Figuras 32 a 43. Debido a que estas curvas se obtuvieron a partir de análisis dinámicos, en estas, a diferencia de en el caso de las curvas *pushover*, se toman en cuenta el amortiguamiento de la estructura, y el deterioro cíclico de rigidez y resistencia, propio del modelo de histéresis utilizado; además de los efectos de la interacción suelo-estructura en el amortiguamiento del sistema y en la excitación sísmica. Estas curvas permiten una representación más realista del comportamiento de las estructuras, siendo que, generalmente, la mayoría de las acciones que producen desplazamientos significativos, son de naturaleza dinámica.

En las Figuras 32 a 37 se comparan las curvas de capacidad dinámica de las estructuras para las diferentes combinaciones de profundidad de recubrimiento y tiempo de exposición, para los casos donde únicamente se toman en cuenta los efectos del intemperismo (Figuras 32, 34 y 36), y para los casos donde se toman en cuenta, de manera conjunta, los efectos del intemperismo y de la interacción suelo-estructura (Figuras 33, 35 y 37).

Figura 32. Curvas de capacidad dinámica de las estructuras 5N-1×2C, tomando en cuenta únicamente los efectos del intemperismo

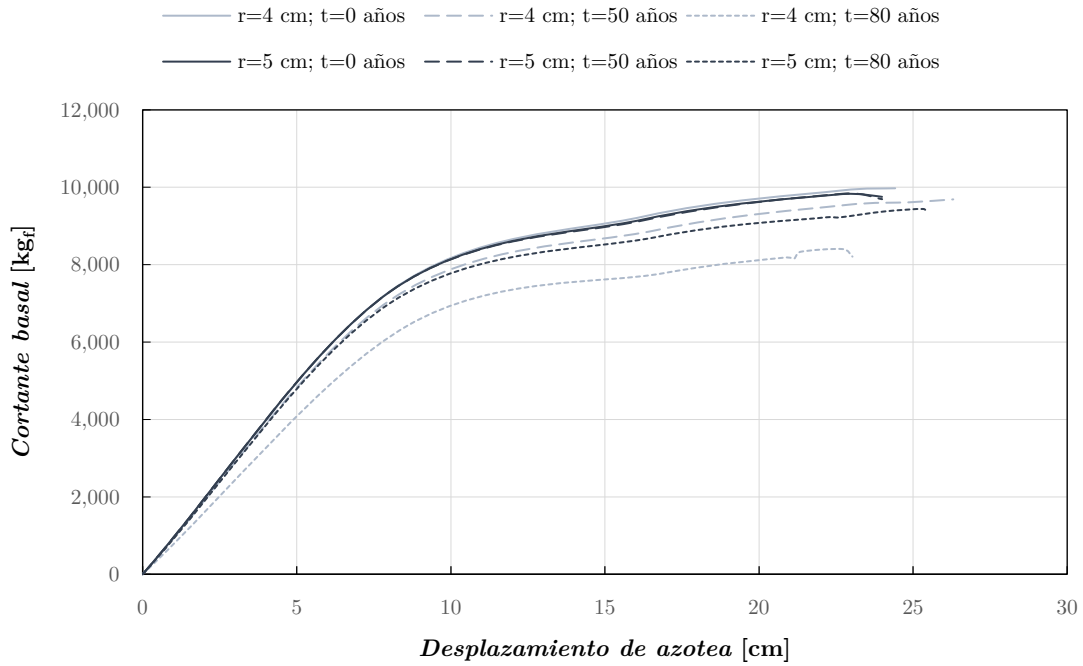


Figura 33. Curvas de capacidad dinámica de las estructuras 5N-1×2C, tomando en cuenta, de manera conjunta, los efectos del intemperismo y de la interacción suelo-estructura

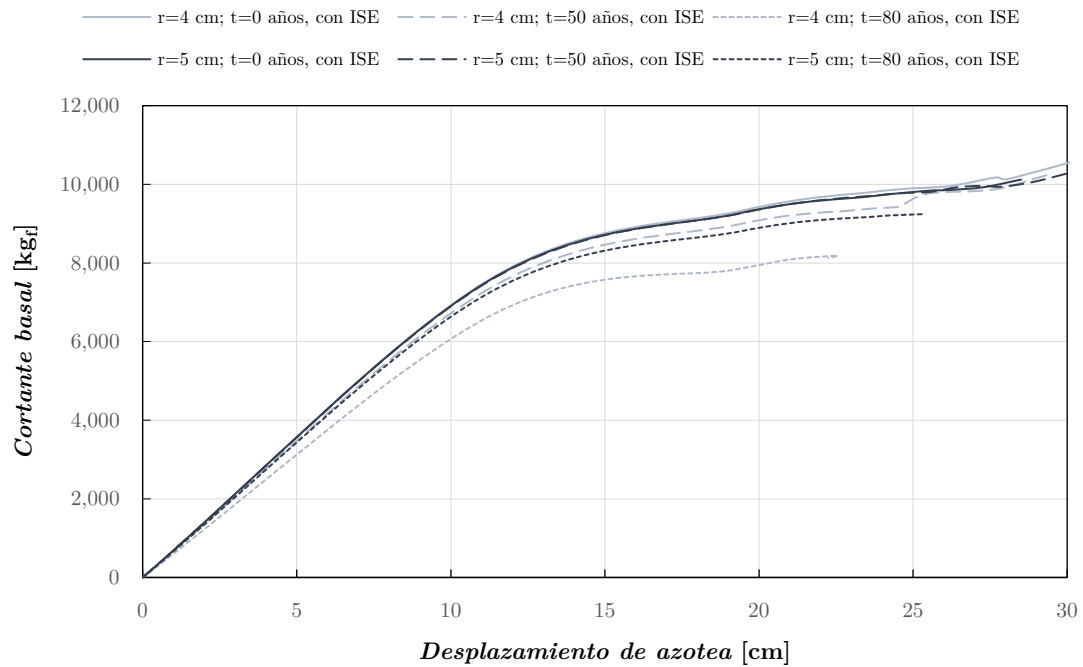


Figura 34. Curvas de capacidad dinámica de las estructuras $5N-3 \times 2C$, tomando en cuenta únicamente los efectos del intemperismo

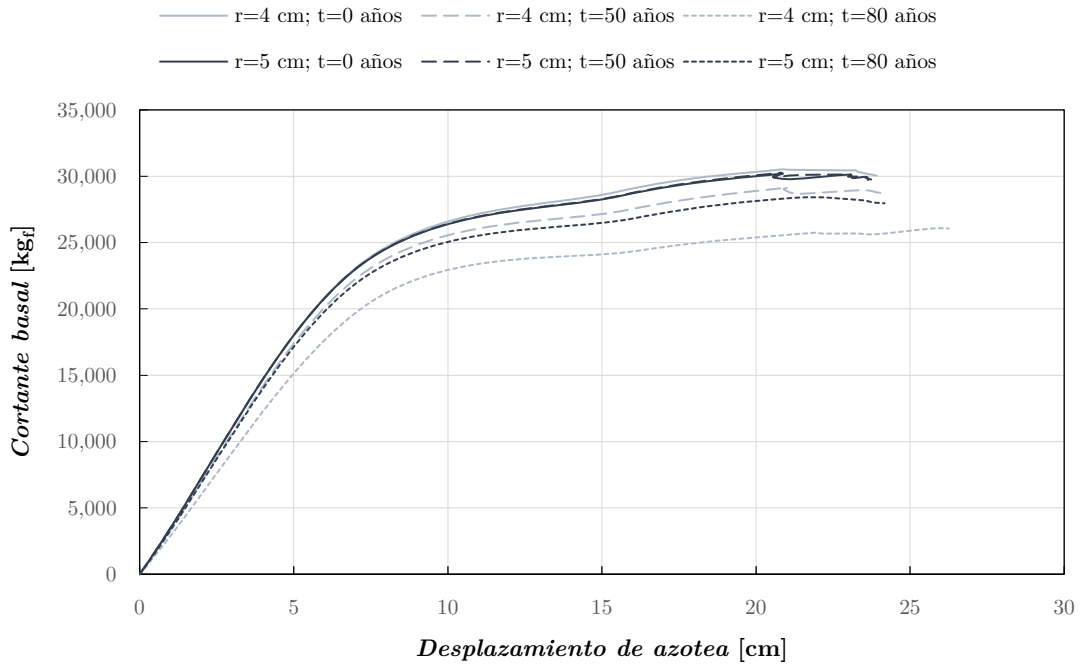


Figura 35. Curvas de capacidad dinámica de las estructuras $5N-3 \times 2C$, tomando en cuenta, de manera conjunta, los efectos del intemperismo y de la interacción suelo-estructura

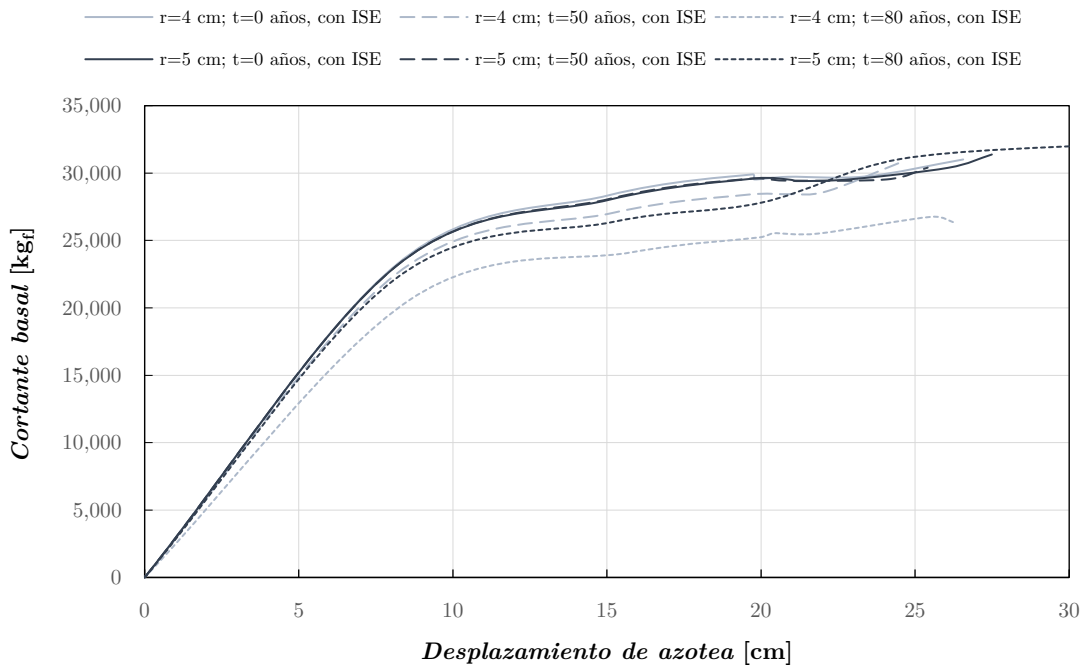


Figura 36. *Curvas de capacidad dinámica de las estructuras 7N-3×2C, tomando en cuenta únicamente los efectos del intemperismo*

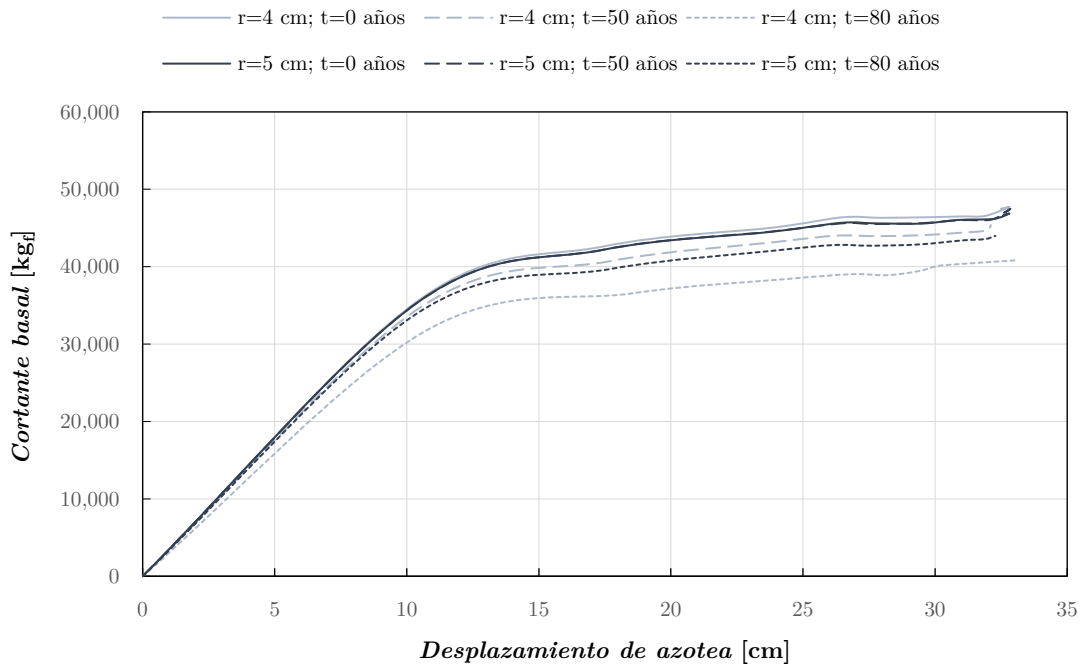
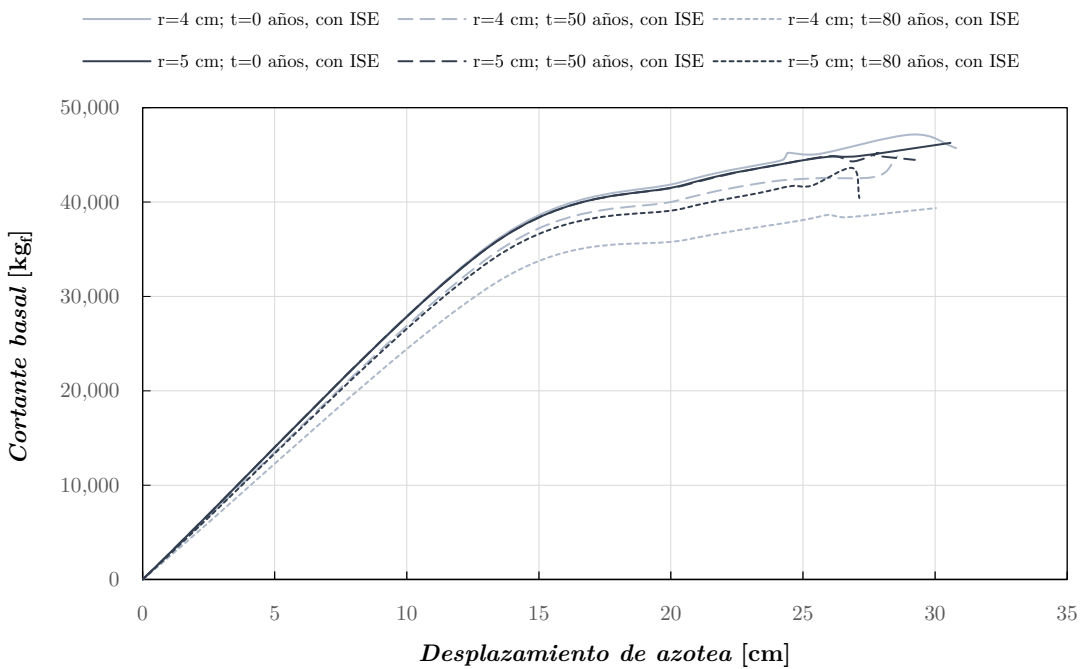


Figura 37. *Curvas de capacidad dinámica de las estructuras 7N-3×2C, tomando en cuenta, de manera conjunta, los efectos del intemperismo y de la interacción suelo-estructura*



Las tendencias presentadas en las curvas de las Figuras 32 a 37, son análogas a las previamente discutidas presentadas por las curvas de las Figuras 19 a 24.

En las Figuras 38 a 43 se comparan las curvas de capacidad dinámica de las estructuras para una determinada profundidad de recubrimiento.

Figura 38. Curvas de capacidad dinámica de las estructuras $5N-1 \times 2C$, $r=4$ cm, $t=0$, 50 y 80 años, y $5N-1 \times 2C$, $r=4$ cm, $t=0$, 50 y 80 años con ISE

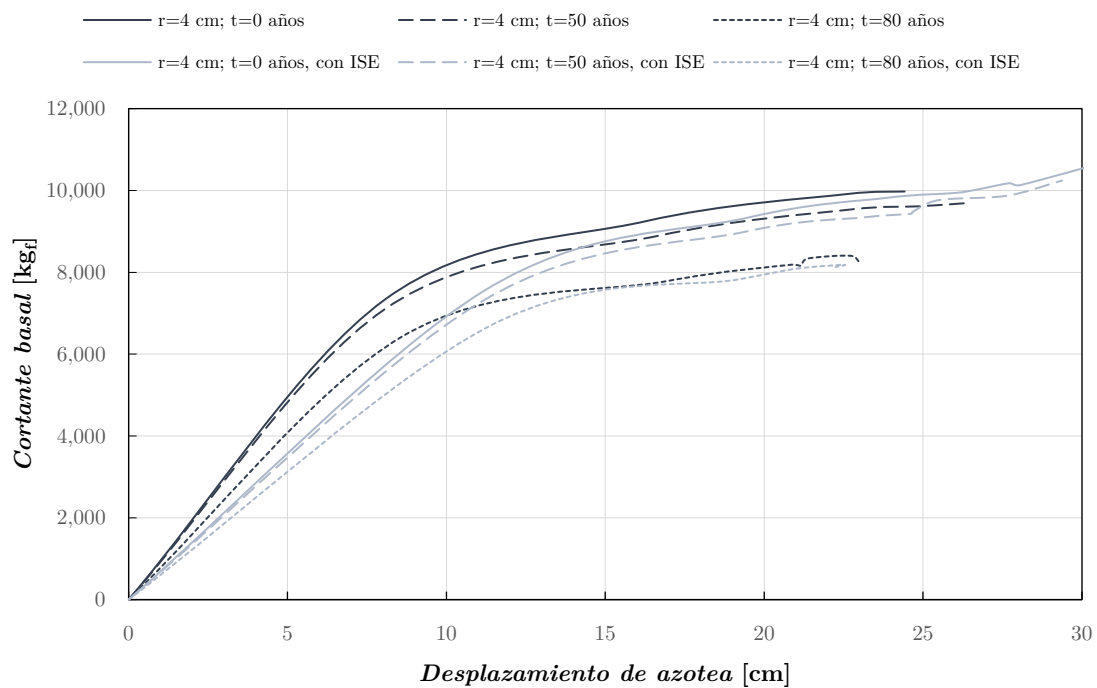


Figura 39. Curvas de capacidad dinámica de las estructuras $5N-1 \times 2C$, $r=5$ cm, $t=0$, 50 y 80 años, y $5N-1 \times 2C$, $r=5$ cm, $t=0$, 50 y 80 años con ISE

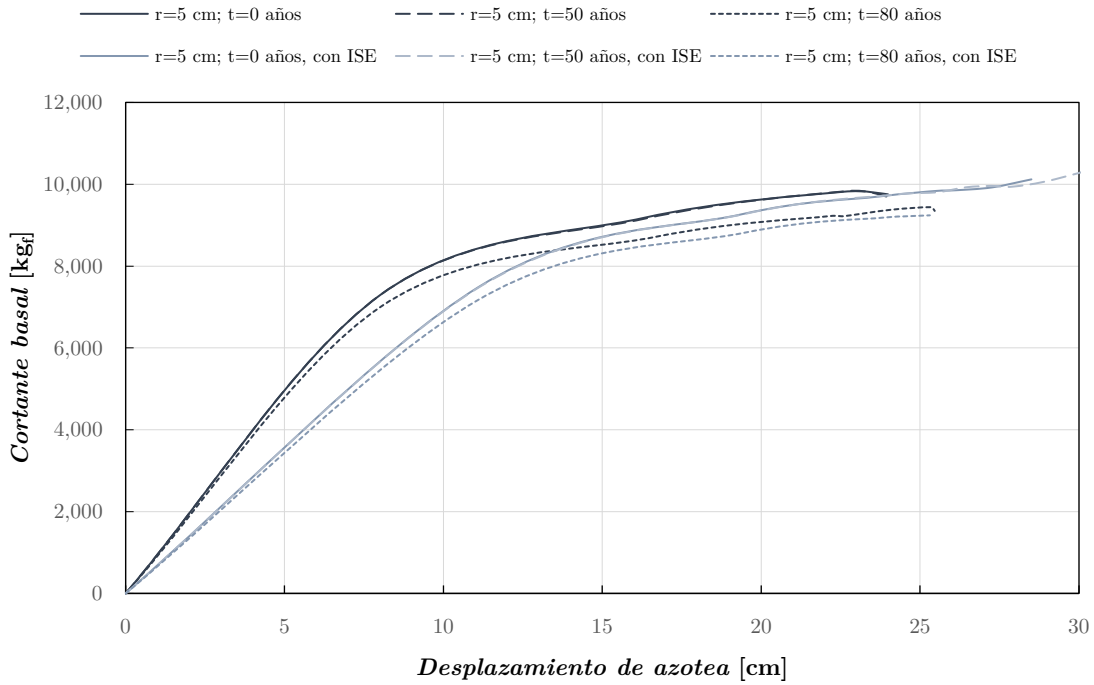


Figura 40. Curvas de capacidad dinámica de las estructuras $5N-3 \times 2C$, $r=4$ cm, $t=0$, 50 y 80 años, y $5N-3 \times 2C$, $r=4$ cm, $t=0$, 50 y 80 años con ISE

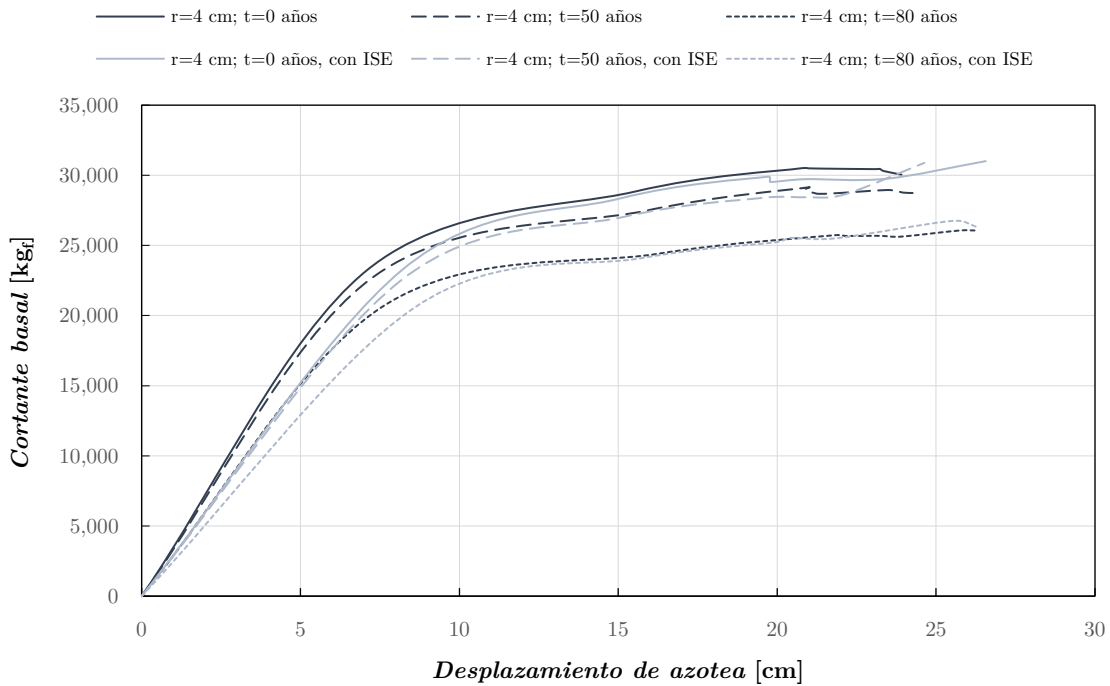


Figura 41. Curvas de capacidad dinámica de las estructuras $5N-3 \times 2C$, $r=5$ cm, $t=0$, 50 y 80 años, y $5N-3 \times 2C$, $r=5$ cm, $t=0$, 50 y 80 años con ISE

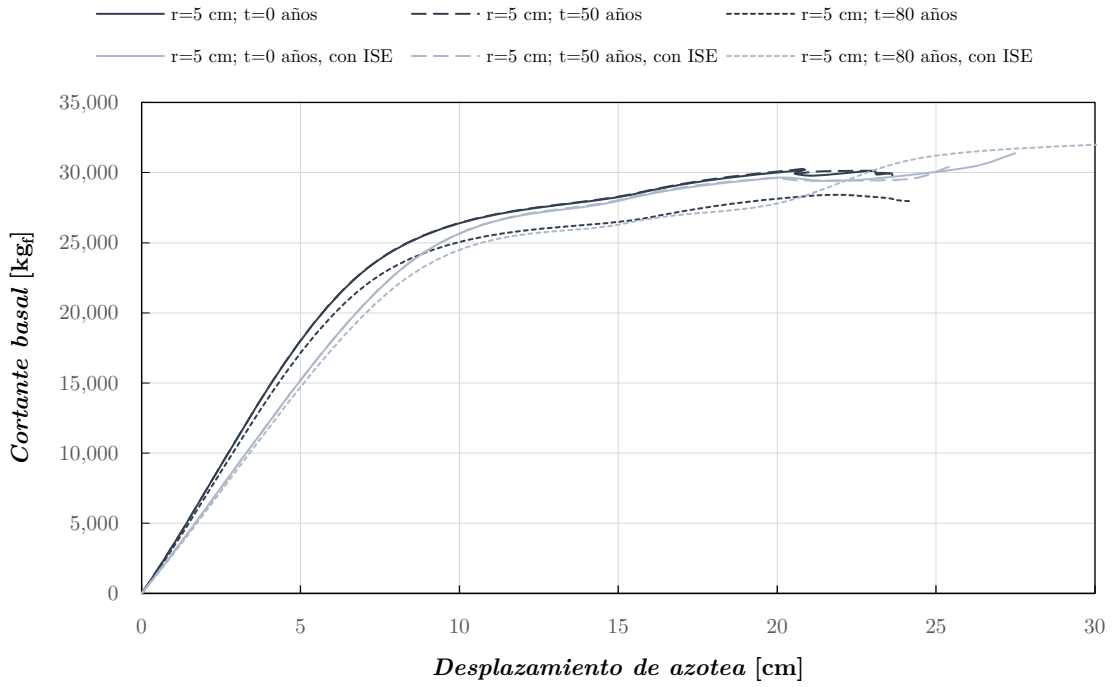


Figura 42. Curvas de capacidad dinámica de las estructuras $7N-3 \times 2C$, $r=4$ cm, $t=0$, 50 y 80 años, y $7N-3 \times 2C$, $r=4$ cm, $t=0$, 50 y 80 años con ISE

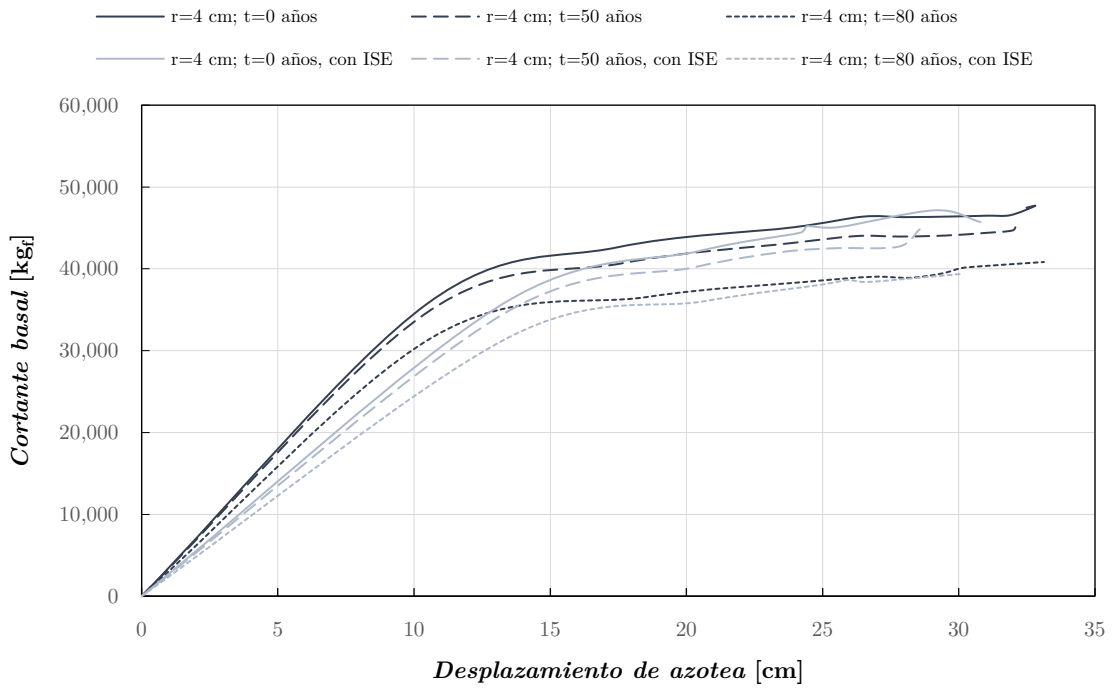
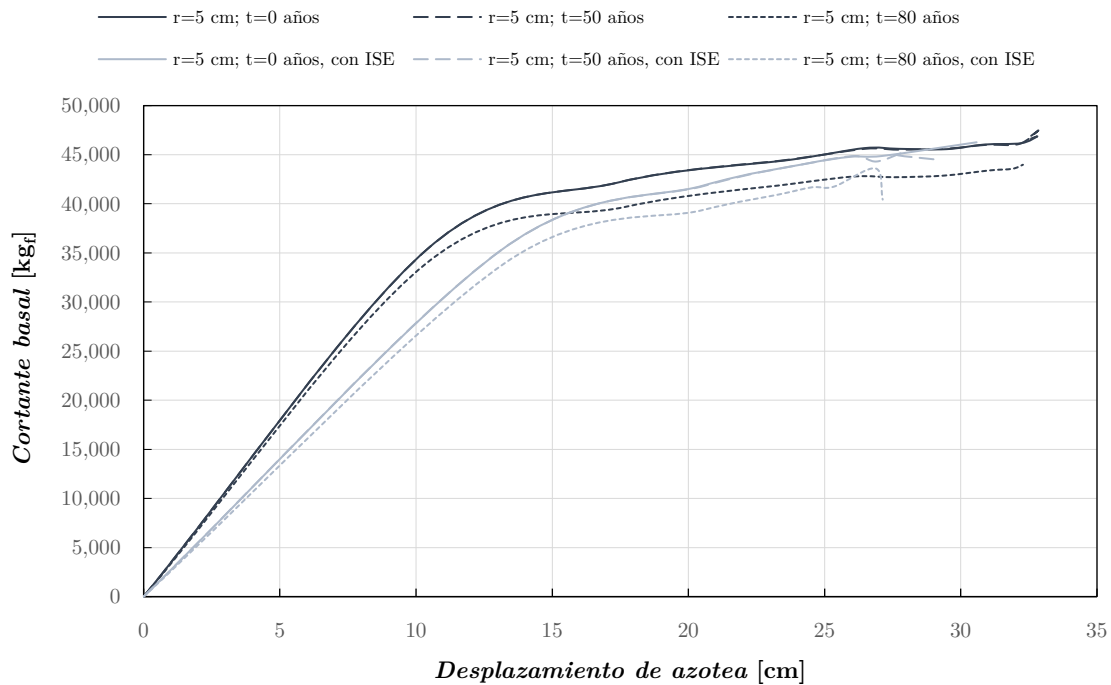


Figura 43. *Curvas de capacidad dinámica de las estructuras 7N-3×2C, r=5 cm, t=0, 50 y 80 años, y 7N-3×2C, r=5 cm, t=0, 50 y 80 años con ISE*



Las tendencias presentadas en las curvas de las Figuras 38 a 43, son análogas a las previamente discutidas presentadas por las curvas de las Figuras 25 a 30; lo que permitió validar, en cierta medida, los análisis dinámicos realizados, que, como se mencionó previamente, a diferencia de los análisis “estáticos”, consideran el amortiguamiento de la estructura y el deterioro cíclico de rigidez y resistencia, propio del modelo de histéresis utilizado; además de los efectos de la interacción suelo-estructura en el amortiguamiento del sistema y en la excitación sísmica.

5. Vulnerabilidad estructural

Una vez obtenidas las respuestas estructurales “estática” y dinámica, se procedió a evaluar la vulnerabilidad sísmica de las estructuras estudiadas. Cabe recordar que la vulnerabilidad sísmica estructural es la relación que existe entre la intensidad de una excitación sísmica y un determinado nivel de pérdida asociado a la estructura (Ordaz et al., 2000).

En la evaluación de la vulnerabilidad estructural realizada en esta tesis, se utilizó, como medida de intensidad de la excitación sísmica, a la pseudoaceleración espectral asociada al modo fundamental de vibrar de la estructura y a una fracción de amortiguamiento crítico del 5% ($S_a \{T_i, 5\%\}$), y, como nivel de pérdida, al porcentaje de daño global de las estructuras. A partir de los análisis dinámicos incrementales realizados, fue posible establecer una relación entre la medida de intensidad de la excitación sísmica y el nivel de pérdida seleccionados. El modelo utilizado para determinar el porcentaje de daño global de las estructuras, se presenta a continuación.

5.1 Análisis del daño en las estructuras

La cuantificación del daño global de las estructuras se llevó a cabo a través del modelo simplificado de fatiga de bajo número de ciclos propuesto por Terán y Jirsa (2005). Este modelo tiene la ventaja de que fue validado, en su concepción, en sistemas ubicados en la zona de lago de la Ciudad de México.

El modelo de Terán y Jirsa permite cuantificar el daño de una estructura sometida a una excitación sísmica, a través de un *índice de daño*. Este índice es adimensional y puede presentar valores entre 0 y 1, que representan la condición inicial sin daño y el estado límite de falla, respectivamente (Capecchi y Vestroni, 1986).

El índice de daño propuesto por Terán y Jirsa (DMI_{MH}^S), se calcula mediante la siguiente expresión:

$$DMI_{MH}^S = \frac{(2 - b_{SMH})(a_{SMH})(E_{H\mu})}{2(r_{SMH})(\mu_u - 1)(F_y)(d_y)}$$

donde:

$E_{H\mu}$, es la energía plástica, interpretada físicamente como el área bajo todos los ciclos histeréticos que experimenta una estructura ante una determinada historia de carga.

μ_u , es la ductilidad última.

F_y , y d_y , son la fuerza y desplazamiento de fluencia, respectivamente.

b_{SMH} , es un parámetro estructural que caracteriza la estabilidad de los ciclos histeréticos.

a_{SMH} , es un parámetro estructural que toma en cuenta el contenido energético de la excitación sísmica.

r_{SMH} , es un factor de reducción que caracteriza la capacidad de deformación cíclica del sistema.

Se obtuvieron, entonces, los índices de daño asociados a los análisis dinámicos incrementales realizados, para las 36 estructuras de estudio.

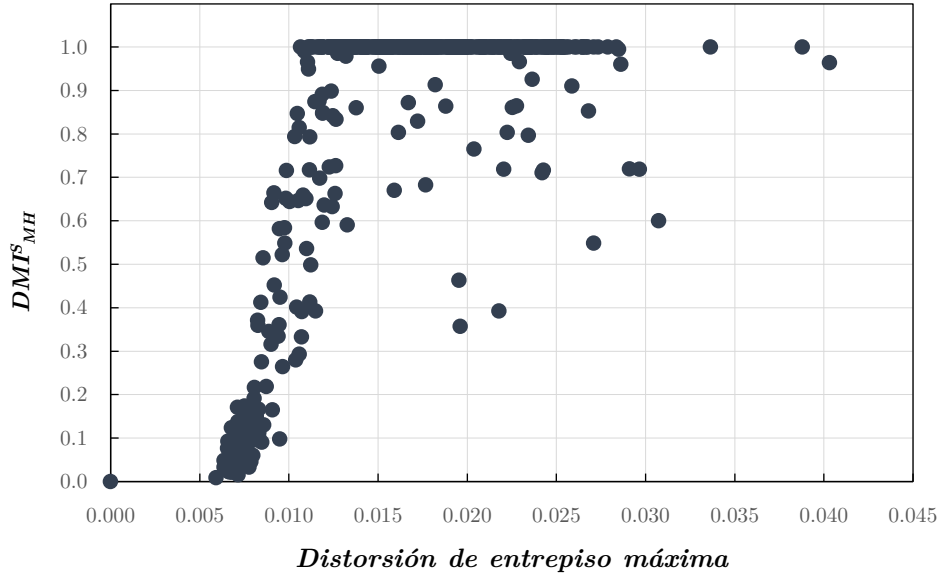
Los parámetros utilizados en el modelo se obtuvieron de las respuestas estática y dinámica de los modelos estructurales. La energía plástica se obtuvo de los análisis dinámicos incrementales realizados, mientras que la fuerza y el desplazamiento de fluencia, y la capacidad última de desplazamiento, se obtuvieron de los análisis *pushover* realizados.

En el cálculo de los índices de daño se utilizaron valores de $b_{SMH} = 1.5$ (correspondiente a estructuras con comportamiento histerético estable), $a_{SMH} = 0.75$ (correspondiente a excitaciones con un contenido energético muy alto, como las presentadas en la zona de lago de la Ciudad de México), y $r_{SMH} = 0.75$ (Terán y Jirsa, 2005).

Cabe mencionar que el modelo de Terán y Jirsa tiene un enfoque esencialmente práctico, orientado al diseño y análisis de daño de estructuras y, por lo tanto, tiende a ser conservador. Lo anterior implica que el daño predicho por este modelo será, generalmente, mayor que el realmente esperado.

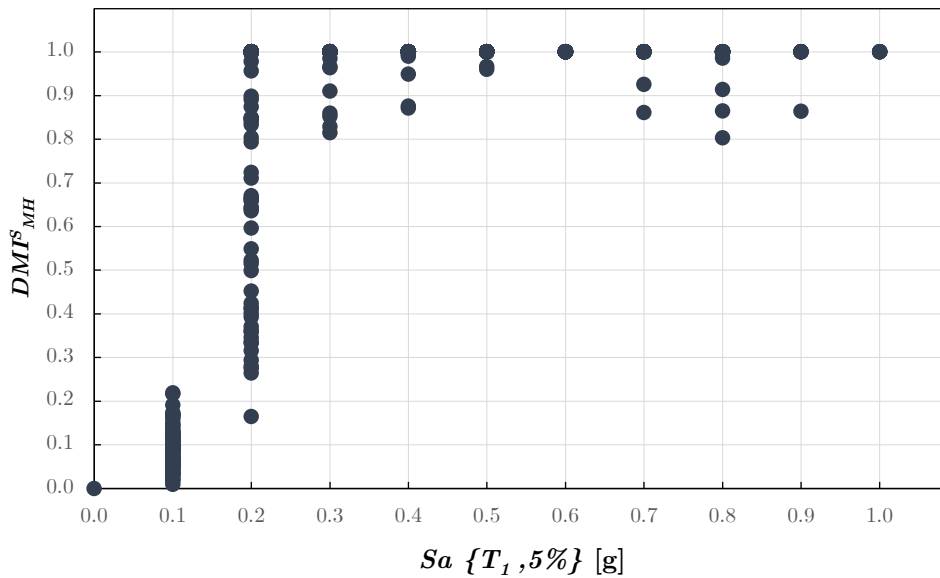
Se presenta en la Figura 44, a manera de referencia, la dispersión de puntos correspondiente a los índices de daño en función de la distorsión de entrepiso máxima, de la estructura 5N-1 \times 2C, $r = 4$ cm, $t = 0$ años.

Figura 44. *Dispersión de puntos correspondiente a los índices de daño en función de la distorsión de entrepiso máxima, de la estructura 5N-1×2C, r=4 cm, t=0 años*



De igual manera se presenta, en la Figura 45, la dispersión de puntos correspondiente a los índices de daño en función de la pseudoaceleración espectral asociada al modo fundamental de vibrar de la estructura y a una fracción de amortiguamiento crítico del 5% ($S_a \{T_1, 5\%\}$), de la estructura 5N-1 × 2C, $r = 4 \text{ cm}$, $t = 0$ años.

Figura 45. *Dispersión de puntos correspondiente a los índices de daño en función de la pseudoaceleración espectral asociada al modo fundamental de vibrar de la estructura y a una fracción de amortiguamiento crítico del 5% ($S_a \{T_1, 5\%\}$), de la estructura 5N-1×2C, r=4 cm, t=0 años*



5.2 Obtención de funciones de vulnerabilidad sísmica estructural

Mediante un ajuste estadístico, fue posible obtener funciones de vulnerabilidad correspondientes al promedio del valor del índice de daño para cada valor de intensidad de la excitación sísmica.

En las Figuras 46 a 51 se comparan las funciones de vulnerabilidad de las estructuras para las diferentes combinaciones de profundidad de recubrimiento y tiempo de exposición, para los casos donde únicamente se toman en cuenta los efectos del intemperismo (Figuras 46, 48 y 50) y para los casos donde se toman en cuenta, de manera conjunta, los efectos del intemperismo y de la interacción suelo-estructura (Figuras 47, 49 y 51).

Figura 46. *Funciones de vulnerabilidad de las estructuras 5N-1×2C, tomando en cuenta únicamente los efectos del intemperismo*

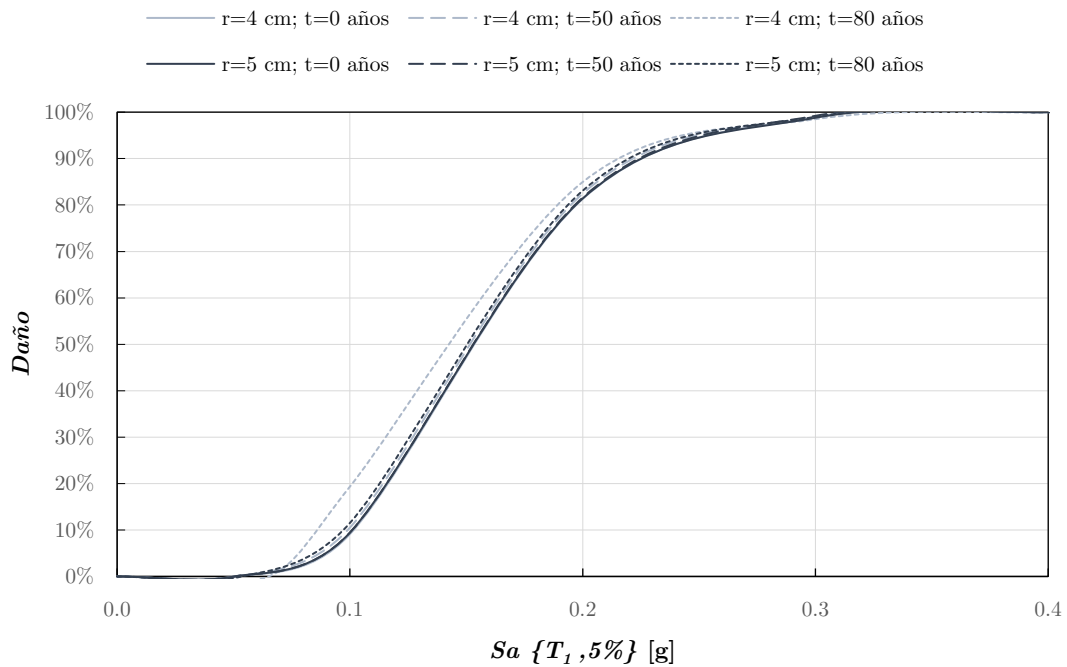


Figura 47. Funciones de vulnerabilidad de las estructuras 5N-1×2C, tomando en cuenta, de manera conjunta, los efectos del intemperismo y de la interacción suelo-estructura

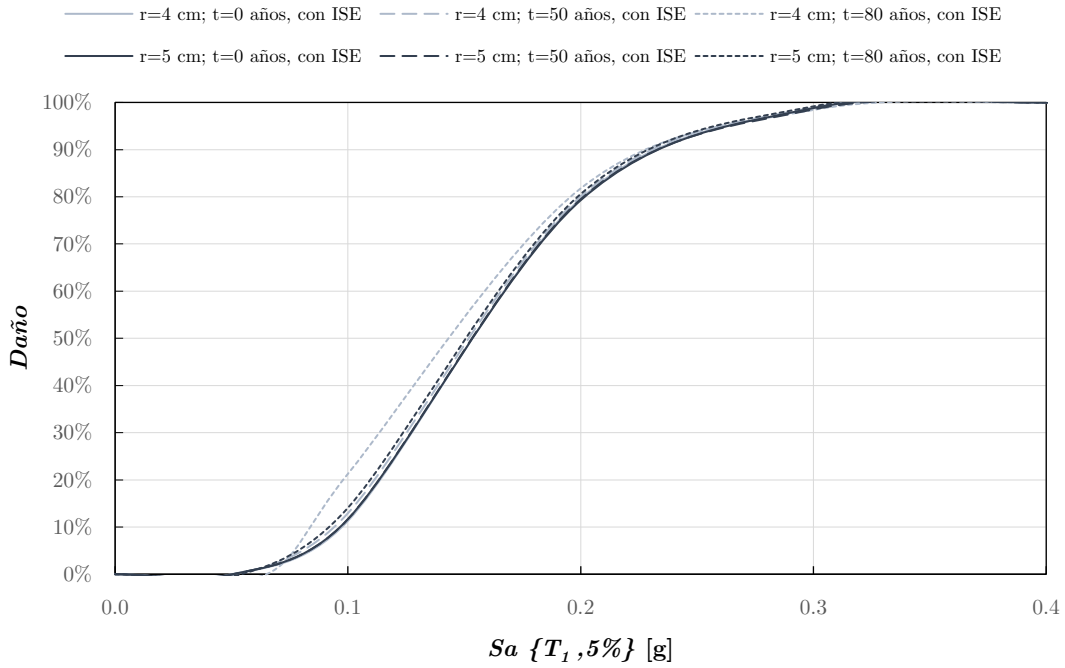


Figura 48. Funciones de vulnerabilidad de las estructuras 5N-3×2C, tomando en cuenta únicamente los efectos del intemperismo

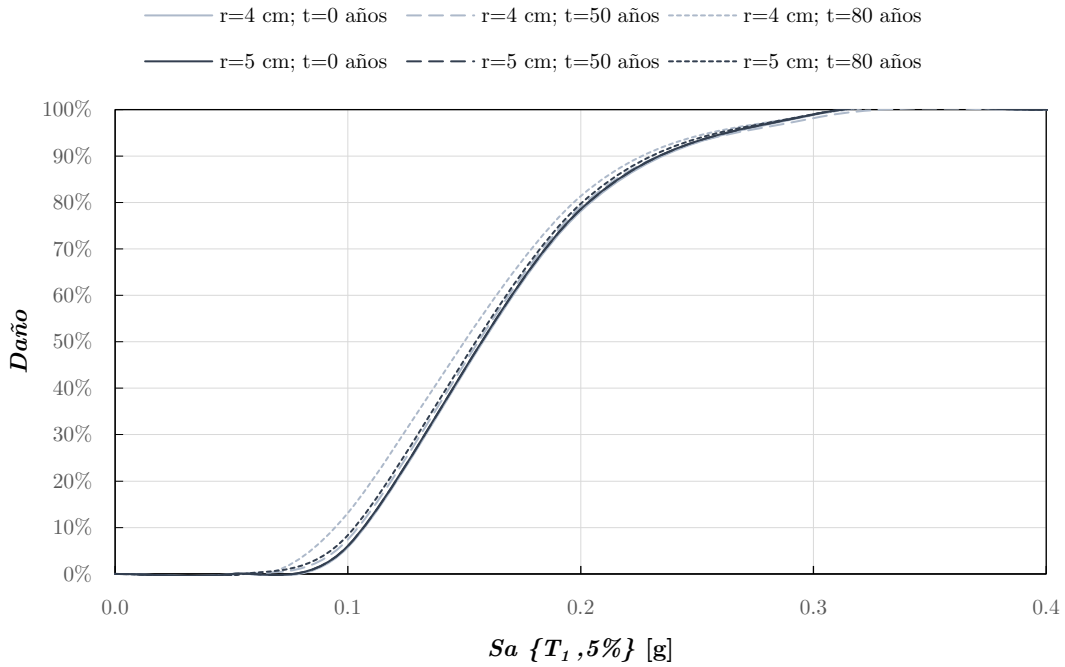


Figura 49. Funciones de vulnerabilidad de las estructuras 5N-3×2C, tomando en cuenta, de manera conjunta, los efectos del intemperismo y de la interacción suelo-estructura

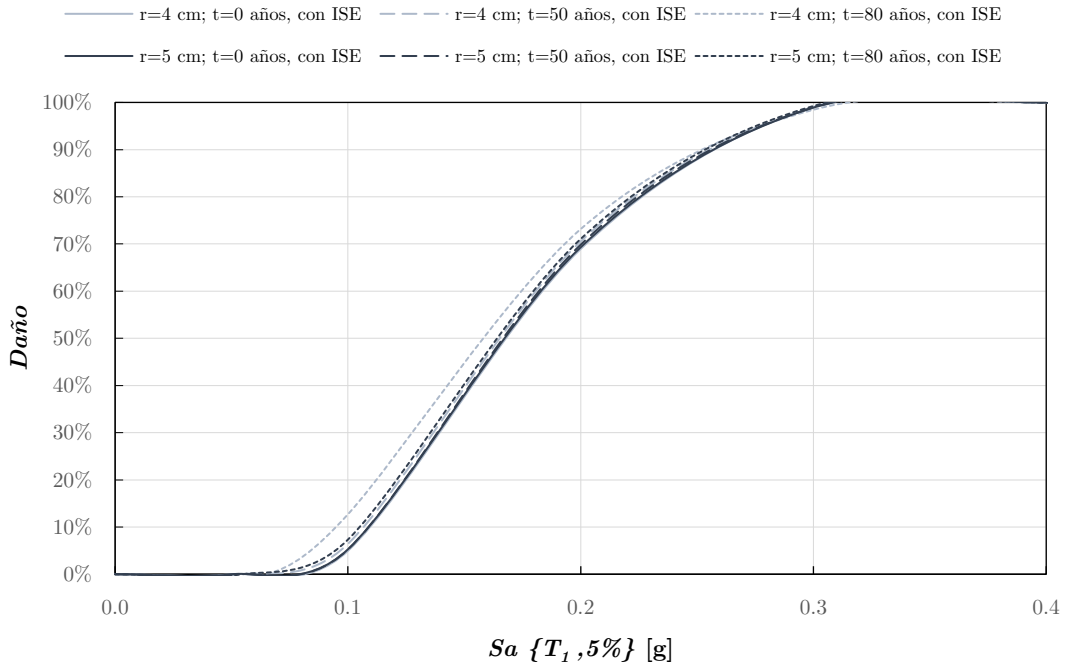


Figura 50. Funciones de vulnerabilidad de las estructuras 7N-3×2C, tomando en cuenta únicamente los efectos del intemperismo

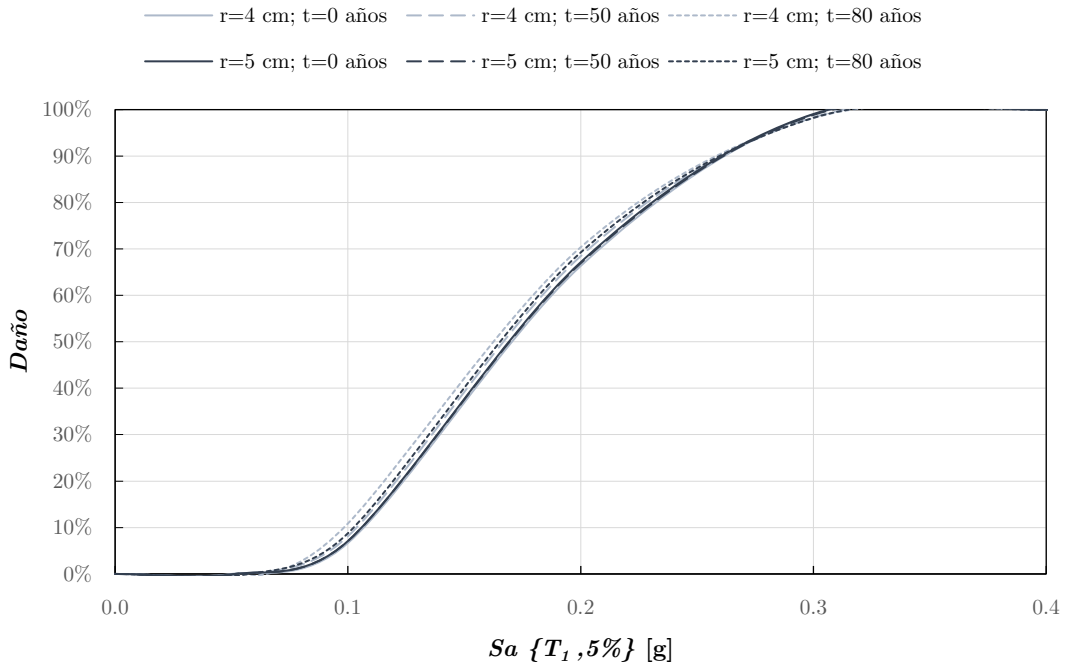
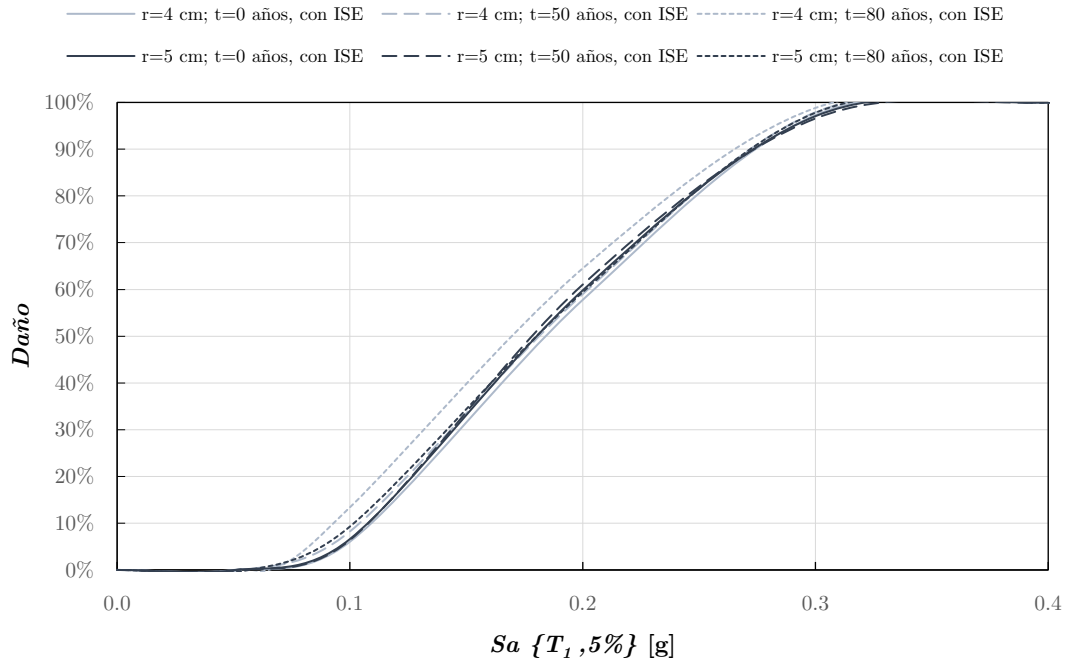


Figura 51. Funciones de vulnerabilidad de las estructuras 7N-3×2C, tomando en cuenta, de manera conjunta, los efectos del intemperismo y de la interacción suelo-estructura



De manera general se puede observar en las Figuras 46 a 51, para estructuras con tiempo de exposición mayor al tiempo de iniciación de corrosión de sus elementos, una relación directa entre su tiempo de exposición y su vulnerabilidad, y una relación inversa entre la profundidad de recubrimiento de sus elementos y su vulnerabilidad; recordando que la vulnerabilidad de una estructura se ha definido como la relación entre su porcentaje de daño y una determinada intensidad de la excitación sísmica. A pesar de estas tendencias; de manera general, únicamente las estructuras con profundidad de recubrimiento de sus elementos de 4 cm y tiempo de exposición de 80 años presentan un cambio relativamente significativo en su vulnerabilidad con respecto a la vulnerabilidad de las estructuras con las demás combinaciones de profundidad de recubrimiento y tiempo de exposición.

De igual manera, se puede generalizar que, para valores de $S_a \{T_1, 5\% \}$ de 0.4 [g], todas las estructuras de estudio presentan ya un 100% de daño global; esta situación era de esperarse debido a los criterios utilizados para su diseño, aunado a que, el grupo de estructuras que buscan representar, se ha caracterizado por presentar daños ante los diferentes eventos sísmicos que han afectado a la Ciudad de México (ver, *e.g.* Instituto de Ingeniería de la UNAM, 2020; Serrano, 2015; De Anda et al., 2019; Secretaría de Gestión Integral de Riesgos y Protección Civil, Gobierno de la Ciudad de México, s.f.).

En las Figuras 52 a 57 se comparan las funciones de vulnerabilidad de las estructuras para una determinada profundidad de recubrimiento.

Figura 52. Funciones de vulnerabilidad de las estructuras $5N-1 \times 2C$, $r=4$ cm, $t=0$, 50 y 80 años, y $5N-1 \times 2C$, $r=4$ cm, $t=0$, 50 y 80 años, con ISE

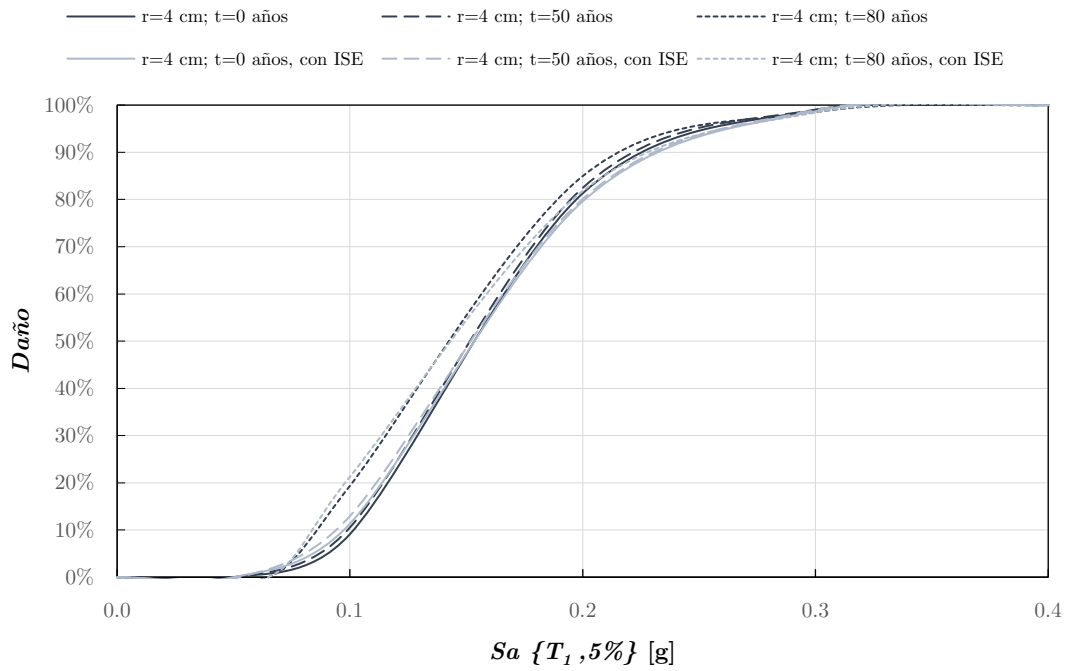


Figura 53. Funciones de vulnerabilidad de las estructuras $5N-1 \times 2C$, $r=5$ cm, $t=0$, 50 y 80 años, y $5N-1 \times 2C$, $r=5$ cm, $t=0$, 50 y 80 años, con ISE

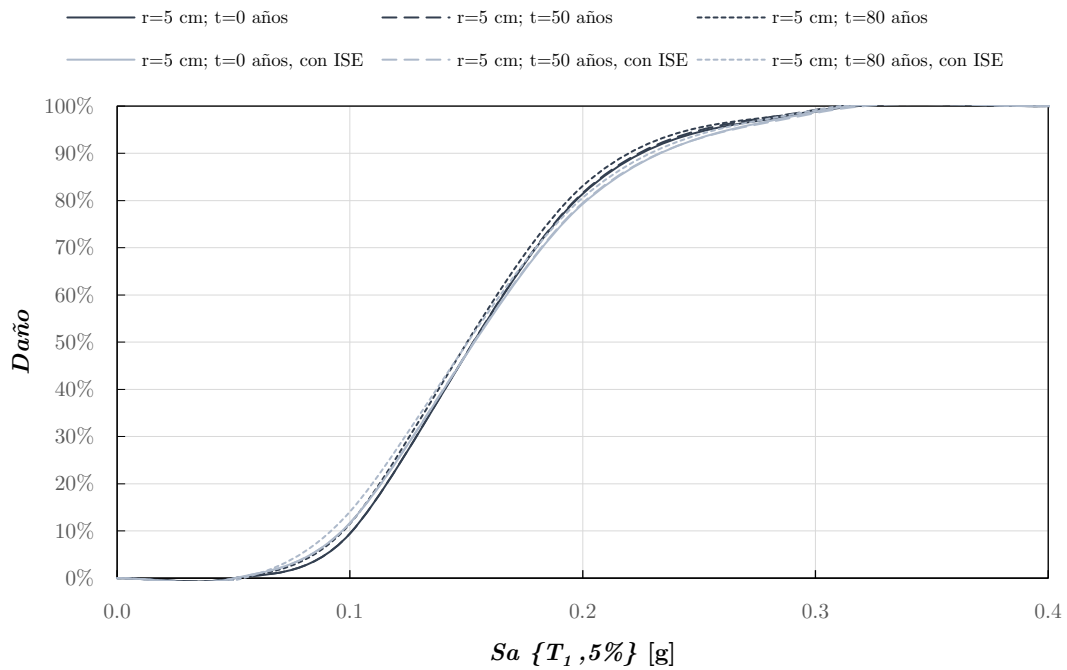


Figura 54. Funciones de vulnerabilidad de las estructuras $5N-3 \times 2C$, $r=4$ cm, $t=0$, 50 y 80 años, y $5N-3 \times 2C$, $r=4$ cm, $t=0$, 50 y 80 años, con ISE

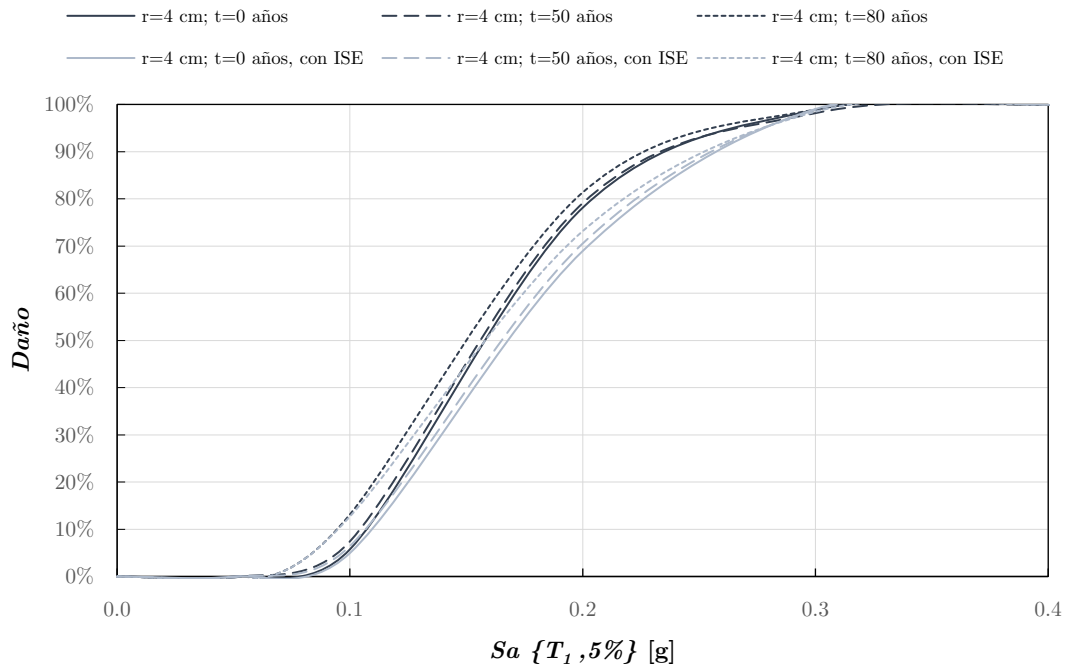


Figura 55. Funciones de vulnerabilidad de las estructuras $5N-3 \times 2C$, $r=5$ cm, $t=0$, 50 y 80 años, y $5N-3 \times 2C$, $r=5$ cm, $t=0$, 50 y 80 años, con ISE

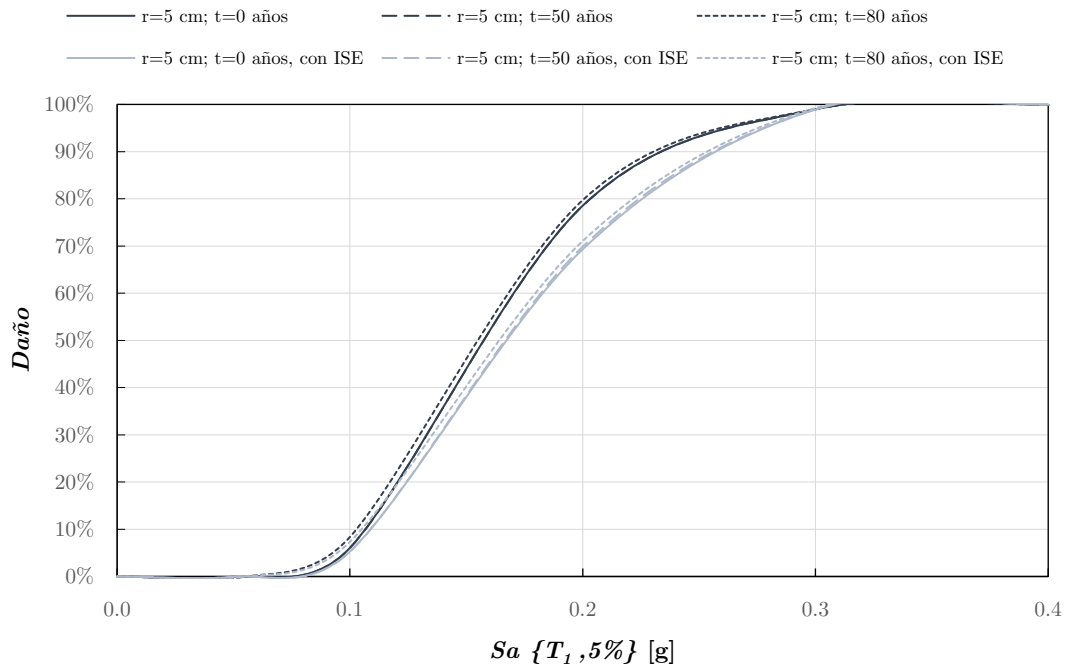


Figura 56. Funciones de vulnerabilidad de las estructuras $7N-3 \times 2C$, $r=4$ cm, $t=0$, 50 y 80 años, y $7N-3 \times 2C$, $r=4$ cm, $t=0$, 50 y 80 años, con ISE

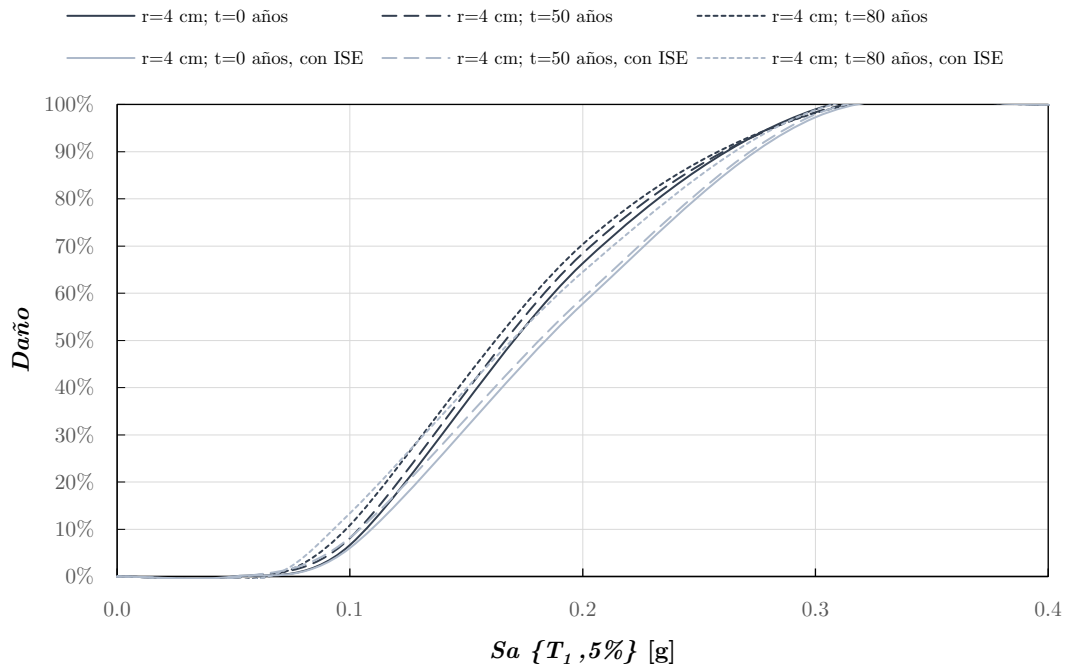
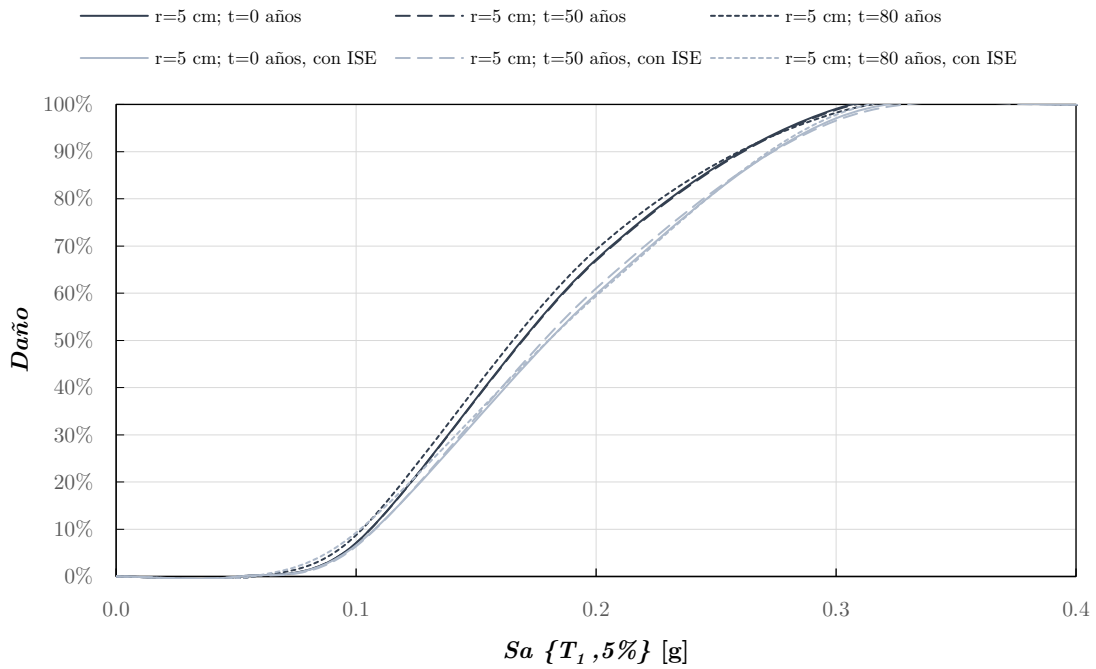


Figura 57. Funciones de vulnerabilidad de las estructuras $7N-3 \times 2C$, $r=5$ cm, $t=0$, 50 y 80 años, y $7N-3 \times 2C$, $r=5$ cm, $t=0$, 50 y 80 años, con ISE



En las Figuras 52 a 57 se puede observar que, de manera general, el considerar los efectos de la interacción suelo-estructura resulta en estructuras menos vulnerables. Esto es resultado principalmente de considerar a las estructuras sobre base flexible (*cf. e.g.* Tahghighi y Mohamadi, 2020). A pesar de lo anterior, se puede observar que, en algunos casos (ver particularmente las Figuras 52, 53 y 56), para intensidades menores a 0.2 [g] se presenta una mayor vulnerabilidad al considerar los efectos de la interacción suelo-estructura; esto está relacionado con la cantidad de energía histerética disipada en esos casos, por las estructuras (considerando, y sin considerar los efectos de la interacción suelo-estructura), hasta ese nivel de intensidad.

Estas tendencias corresponden a los casos de estudio aquí presentados y no pueden generalizarse.

Finalmente, se comparan en las Figuras 58 a 60, las funciones de vulnerabilidad correspondientes a las condiciones $r = 4$ cm, $t = 0$ y 80 años, para las estructuras 5N-1 \times 2C, 5N-3 \times 2C, y 7N-3 \times 2C, tomando en cuenta únicamente los efectos del intemperismo, y tomando en cuenta, de manera conjunta, los efectos del intemperismo y de la interacción suelo-estructura.

Figura 58. Funciones de vulnerabilidad de las estructuras 5N-1 \times 2C, 5N-3 \times 2C, y 7N-3 \times 2C, para las condiciones $r=4$ cm, $t=0$ y 80 años, tomando en cuenta únicamente los efectos del intemperismo

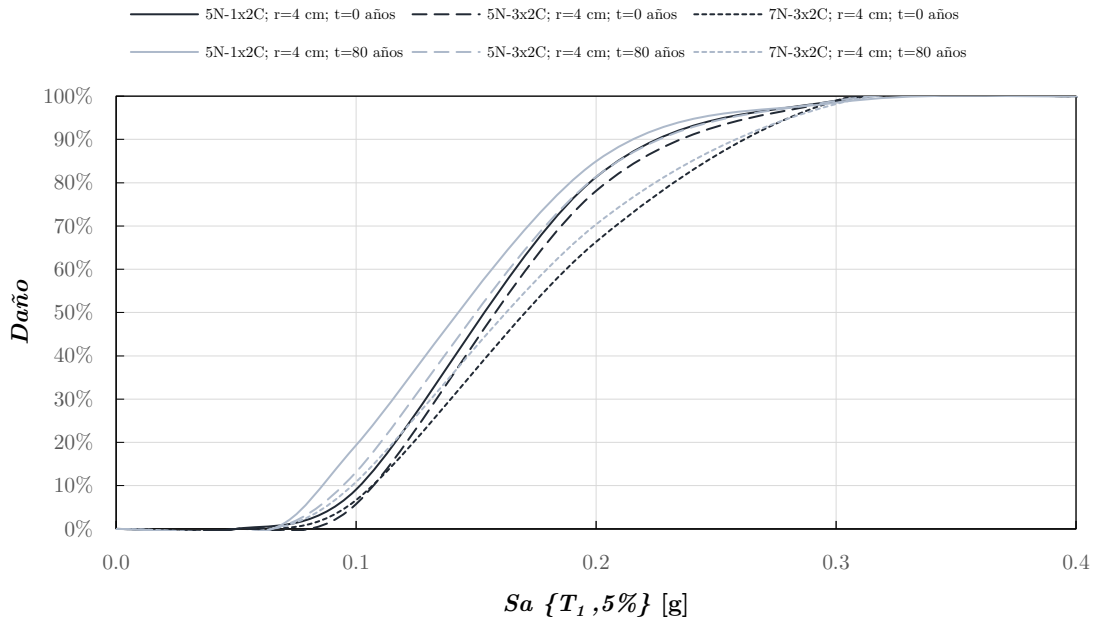


Figura 59. Funciones de vulnerabilidad de las estructuras 5N-1×2C, 5N-3×2C, y 7N-3×2C, para las condiciones $r=4$ cm, $t=0$ años, tomando en cuenta únicamente los efectos del intemperismo, y tomando en cuenta, de manera conjunta, los efectos del intemperismo y de la interacción suelo-estructura

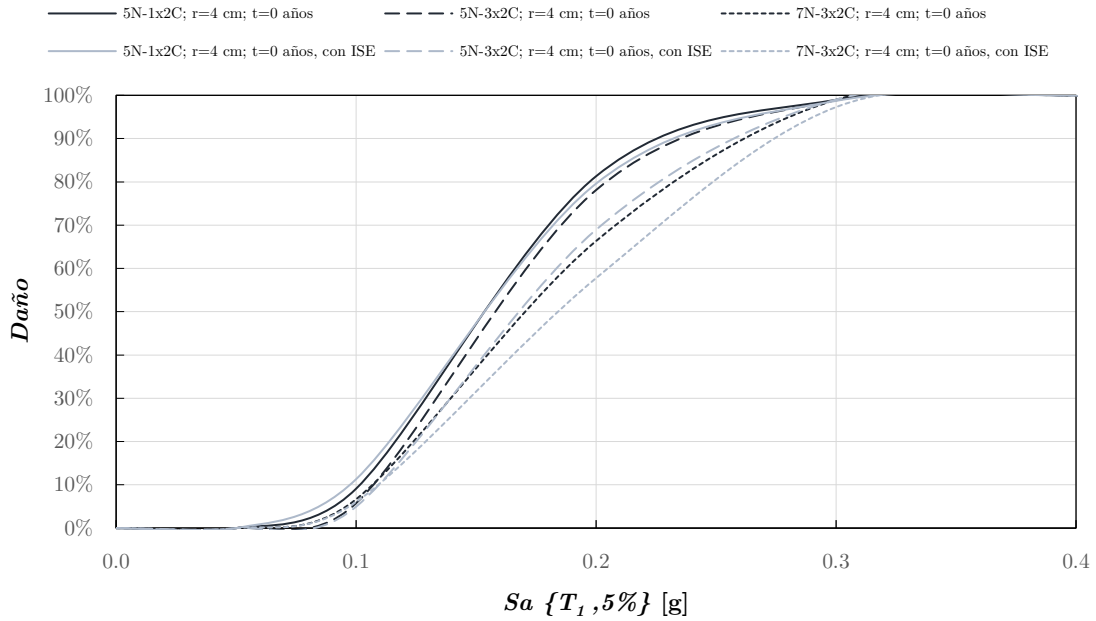
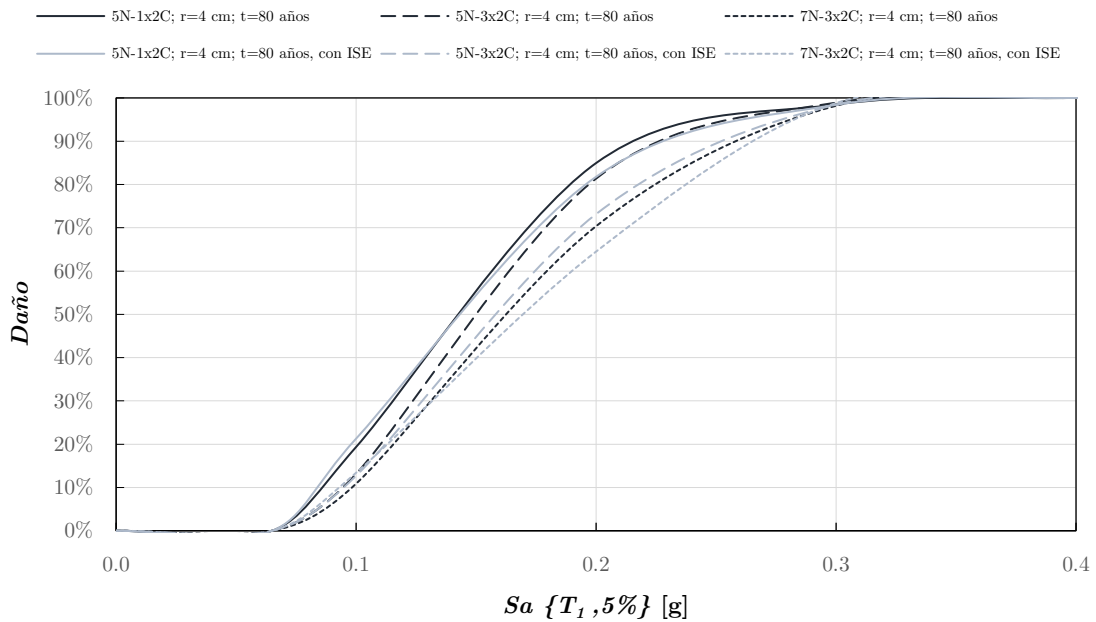


Figura 60. Funciones de vulnerabilidad de las estructuras 5N-1×2C, 5N-3×2C, y 7N-3×2C, para las condiciones $r=4$ cm, $t=80$ años, tomando en cuenta únicamente los efectos del intemperismo, y tomando en cuenta, de manera conjunta, los efectos del intemperismo y de la interacción suelo-estructura



En los casos de estudio presentados en esta tesis, se observó una relación inversa entre el número de crujías y el número de niveles de una estructura, y su vulnerabilidad. Esta tendencia está relacionada con la capacidad de las estructuras estudiadas, la cual depende, por supuesto, de sus características. También podría estar relacionada con su redundancia estructural, la cual permite una redistribución de esfuerzos una vez que los elementos comienzan a plastificarse.

6. Conclusiones

En la presente tesis se evaluaron los efectos del intemperismo (carbonatación) y de la interacción suelo-estructura en el comportamiento y la vulnerabilidad sísmica de estructuras de concreto reforzado. Los casos de estudio presentados estuvieron orientados a el análisis de estructuras formadas por marcos de concreto reforzado, con cimentaciones totalmente compensadas resueltas mediante cajones rígidos, ubicadas en la zona de suelo blando de la Ciudad de México.

En los casos de estudio se observó, de manera general, una disminución en la capacidad (relación entre su cortante basal y un determinado desplazamiento de su azotea) y un aumento en la vulnerabilidad de las estructuras, al tomar en cuenta los efectos de la carbonatación. Estos efectos resultaron prácticamente despreciables en el caso de estructuras con una combinación de profundidad de recubrimiento de sus elementos y tiempo de exposición de 5 cm y 50 años, mientras que resultaron relativamente significativos en el caso de estructuras con una combinación de profundidad de recubrimiento de sus elementos y tiempo de exposición de 4 cm y 50 años, de 5 cm y 80 años, y, especialmente, de 4 cm y 80 años. En este punto cabe mencionar que mientras que las normativas más recientes aplicables en la Ciudad de México establecen la definición de la profundidad de recubrimiento de los elementos estructurales con el fin explícito de garantizar un nivel satisfactorio de protección del acero de refuerzo, por al menos 50 años, y considerando diferentes ambientes de exposición, las normativas más antiguas eran menos exigentes en este aspecto. Por esta razón, son las estructuras diseñadas con normativas más antiguas en las que los efectos del intemperismo podrían ser más significativos, ya que, además de contar potencialmente con una profundidad de recubrimiento de sus elementos menor, cuentan, por supuesto, con un mayor tiempo de exposición. Cabe hacer notar que el problema del intemperismo en las estructuras se vuelve potencialmente más crítico conforme se vuelven más antiguas; este aspecto deberá de tenerse en cuenta en la planeación, desarrollo, mantenimiento, y fin de vida útil de la infraestructura de un país.

Los efectos de la interacción suelo-estructura en el comportamiento de los sistemas estudiados fueron los esperados: un aumento en el periodo del sistema suelo-estructura, una modificación en el amortiguamiento del sistema, y una reducción en los movimientos efectivos en la base del sistema suelo-estructura (cimentación). Lo anterior resultó en que, para la mayor parte del comportamiento, aquellas estructuras en las que se tomaron en

cuenta los efectos de la interacción suelo-estructura presentarán una menor capacidad (relación entre su cortante basal y un determinado desplazamiento de su azotea) que aquellas en las que no se tomaron en cuenta (para una misma combinación de profundidad de recubrimiento y tiempo de exposición). También resultó, con algunas excepciones, en una ligera disminución en la vulnerabilidad de las estructuras; esta condición podría identificarse como una consecuencia de considerar a la interfaz suelo-cimiento como una base flexible, y no puede generalizarse a otros casos de estudio.

Como era de esperarse, todas las estructuras analizadas resultaron altamente vulnerables; y es que, el grupo de estructuras que buscan representar, se ha caracterizado por presentar daños ante los diferentes eventos sísmicos que han afectado a la Ciudad de México. Esta situación es resultado, en gran medida, de la normatividad con la que se diseñaron.

Cabe mencionar que las conclusiones derivadas de los casos de estudio presentados en esta tesis corresponden únicamente a estos casos, y bajo la metodología, consideraciones, y limitaciones establecidas. Siendo así, a continuación se mencionan algunas de las limitaciones del trabajo realizado, y se plantean una serie de recomendaciones que podrían enriquecer el estudio de los fenómenos analizados.

6.1 Limitaciones y recomendaciones

Si bien se estudiaron estructuras “tipo” con el objetivo de representar, en medida de lo posible, una determinada categoría de estructuras, es necesario reconocer las limitaciones asociadas a este objetivo. Estas limitaciones corresponden, principalmente, a la tipificación de las características geotécnicas de una determinada zona; a la definición de las propiedades y características del concreto reforzado y del acero de refuerzo, para el modelado; a la definición de las cargas aplicadas a los modelos estructurales; y a la definición de los modelos, y parámetros a utilizar, para representar adecuadamente el comportamiento de las estructuras estudiadas, particularmente en el modelado de la carbonatación. El uso de estructuras “tipo” en los análisis limita también el incluir condiciones particulares, como lo son los muros y elementos no estructurales que no se desligan adecuadamente de la estructura, el daño acumulado, o el deterioro de las losas y sistemas de cimentación a causa de la presencia de agua.

Por supuesto, gran parte de estas limitaciones no existen cuando es posible conocer las características y condiciones particulares de la estructura que se va a analizar, en un determinado instante de tiempo.

De igual manera, se hace notar la falta de trabajo experimental que provea, en medida de lo posible, una base para el modelado del intemperismo de estructuras ubicadas dentro del territorio mexicano. Esto posibilitaría establecer parámetros y expresiones que, dentro de un rango razonable, permitan considerar los efectos del intemperismo en las estructuras. En el caso específico del modelado del intemperismo en estructuras de concreto reforzado, actualmente existe una gran incertidumbre en la tasa de corrosión del acero de refuerzo y en los modelos para determinar las propiedades residuales de los materiales. El trabajo empírico necesario permitiría tomar en cuenta, directamente, las condiciones atmosféricas del país y las características de los materiales empleados en sus construcciones. Análisis como los que se llevaron a cabo en este trabajo podrían enriquecerse sustentando algunos de los parámetros y modelos utilizados mediante pruebas experimentales.

El uso de marcos planos en los análisis realizados implica también ciertas limitaciones; particularmente al incluir los efectos de la carbonatación, los cuales dependen de la posición y exposición de los elementos estructurales, y, por lo tanto, no son iguales para todos los marcos de la estructura. Siendo así, el uso de modelos equivalentes, o en tres dimensiones, podrían aproximar de mejor manera la respuesta de la estructura, considerando, sobre todo, que los análisis realizados son no lineales. El análisis de la interacción suelo-estructura podría verse también beneficiado del uso de un modelo tridimensional.

Se destaca entonces la importancia de tomar en cuenta tanto en el diseño, como en la revisión de las estructuras, los diversos fenómenos que pueden tener un efecto en su comportamiento, y, por lo tanto, la importancia de realizar un modelo que permita representar adecuadamente la respuesta estructural. Siendo así, algunas consideraciones que podrían enriquecer el análisis de los fenómenos estudiados en esta tesis son:

- Tomar en cuenta la variación temporal de las características del suelo y de las condiciones atmosféricas.
- Tomar en cuenta los efectos del intemperismo en el sistema de cimentación.

- Tomar en cuenta las propiedades no lineales del suelo en el análisis de la interacción suelo-estructura; ya sea mediante el uso de un método de análisis directo, o mediante el uso de elementos no lineales para representar la rigidez y amortiguamiento (dinámicos) en la interfaz suelo-cimiento.
- Tomar en cuenta el daño acumulado de la estructura estudiada.
- Incluir el análisis de losas, elementos no estructurales y contenidos.
- Extender el estudio a otros sistemas estructurales y de cimentación.

Finalmente, se hace notar la necesidad de llevar a cabo análisis de vulnerabilidad y riesgo del mayor número posible de estructuras, especialmente de aquellas cuya seguridad se considere potencialmente comprometida. Lo anterior permitirá, en caso de ser necesario, implementar las medidas correspondientes con el fin de garantizar la seguridad de las estructuras y de las personas que hacemos uso de ellas.

Referencias

- Alonso, C., Andrade, C., Rodríguez, J., y Diez, J. M. (1998). Factors controlling cracking of concrete affected by reinforcement corrosion. *Materials and Structures*, (31), 435–441.
- Avilés, J. (1999). Interacción Suelo-Estructura: Conceptos de Diseño. *Revista de Ingeniería Sísmica*, (61), 23-55.
- Avilés, J., y Pérez-Rocha, L. E. (1996). Evaluation of interaction effects on the system period and the system damping due to foundation embedment and layer depth. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 15(1), 11–27.
- Bentur, A., Diamond, S. y Berke, N. S. (1997). *Steel Corrosion in Concrete* (1ª ed.). Spon Press.
- Bernal, D., Döhler, M., Kojidi, S. M., Kwan, K., y Liu, Y. (2015). First Mode Damping Ratios for Buildings. *Earthquake Spectra*, 31(1), 367–381.
- Bertolini, L., Elsener, B., Pedferri, P., Redaelli, E. y Polder, R. (2014). *Corrosion of Steel in Concrete* (2ª ed.). WILEY-VCH.
- Böhni, H. (Ed.). (2005). *Corrosion in Reinforced Concrete Structures* (1ª ed.). CRC Press.
- Bojorquez, J., Ponce, S., Ruiz, S., Bojorquez, E., Reyes-Salazar, A., Barraza, M., Chavez, R., Valenzuela-Beltrán, F., Leyva Madrigal, H. y Baca, V. (2021). Structural reliability of reinforced concrete buildings under earthquakes and corrosion effects. *Engineering Structures*, 237, 112161.
- Broomfield, J.P. (2023). *Corrosion of Steel in Concrete: Understanding, Investigation and Repair* (3ª ed.). CRC Press.
- Carpio, C., González, O. M. y Arellano, E. (2023). Comportamiento no lineal de marcos de concreto reforzado diseñados con diferentes niveles de ductilidad. *Ingeniería Investigación y Tecnología*, 24 (01), 1-15.
- Chopra, A. K. (2017). *Dynamics of structures: theory and applications to earthquake engineering* (5ª ed.). Pearson.
- D. Capecchi y F. Vestroni. (1986). Aspetti della modellazione e del danneggiamento nelle strutture di cemento armato. *Ingegneria Sismica*, (3), 22-31.
- D’Ayala D., Meslem A., Vamvastikos D., Porter, K., Rossetto T., Crowley H. y Silva V. (2013) *Guidelines for Analytical Vulnerability Assessment*, Vulnerability Global Component project.

- De Anda, J., Gómez, A. y Juárez, H. (2019). *Evaluación de vulnerabilidad sísmica de edificios en la Ciudad De México construidos antes de 1985*. XXII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Monterrey, México.
- Departamento del Distrito Federal. (1976). *Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal*.
- Departamento del Distrito Federal. (1977a). *Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto*.
- Departamento del Distrito Federal. (1977b). *Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones*.
- Evaluación de Riesgos Naturales. (2013). *Reporte Final: Estudio de Riesgo Sísmico de Dos Edificios de Scotiabank Ubicados en Lorenzo Boturini 202 y 206 Ciudad de México*.
- Gazetas, G. (1991). Foundation Vibrations. En Fang, H.-Y. (Ed.), *Foundation Engineering Handbook* (2ª ed.) (pp.553-593). Chapman & Hall.
- Gobierno de la Ciudad de México. (2017a). *Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto*.
- Gobierno de la Ciudad de México. (2017b). *Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo*.
- González, R., González, M. y Niño, M. (2022). *Creación de una base de datos de edificios en suelo blando de la Ciudad de México para fines de vulnerabilidad estructural*. XXIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Juriquilla, México.
- Haselton, C. B., Liel, A. B., Lange, S. T. y Deierlein, G. G. (2007). *Beam-Column Element Model Calibrated for Predicting Flexural Response Leading to Global Collapse of RC Frame Buildings* (PEER Report 2007-03). Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA.
- Huang, D, Du, W y Zhu, H. (2017). A procedure to select ground-motion time histories for deterministic seismic hazard analysis from the Next Generation Attenuation (NGA) database. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, (17), 1725-1739.
- Ibarra, L., Medina, R. y Krawinkler, H. (2005). Hysteretic Models that Incorporate Strength and Stiffness Deterioration. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, (34), 1489 - 1511.
- Instituto Americano del Concreto. (2023). *ACI Concrete Terminology* (ACI CT-23).

- Instituto de Ingeniería de la UNAM. (2020). *Actualización de la Zonificación Sísmica de la Ciudad de México y Áreas Aledañas-Parte Norte*.
- Instituto Nacional de Estándares y Tecnología (2012). *Soil-Structure Interaction for Building Structures* (NIST GCR 12-917-21).
- Jennings, P. C. y Bielak, J. (1973). Dynamics of building-soil interaction. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 63 (1), 9-48.
- Karapetrou, S., Fotopoulou, S. y Pitilakis, K. (2017). Seismic Vulnerability of RC Buildings under the Effect of Aging. *Procedia Environmental Sciences*, 38, 461-468.
- Kausel, E., Whitman, R., Morray, J. y Elsabee, F. (1978). The spring method for embedded foundation. *Nuclear Engineering and Design*, 48, 377-392.
- Kramer, S. L. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering* (1ª ed.). Prentice Hall.
- Lee, H-S y Cho, Y-S. (2009). Evaluation of the mechanical properties of steel reinforcement embedded in concrete specimen as a function of the degree of reinforcement corrosion. *International Journal of Fracture*, (157), 81–88.
- Lignos, D. G. y Krawinkler, H. (2013). Development and Utilization of Structural Component Databases for Performance-Based Earthquake Engineering. *Journal of Structural Engineering*, 139(8), 1382–1394.
- Luco, J. E. (1980). *Linear soil-structure interaction*. Report UCRL-15272, Lawrence Livermore National Laboratory, Livermore, California.
- Luco, N. y Cornell, C. A. (2007). Structure-specific scalar intensity measures for near-source and ordinary earthquake ground motions. *Earthquake Spectra*, 23(2), 357-392.
- Mander, J., Priestley, M.J. y Park, R. (1988). Theoretical stress strain model for confined concrete. *Journal of Structural Engineering-ASCE*, (114), 1804-1826.
- McKenna, F., Fenves, G. L y Scott, M. H. (2021). Open System for Earthquake Engineering Simulation (Versión 3.3) [Software]. University of California, Berkeley. <http://opensees.berkeley.edu>
- Moreno, E. I., Torres, A., Pérez, J. T., Martínez, M., Martínez, W., Alonso, E., Castro, P., Genescá, J., Valdez, B., Ariza, L.E, Baltazar, M., Nieves, D., Almeraya, F., Gaona, C., Pérez, T., López, E., Rodríguez, J., Rebolledo, N., Andrade, C. y Troconis, O. (2016). Concrete Carbonation in Mexico and Spain: DURACON Project, Four Year Evaluation. *Key Engineering Materials*, (711), 12-20.

- Ordaz, M., Miranda, E., Reinoso, E. y Pérez-Rocha L. E. (2000). *Seismic Loss Estimation Model for Mexico City*. 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, Nueva Zelanda.
- Pérez-Rocha, L. E. (1998). *Respuesta sísmica estructural: Efectos de sitio e interacción suelo-estructura (Aplicaciones al Valle de México)*. [Tesis de doctorado, Facultad de Ingeniería, UNAM].
- Pitilakis, K., Karapetrou, S. y Fotopoulou, S. (2014). Consideration of aging and SSI effects on seismic vulnerability assessment of RC buildings. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 12, 1755-1776.
- Porter, K. (2003). Seismic Vulnerability. En Chen, W.-F. y Scawthorn, C. (Eds.), *Earthquake Engineering Handbook* (pp. 21-1 – 21-41). CRC Press.
- Porter, K. (2018). *A Beginner's Guide to Fragility, Vulnerability, and Risk*. University of Colorado Boulder.
- RAII-UNAM. (2018). Sistema de Base de Datos Acelerográficos en web (Versión 2.1) [Aplicación web]. Unidad de Instrumentación Sísmica, UNAM.
<https://aplicaciones.iingen.unam.mx/AcelerogramasRSM/>
- Requena García de la Cruz, M. V., Bento, R., Durand, P. y Morales-Esteban, A. (2022). Analysis of the soil structure-interaction effects on the seismic vulnerability of mid-rise RC buildings in Lisbon. *Structures*, 38, 599-617.
- Richardson, M. G. (2002). *Fundamentals of Durable Reinforced Concrete* (1ª ed.). CRC Press.
- Robuschi, S., Tengattini, A., Dijkstra, J., Fernandez, I. y Lundgren, K. (2021). A closer look at corrosion of steel reinforcement bars in concrete using 3D neutron and X-ray computed tomography. *Cement and Concrete Research*, (144), 106439.
- Secretaría de Gestión Integral de Riesgos y Protección Civil, Gobierno de la Ciudad de México. (s.f.). Atlas de Riesgos de la Ciudad de México [Repositorio de archivos]. Recuperado el 12 de junio de 2023 de:
<https://www.atlas.cdmx.gob.mx/datospdf.html>
- Serrano, P. L. (2015). *Generación de una base de datos sobre los daños registrados en construcciones por efectos de sismos en la Ciudad de México, integrada en un sistema de información geográfica*. [Tesis de licenciatura, Facultad de Ingeniería, UNAM].

Servicio Meteorológico Nacional de la Comisión Nacional del Agua. (2023). Información solicitada por correo electrónico a la Ventanilla Única de la Coordinación General del Servicio Meteorológico Nacional mediante la dirección:

ventanillaunica.smn@conagua.gob.mx

Shamsoddin, Z., Dehkordi, M., Eghbali, M. y Samadian, D. (2020). Evaluation of seismic resilience index for typical RC school buildings considering carbonate corrosion effects. *International Journal of Disaster Risk Reduction*, 46, 101511.

Shayanfar, M. A., Barkhordari, M. A. y Ghanooni-Bagha, M. (2016). Effect of longitudinal rebar corrosion on the compressive strength reduction of concrete in reinforced concrete structure. *Advances in Structural Engineering*, 19(6), 897-907.

Shome, N. y Cornell, C. A. (1999). *Probabilistic Seismic Demand Analysis of Nonlinear Structures*. Reliability of Marine Structures Program Technical Report RMS-35.

Sieffert, J.-G. y Cevaer, F. (1992). *Handbook of impedance functions: surface foundations*. Ouest Éditions.

Stefanoni, M., Angst, U. y Elsener, B. (2017). Corrosion rate of carbon steel in carbonated concrete – a critical review. *Cement and Concrete Research*, 103(12), 35-48.

Tahghighi, H. y Mohamadi, A. (2020). Numerical Evaluation of Soil-Structure Interaction Effects on the Seismic Performance and Vulnerability of Reinforced Concrete Buildings. *International Journal of Geomechanics*, 20(6).

Terán, A. y Jirsa J. O. (2005) A Damage Model for Practical Seismic Design that Accounts for Low Cycle Fatigue. *Earthquake Spectra*, 21(3), 803-832.

Vamvatsikos, D. y Cornell, C. A. (2002). Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31(3), 491–514.

Wolf, J. P. (1985). *Dynamic Soil-Structure Interaction*. Prentice Hall, Inc.