



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRIA Y DOCTORADO EN INGENIERIA
INSTITUTO DE INGENIERIA

**INFLUENCIA DEL DETERIORO POR CORROSIÓN EN LA
CONFIABILIDAD DE EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO**

T E S I S

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

MAESTRO EN INGENIERÍA

P R E S E N T A:

CARLOS ALBERTO CARRILLO BUENO

TUTORA:

DRA. SONIA ELDA RUIZ GÓMEZ. II

CIUDAD UNIVERSITARIA, CD. MX., MAYO 2016



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

JURADO ASIGNADO:

Presidente: DR. LUIS ESTEVA MARABOTO
Secretario: DR. ORLANDO JAVIER DÍAZ LÓPEZ
Vocal: DRA. SONIA ELDA RUÍZ GÓMEZ
1^{er}. Suplente: M.I. OCTAVIO GARCÍA DOMÍNGUEZ
2^{do}. Suplente: DR. DANTE TOLENTINO LÓPEZ

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

TUTOR DE TESIS

DRA. SONIA RUÍZ GÓMES

DEDICATORIAS

A mis padres **Teódulo Carrillo** y **Ma. De Lourdes Bueno** quienes me han apoyado y guiado incondicionalmente. Gracias por estar en cada momento y motivarme para alcanzar todas mis metas. Siendo ambos un ejemplo claro a seguir.

A mi hermano **Felipe** por ser parte importante de mi formación, desarrollo personal y el apoyo que siempre me has brindado.

AGRADECIMIENTOS

A la **Dra. Sonia Elda Ruiz Gómez** por sus orientaciones, conocimientos, su manera de trabajar, paciencia y motivaciones han sido fundamentales para mi formación y realización de éste trabajo.

Al **Dr. Dante Tolentino López** por su invaluable contribución en mi formación, por brindarme su amistad y contagiarme de su pasión por la ingeniería y la investigación.

A mis sinodales **Dr. Luis Esteva Maraboto, Dr. Orlando Javier Díaz López, M.I. Octavio García Domínguez y Dr. Dante Tolentino López** por sus valiosos comentarios y correcciones que contribuyeron a mejorar este trabajo.

Al **Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología CONACYT** por su apoyo financiero durante mis estudios de maestría.

Al **Instituto de Ingeniería de la UNAM** por permitirme hacer uso de sus instalaciones durante la realización de este trabajo.

ÍNDICE

CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN, OBJETIVOS Y REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA

1. 1	Introducción	1
2. 1	Objetivos	1
3. 1	Revisión bibliográfica	1
1.3.1	Sobre corrosión en concreto reforzado	1
1.3.2	Sobre confiabilidad estructural	2

CAPÍTULO 2 CORROSIÓN DEL CONCRETO REFORZADO

2. 1	Penetración de cloruros	5
2.2.1	Coefficiente de Difusión	6
2. 2	Inicio del agrietamiento del concreto debido a la corrosión	6

CAPÍTULO 3 METODOLOGIA PARA LA EVALUACIÓN DE LA CONFIABILIDAD ESTRUCTURAL

3. 1	Incertidumbre y aleatoriedad en la capacidad y en la demanda estructural	9
3. 2	Formulación para estimar el número de fallas en un intervalo de tiempo	9
3. 3	Método simplificado para evaluar el número esperado de fallas y el factor de confianza	11

CAPÍTULO 4 EVALUACIÓN DE LA CONFIABILIDAD DE CUATRO EDIFICIOS LOCALIZADOS EN ACAPULCO, GRO.

4. 1	Edificios que se analizan	15
4. 2	Registros sísmicos	19
4.2.1	Introducción	19
4.2.2	Corrección de la línea base y filtrado de frecuencias	19
4.2.3	Estudio de peligro sísmico de Acapulco, Guerrero	21
4.2.4	Escalamiento de movimiento sísmico	23
4. 3	Corrosión de los edificios	23
4. 4	Análisis de la respuesta no lineal	23
4.4.1	Evaluación de la capacidad estructural en el tiempo	23
4.4.2	Evaluación de la demanda sísmica dada una intensidad, en el tiempo	31
4. 5	Factor de confianza al término de un intervalo de tiempo	39
4.5.1	Obtención de los parámetros k y r a partir de la curva de peligro sísmico correspondiente al sitio en donde se ubican las estructuras	39
4.5.2	Obtención del factor de corrección y del número esperado de fallas	40
4.5.3	Obtención del factor de confianza considerando la variación de la capacidad estructural y la demanda estructural al término de un intervalo de tiempo	41

CONCLUSIONES	43
---------------------	----

REFERENCIAS	44
--------------------	----

RESUMEN

Un criterio probabilístico propuesto por Cornell et al (2002) y ampliado por Tolentino et al (2012) se utiliza aquí para estudiar el efecto de la degradación del material a largo plazo debido a la corrosión en edificios de concreto armado ubicados en la costa del Pacífico de México. El criterio considera, por medio de expresiones matemáticas cerradas, la variación simultánea de la capacidad estructural y de la demanda estructural, en el tiempo. La confiabilidad estructural se representa en función de dos indicadores: a) el número esperado de fallas durante un intervalo de tiempo, y b) factor de confianza en función del tiempo, dentro de un formato de diseño de factores de demanda y capacidad. Los indicadores de confiabilidad se extienden aquí con el fin de tener en cuenta el deterioro estructural debido a la corrosión en un intervalo de tiempo. Tanto, las incertidumbres aleatorias y epistémicas se tienen en cuenta. La confiabilidad estructural se evalúa para edificios de 3, 4, 5 y 6 plantas sometidas a una serie de movimientos sísmicos reales registrados en la Bahía de Acapulco, México.

ABSTRACT

A probabilistic criterion proposed by Cornell et al (2002) and extended by Tolentino et al (2012) is used here to study the effect of long-term material degradation due to corrosion of reinforced concrete buildings located in the Pacific Coast of Mexico. The criterion considers, by means of closed form mathematical expressions, the simultaneous variation of the structural capacity and of the structural demand, over time. The structural reliability is represented in terms of two alternative indicators: a) the expected number of failures over a time interval, and b) the confidence factors as functions of time, within a Demand and Capacity Factor Design format. The reliability indicators are extended here in order to take into account the structural deterioration due to corrosion over a time interval. Both, aleatory and epistemic uncertainties are taken into account. The structural reliability is evaluated for a 3, 4, 5 and 6-story buildings subjected to a set of real seismic ground motions recorded in Acapulco Bay, Mexico.

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN, OBJETIVOS Y REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA

1.1 Introducción

El concreto reforzado con varillas de acero es uno de los materiales más comunes en la construcción; sin embargo, es susceptible a fallar por corrosión, al estar expuesto después de un lapso de tiempo al ataque de agentes agresivos en zonas costeras, en donde hay presencia de capas de hielo o nieve y en lugares con altos índices de contaminación. El deterioro de sus propiedades debido a este fenómeno, a lo largo de su vida útil, es un problema serio de implicaciones económicas mayores, por lo que se debe garantizar que este tipo de estructuras sean segura y, además que presente niveles de confiabilidad adecuados.

La corrosión del refuerzo metálico afecta de manera importante al desempeño de la estructura, afectando la adherencia con el concreto, causando agrietamientos en la sección o inclusive llegando al desprendimiento de trozos de concreto (Andrade *et al.*, 1993; Liu y Weyers, 1998; Castañeda *et al.*, 1997).

Una medida para reducir los problemas sociales y económicos que esto conlleva es proporcionar herramientas para estimar la variación en los niveles de confiabilidad estructural tomando en cuenta que tanto la capacidad estructural como la demanda estructural varían en un intervalo de tiempo, debido a la corrosión.

1.2 Objetivos

Los objetivos en este estudio son los siguientes:

- Estimar los intervalos de tiempo correspondientes a las distintas etapas de la corrosión en el concreto reforzado.
- Evaluar la confiabilidad estructural, expresada en términos del factor de confianza, al término de los intervalos de tiempo encontrados en el inciso anterior.

1.1 Revisión bibliográfica

1.4.1. Sobre corrosión en concreto reforzado

Andrade *et al.*, (1993) estudian mediante pruebas experimentales al agrietamiento del recubrimiento en función de la corrosión de barras de refuerzo, donde demuestran que solo es necesario unos pocos micrómetros para producir grietas visibles en el recubrimiento.

Mangat y Molloy (1994) mediante resultados experimentales predicen la difusión de los cloruros en diferentes mezclas del concreto demostrando que el coeficiente de difusión depende del periodo de exposición que este tenga.

Youping y Weyers (1998) proponen un modelo, basado en pruebas experimentales, que predice el agrietamiento del recubrimiento en función del ancho del recubrimiento, las barras de refuerzo y la tasa de corrosión. Dando como resultado una aproximación muy buena en base a las pruebas experimentales.

Thoft-Christensen *et al.* (2002) propone que la corrosión por penetración de cloruros se represente mediante un modelo estocástico y enfatiza que el coeficiente de difusión no es constante dada y que varía en relación a la relación agua/cemento, la temperatura y aditivos utilizados.

Thoft-Christensen *et al.* (2008) hacen un estudio numérico mediante el método de elemento finito para evaluar el ensanchamiento de la grieta en secciones de concreto reforzado debido a la corrosión.

Akiyama *et al.*, (2011) evalúan la confiabilidad estructural de puentes de concreto reforzado bajo corrosión y sismo, degradando la capacidad por la corrosión e incrementando la demanda resultado del análisis de peligro sísmico. Llegando a la conclusión que después de muchos años la estructura puede tender más a fallar por cortante, gracias a la degradación del acero transversal.

Biondini y Vergani (2014) evalúa el deterioro en vigas por corrosión mediante un análisis no-lineal con elemento finito. Considerando en el daño por corrosión la reducción del área de acero transversal, agrietamiento y desprendimiento del recubrimiento del concreto.

1.4.2. Sobre confiabilidad estructural

En la literatura se pueden encontrar diferentes estudios sobre confiabilidad estructural, así como sobre modelos de corrosión de concreto reforzado. A continuación se mencionan brevemente algunos trabajos referentes a estos temas.

Berteo y Bresler (1977), bajo el concepto de demanda y capacidad estructural, formulan un modelo de daño basado en un promedio de daño local. Proponen una expresión que depende de parámetros que requieren pruebas de laboratorio. Este índice fue el primero en introducir los factores de importancia en la evaluación del daño en las estructuras, como es la relación de ductilidad.

Esguerra (1987) desarrolla un criterio eficiente que permite evaluar las tasas esperadas de fallas de sistemas estructurales modelados como marcos continuos de múltiples niveles, los cuales reflejan las incertidumbres inherentes en las propiedades mecánico-geométricas y de cargas, cuando éstos se encuentran sujetos a la acción aleatoria de sismos.

Mori y Ellingwood (1993) desarrollan un método para evaluar la confiabilidad, respecto al tiempo, de un sistema estructural sometido a cargas estocásticas, tomando también en cuenta factores ambientales. Se realiza mediante simulación de Monte Carlo combinado con un valor esperado condicional, a diferencia de los sistemas evaluados por simples simulaciones de Monte Carlo, concluye que la exactitud de la probabilidad de falla evaluada con el factor de importancia adaptativa es relativamente insensible a la magnitud de la probabilidad.

Bueno y Díaz (1994) empleando modelos a base de marcos de concreto reforzado, analizan su respuesta de estructuras utilizando leyes de comportamiento histerético e incorporando en ellos el concepto de deterioro de rigidez y resistencia ante cargas cíclicas. A partir de los índices de daño establecidos de acuerdo con el modelo de comportamiento histerético, se determinan las condiciones de funcionalidad de los marcos en su forma local a nivel de entrepiso y global.

Díaz y Esteva (1997) analizan la influencia del deterioro de la resistencia en la disminución de la confiabilidad en marcos nuevos y, alternativamente con daño acumulado, mediante simulaciones de Monte Carlo para diferentes intensidades sísmicas, proponen criterios de reparación y mantenimiento óptimos.

Montes-Iturrizaga (2000) y Montes-Iturrizaga et. al. (2003) desarrollan un modelo probabilista para establecer políticas óptimas de mantenimiento de estructuras en zonas sísmicas considerando el efecto del daño acumulado modelado mediante una cadena de Markov. El modelo probabilista del proceso de acumulación de daño está enfocado a establecer un umbral del índice de daño para llevar a cabo acciones de reparación.

García (2002) propone un estudio sobre la confiabilidad de estructuras de concreto reforzado, considerando el daño global en función del daño de sus elementos con daño acumulado, y su influencia en la toma de decisiones respecto a la factibilidad económica y funcional que el criterio del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (1993) junto con sus Normas Técnicas Complementarias, lo permiten.

Li, Melchers y Zheng (2006) Realizan dos modelos analíticos uno para evaluar la evolución de la grieta producto de la corrosión y el segundo para predecir el ancho de la grieta debido a la corrosión de las barras de acero en la sección de concreto reforzado.

Torres y Ruiz (2007) proponen expresiones para la evaluación de la confiabilidad estructural, expresada en términos del número esperado de fallas y probabilidad de falla, considerando la degradación de la capacidad estructural debido a la acumulación de daño en sus elementos a través del tiempo.

Cruz (2007) desarrolla un procedimiento para evaluar la variación en el tiempo de la confiabilidad estructural de edificios de concreto reforzado en diferentes zonas sísmicas, considerando el daño acumulado mediante un modelo de Markov. Además, evalúa el riesgo sísmico en términos de costos esperados de daño y reparación.

Vásquez (2007) desarrolla funciones de daño acumulado para estructuras de marcos convencionales dado un daño inicial cuando son sometidas a excitaciones sísmicas de diversas intensidades. Define un índice de daño global por fatiga que mide el daño en la estructura al ser sometida a un sismo.

Tolentino *et al.*, (2012) propone un criterio para evaluar la confiabilidad estructural considerando la acumulación del daño, tomando en cuenta simultáneamente la variación en el tiempo de la capacidad y la demanda, así como las incertidumbres epistémicas y aleatorias. La confiabilidad se expresa en términos del número esperado de fallas al término de un intervalo de tiempo, correspondiente a diferentes estados límite.

Carrillo-Bueno *et al.*, (2015) Utilizan un criterio probabilístico para estudiar el efecto de la degradación a largo plazo debido a la corrosión de edificios de concreto reforzado ubicadas en la costa del Pacífico de México. El criterio considera, por medio de expresiones matemáticas cerradas, la variación simultánea de la capacidad estructural y de la demanda estructural, en el tiempo. La confiabilidad estructural se representa en función de dos indicadores: a) el número esperado de fallas durante un intervalo de tiempo, y b) factor de confianza en función del tiempo, mediante factores de capacidad y demanda.

CAPÍTULO 2

CORROSIÓN DEL CONCRETO REFORZADO

2.1 Penetración de cloruros

La corrosión inducida por cloruros se presenta principalmente en estructuras expuestas al medio marino. Los iones de cloruro están presentes en el agua marina, sin embargo, el viento los desplaza en forma de brisa y lo deposita en estructuras cercanas a la línea de mar.

La penetración de los iones de cloruro en el concreto es difícil de modelar, aunque se ha visto una aceptación generalizada ocupando la ley de difusión (Ley de Fick). Si la concentración de cloruros C_0 presente en la superficie del concreto y el coeficiente de difusión D para el concreto se suponen independientes en el espacio y en el tiempo, se puede representar el fundamento con esta ley, en función del ancho del recubrimiento y del tiempo, de modo que:

$$\frac{\partial C(x,t)}{\partial t} = D \frac{\partial^2 C(x,t)}{\partial x^2} \quad (2.1)$$

Donde $C(x,t)$ es la concentración de iones de cloruro, como porcentaje del peso del concreto, a una distancia x de la superficie del concreto, después de un tiempo t de ser expuesto a la fuente de cloruros, y D es el coeficiente de difusión del cloruro expresado en cm^2/seg .

La solución a la ecuación diferencial (2.1) es:

$$C(x,t) = C_0 \left\{ 1 - \text{erf} \left(\frac{x}{2\sqrt{Dt}} \right) \right\} \quad (2.2)$$

Donde C_0 es la concentración equilibrada del cloruro en la superficie del concreto, expresado como porcentaje del peso del concreto, y erf es la función de Error.

Se supone que el proceso de corrosión inicia cuando la concentración de cloruro en el sitio donde se ubica el refuerzo alcanza un valor crítico C_{cr} , teniendo que d es el espesor del recubrimiento; entonces, el tiempo en el que se inicia la corrosión T_i puede calcularse de la siguiente manera (Thoft-Christensen, 2001):

$$T_i = \frac{d^2}{4D_c} \left\{ \text{erf}^{-1} \left(\frac{C_{cr} - C_0}{C_i - C_0} \right) \right\}^{-2} \quad (2.3)$$

2.1.1 Coeficiente de Difusión

El coeficiente de difusión D_c es uno de los factores más importante para determinar el tiempo en el que se inicia la corrosión, por lo que es importante que se estime de manera adecuada. Los datos más importantes para hacer una buena aproximación es conocer la relación agua/cemento, la temperatura y sus aditivos. Mejlhede et al., (1999) y Thoft-Christensen (2001) proponen la siguiente expresión para el modelado del coeficiente de difusión:

$$D_c = 11.146 - 31.025(w/c) - 1.941\Phi + 38.212(w/c)^2 + 4.48(w/c)\Phi + .024\Phi^2 \quad (2.4)$$

Donde w/c es la relación agua/cemento, y Φ es la temperatura en $^{\circ}\text{C}$.

En la figura 2.1 se muestra se muestra el coeficiente de difusión en función de la temperatura y la relación agua-cemento.

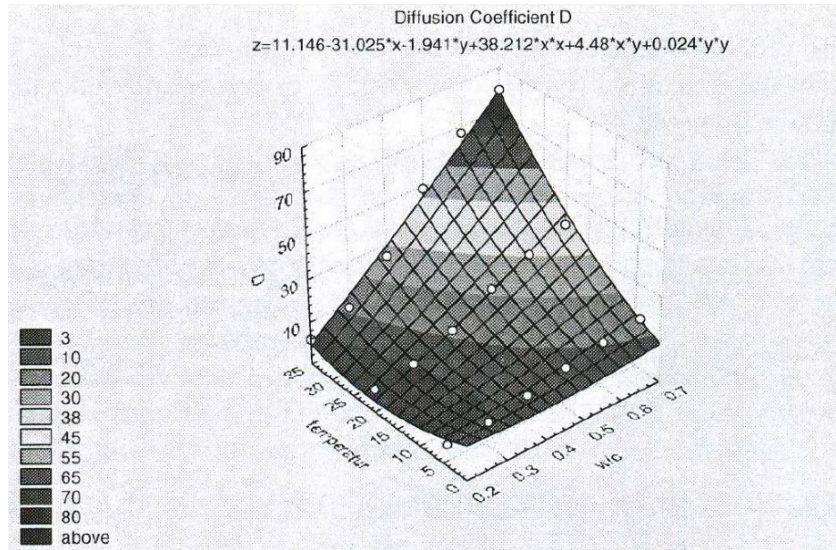


Fig. 2.1 Coeficiente de Difusión (Thoft-Christensen, 2001)

2.2 Inicio del agrietamiento del concreto debido a la corrosión

El proceso de la corrosión es difícil de modelar una vez iniciado. Un modelo simple para determinar el diámetro del refuerzo afectando es el propuesto por Thoft-Christensen (2001):

$$d(t) = d_0 - c_{corr} i_{corr} (t - T_i) \quad (2.5)$$

Donde d_0 es el diámetro inicial, c_{corr} es el coeficiente de corrosión y i_{corr} es la tasa media anual de corrosión. De esta forma el diámetro de la varilla se va reduciendo; sin embargo, la cantidad de óxido producido es mayor creando presión en las paredes del concreto alrededor de la varilla. Para conocer el tiempo cuando se presenta el agrietamiento del concreto Thoft-Christensen (2001) propone una expresión en base a los estudios de Liu y Weyers (1998):

$$\Delta t_{crak} = \frac{W_{crit}^2}{2k_{rust}} \quad (2.6)$$

Donde W_{crit} es la cantidad crítica de óxido necesaria para producir el agrietamiento y k_{rust} es un factor proporcional a la tasa anual de corrosión i_{corr} y el diámetro de refuerzo d_0 . En el presente estudio se consideró el diámetro menor de todas las secciones para estimar el tiempo de agrietamiento.

Donde:

$$W_{crit} = \frac{\rho_{steel}}{\rho_{steel} - \alpha \rho_{rust}} (W_{porous} + W_{exp an}) \quad (2.7)$$

$$k_{rust} = 7.039E - 5 \left(\frac{1}{\alpha} \right) \pi d_0 i_{corr} \quad (2.8)$$

$$W_{porous} = \pi \rho_{rust} t_{por} d_0 \quad (2.9)$$

$$W_{exp an} = \pi \rho_{rust} (d_0 - 2t_{por}) t_{crit} \quad (2.10)$$

En estas ecuaciones ρ_{steel} es la densidad del acero, ρ_{rust} es la densidad del óxido, $\alpha = 0.57$ según Liu y Weyers (1998), W_{porous} es el volumen de óxido necesario para llenar el poro, $W_{exp an}$ es el volumen de corrosión necesario para llenar el espacio debido a la expansión del concreto, t_{por} es el espesor en la zona equivalente a una porosidad de 1, y t_{crit} es el espesor de la expansión cuando empieza la fractura.

En la ecuación 2.10:

$$t_{crit} = \frac{c f_t}{Ec} \left(\frac{a^2 + b^2}{b^2 - a^2} + V_c \right); \quad a = (d_0 + 2t_{por})/2; \quad b = c + (d_0 + 2t_{por})/2 \quad (2.11)$$

Donde c es el recubrimiento, f_t es la resistencia a la tensión del concreto, Ec es el módulo de elasticidad, V_c es la relación de Poisson, y las distancias a y b se muestran en la figura 2.3

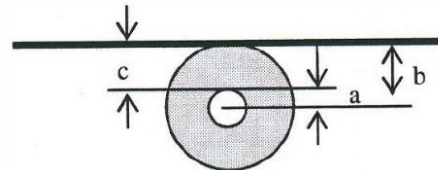
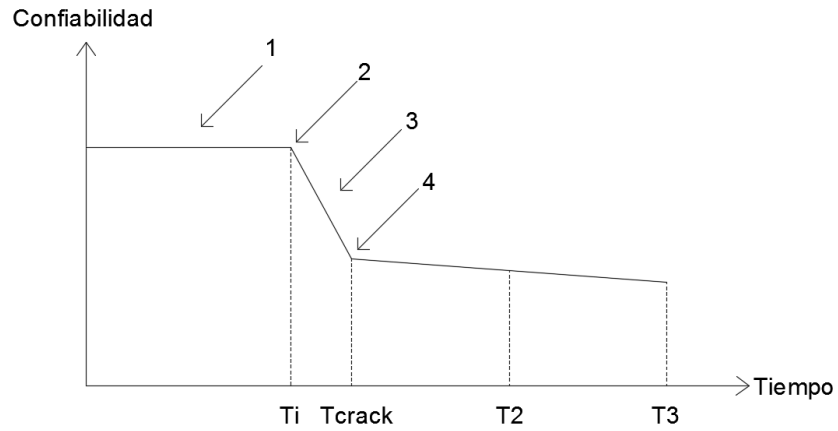


Fig. 2.2 Distancias a y b

En la imagen 2.3 se puede apreciar el perfil de confiabilidad esperado, dado a las características del fenómeno de la corrosión, donde se aprecian los periodos de tiempo calculados previamente y añadiendo dos periodos más para evaluar la confiabilidad.



- 1.- Penetración de cloruros
- 2.- Inicio de la corrosión del refuerzo
- 3.- Evolución de la corrosión del refuerzo
- 4.- Agrietamiento en la sección de concreto reforzado

Fig. 2.3 Perfil de confiabilidad esperado

CAPÍTULO 3

METODOLOGIA PARA LA EVALUACIÓN DE LA CONFIABILIDAD ESTRUCTURAL

3.1 Incertidumbre y aleatoriedad en la capacidad y en la demanda estructural

Las incertidumbres en la capacidad y la demanda estructural (Cornell, 1996; Wen, 1995) son provocadas debido a la limitación en la información y en los métodos para evaluar la capacidad, C , y la demanda, D . Estos parámetros inciertos afectan directamente la confiabilidad estructural. Se identifican dos tipos de incertidumbres: aleatorias y epistémicas.

- 1) Incetidumbres aleatorias. Se refieren a la variabilidad de los parámetros físicos, afectando el desempeño de la estructura. Estas incertidumbres son aleatorias en cuanto a magnitud (sismo, viento, granizo, oleaje, etc.), distribución, tiempo de ocurrencia, duración y, de igual forma, en cuanto a las propiedades mecánicas (al presentarse variaciones durante el proceso constructivo).
- 2) Incetidumbres epistémicas. Estas incertidumbres se refieren a la falta de conocimiento, información y consideraciones probabilísticas al predecir magnitudes y distribuciones de cargas, así como en las imperfecciones al modelar la estructura.

3.2 Formulación para estimar el número esperado de fallas en un intervalo de tiempo

A continuación, se muestra la formulación de la confiabilidad utilizando el concepto de tasa media anual de falla estructural, extendido aquí para obtener el número esperado de fallas en un intervalo de tiempo considerando el deterioro tanto de la capacidad estructural como de la demanda estructural sísmica dada cierta intensidad.

La tasa media anual de falla $\nu_F(c)$ representa el número esperado de veces por año que la capacidad (c) (asociado a cierto estado límite), sea excedida por los efectos de las cargas correspondientes a eventos asociados a todas las posibles intensidades, y está dada por (Cornell, 1968; Esteva, 1968).

$$\nu_F(c) = \int_0^{\infty} \left| \frac{d\nu(y)}{dy} \right| P[c < S|y] dy \quad (3.1)$$

Donde $\left| \frac{d\nu(y)}{dy} \right|$ es el valor absoluto de la derivada de la curva de peligro sísmico (ya que la derivada es negativa, es necesario el valor absoluto), $P[c < S|y]$ es la probabilidad de que la capacidad del estado límite, c , sea menor que la demanda o sollicitación, S , asociada a una intensidad, y .

Al tomar en cuenta las incertidumbres relacionadas con la capacidad de la estructura, el valor v_F , se expresa de la siguiente manera:

$$E[v_F] = \int_0^\infty \int_0^\infty \left| \frac{dv(y)}{dy} \right| P[C < S|y, c] f_C(c) dy dc \quad (3.2)$$

Donde $P[C < S|y, c]$ es la probabilidad condicional de falla dado que ocurre un evento de intensidad y , y $f_C(c)$ es la función de densidad de probabilidades de la capacidad estructural del estado límite en estudio.

El número esperado de fallas durante un intervalo de tiempo es igual a la tasa de falla anual integrada para ese intervalo de tiempo. Para tomar en cuenta la degradación de la capacidad estructural en el tiempo τ , se debe considerar que tanto la capacidad del estado límite en estudio, $C(\tau)$, como su función de densidad de probabilidades, varían en el tiempo. Por lo tanto, el valor esperado del número de fallas evaluado para el intervalo de tiempo $[0, \Delta t)$ se expresa como (Torres y Ruiz, 2007):

$$E[\eta_{F,T}(0, \Delta t)] = \int_0^{\Delta t} \int_0^\infty \int_0^\infty \left| \frac{dv(y)}{dy} \right| P[C(\tau) < S|y, \tau] f_C(c|\tau) dy dc d\tau \quad (3.3)$$

Donde $P[C(\tau) < S|y, \tau]$ es la probabilidad de falla condicional de que ocurra el evento de intensidad y , y $f_C(c|\tau)$ representa la función de densidad de probabilidad condicionada de la capacidad estructural del estado límite en el instante de tiempo τ . Cuando $\tau = 0$, la estructura presenta sus propiedades originales (ningún cambio en sus propiedades), conforme el tiempo τ transcurre, se va acumulando daño y la capacidad estructural para el estado límite se reduce.

De igual forma, considerando un intervalo de tiempo $[t, t + \Delta t)$, el valor esperado del número de fallas en el intervalo de tiempo Δt puede calcularse como:

$$E[\eta_{F,T}(t, \Delta t)] = \int_t^{t+\Delta t} \int_0^\infty \int_0^\infty \left| \frac{dv(y)}{dy} \right| P[C(\tau) < S|y, \tau] f_C(c|\tau) dy dc d\tau \quad (3.4)$$

Se hace notar que $E(\eta_{F,T})$ representa la tasa anual de falla $E(v_F)$ de la estructura cuando $\Delta t \rightarrow 1$.

El número esperado de fallas, considerando tanto la variación de la capacidad estructural como la demanda sísmica dada una intensidad, se expresa como sigue (Tolentino *et al.*, 2012):

$$E[\eta_F(t, \Delta t)] = \int_t^{t+\Delta t} \int_0^\infty \int_0^\infty \int_0^\infty \left| \frac{dv(y)}{dy} \right| P[C(\tau) < S(\tau)|y, \tau] f_C(c|\tau) f_S(s|y, \tau) dy dc ds d\tau \quad (3.5)$$

3.3 Método simplificado para evaluar el número esperado de fallas y el factor de confianza

Las integrales con respecto a las variables y y c en la ecuación 3.5 pueden simplificarse haciendo las siguientes consideraciones:

- I. La curva de peligro sísmico (CPS), $v(y)$, se puede presentar para la intensidad de interés mediante la expresión $v(y) = ky^{-r}$, donde r y k son parámetros que se ajustan a la forma de la curva de peligro sísmico.

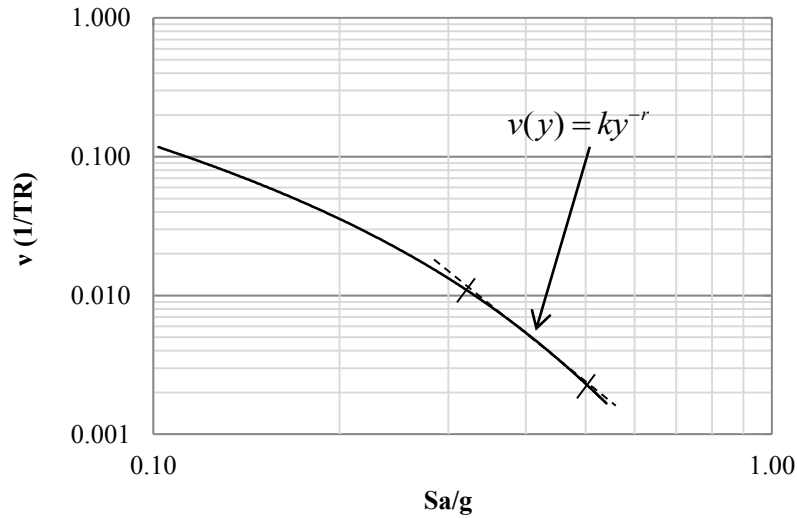


Figura 3.1 Curva de peligro sísmico

- II. La capacidad estructural del estado límite de interés es de tipo lognormal, y presenta una mediana de capacidad \hat{C} , y la desviación estándar del logaritmo natural es igual a $\sigma_{\ln C}$.
- III. Mediante la expresión $\hat{D} = a \cdot y^b$, se obtiene la mediana de la demanda estructural, \hat{D} , para cierta intensidad, y . Esta presenta una distribución de tipo lognormal con desviación estándar del logaritmo natural igual a $\sigma_{\ln D|y}$ (Rosenbluth y Esteva, 1972; Shome y Cornell, 1999); a y b son parámetros que se ajustan a la curva de la demanda.

Considerando las simplificaciones I, II y III e integrando la capacidad y la demanda con respecto al tiempo, τ , se obtiene la siguiente expresión para el valor esperado del número de fallas durante el intervalo $[t, t + \Delta t)$ (Torres y Ruiz, 2007):

$$\bar{\eta}_F(t, \Delta t) = \int_t^{t+\Delta t} k(y_{\hat{c}, \tau})^{-r} \exp \left[\frac{r^2}{2b(\tau)^2} \left(\sigma_{\ln D|y_{\hat{c}, \tau}}^2 + \sigma_{\ln C|\tau}^2 + \sigma_{UD|\tau}^2 + \sigma_{UC|\tau}^2 \right) \right] d\tau \quad (3.6)$$

Donde $y_{\hat{C},\hat{D},\tau} = \left[\frac{\hat{C}(\tau)}{a(\tau)} \right]^{\frac{1}{b(\tau)}}$ es la intensidad de la carga sísmica asociada con la mediana de

la capacidad, $\hat{C}(\tau)$, en el tiempo, τ ; $\sigma^2_{\ln D|y_{\hat{C},\tau}}$ y $\sigma^2_{\ln C|\tau}$ son las desviaciones estándar de los logaritmos naturales de la demanda, D , y de la capacidad estructural, C , del estado límite de interés, en el intervalo de tiempo, τ ; $\sigma^2_{UD|\tau}$ y $\sigma^2_{UC|\tau}$ son las incertidumbres epistémicas relacionadas con la demanda y la capacidad estructural, en el intervalo de tiempo, τ , respectivamente.

Para resolver la ecuación (3.6) teniendo en cuenta la variación de la capacidad estructural y la demanda estructural dada una intensidad debido a la corrosión, se hacen las siguientes consideraciones:

- I. La mediana de la capacidad, \hat{C} , varía linealmente en el tiempo:

$$\hat{C}_{corr}(\tau) = \alpha + \beta \cdot \tau \quad (3.7)$$

Donde $\alpha > 0$ y $\beta < 0$.

- II. Los valores de la mediana de la demanda, \hat{D} , se obtienen mediante la siguiente expresión:

$$\hat{D}_{corr}(\tau) = a(\tau) \cdot y^b + g \cdot \tau \quad (3.8)$$

Donde $a(\tau) = e + f \cdot \tau$ y teniendo en cuenta que, $y_{\hat{C},\tau} = \left[\frac{\hat{C}(\tau)}{a(\tau)} \right]^{\frac{1}{b(\tau)}}$ es un nivel de intensidad causante de una demanda de distorsión máxima de entrepiso igual a la mediana de la capacidad \hat{C} , por lo tanto $\hat{C} = \hat{D}$ (Cornell, 1968), teniendo como resultado la siguiente expresión (Tolentino *et al.*, 2012):

$$y_{\hat{C},D|\tau} = \left(\frac{\alpha + \beta' \cdot \tau}{e + f \cdot \tau} \right)^{\frac{1}{b}} \quad (3.9)$$

Donde $\beta' = (\beta - g)$.

A partir de lo anterior se puede obtener el número esperado de fallas, como se muestra en la ecuación 3.10:

$$\pi_{F_{corr}}(t, \Delta t) = k \cdot \left[y_{\hat{C}_{corr}, \hat{D}_{corr}|\tau} \right]^r \cdot \exp \left[\frac{r^2}{2b^2} \cdot (\sigma^2_{\ln D|y_{\hat{C},\tau}} + \dots \right.$$

$$\left. \cdots + \sigma^2_{\ln C|t} + \sigma^2_{UD|t} + \sigma^2_{UC|t} \right) \cdot \Omega_{corr}(t, \Delta t) \quad (3.10)$$

Donde $\Omega_{corr}(t, \Delta t)$ es el factor de corrección del número esperado de fallas en un intervalo de tiempo (Tolentino *et al.*, 2012) cuando se considera la variación de la capacidad y de la demanda estructural, dada una intensidad, en un intervalo de tiempo debido a la corrosión.

$$\Omega_{corr}(t, \Delta t) = \frac{b}{(b-r)\beta'} \cdot [\alpha + \beta' t] \cdot \left[\frac{(e+ft) \cdot \beta'}{-f\alpha + e\beta'} \right]^{\frac{r}{b}} \cdot [-f[X; Y; Z; x(t)] + f[X; Y; Z; x(t + \Delta t)]] \cdot \left[1 + \frac{\beta' \Delta t}{\alpha + \beta' t} \right]^{1 - \frac{r}{b}} \quad (3.11)$$

La función hipergeométrica $f[X; Y; Z; x(t)]$ que aparece en la ecuación 3.11 se resuelve como sigue (Seaborn, 1991):

$$F(A; B; C; z(t)) = 1 + \frac{AB}{C} z + \frac{A(A+1) \cdot B(B+1)}{2!C(C+1)} z^2 + \cdots = \sum_{n=0}^{\infty} \frac{(A)_n (B)_n}{(C)_n} \frac{z^n}{n!} \quad (3.12)$$

$$A = 1 - \frac{r}{b}; \quad B = -\frac{r}{b}; \quad C = 2 - \frac{r}{b}; \quad (3.13, 3.14 \text{ y } 3.15)$$

$$z(t) = \frac{f(\alpha + \beta' t)}{f\alpha - e\beta'}; \quad z(t + \Delta t) = \frac{f(\alpha + \beta'(t + \Delta t))}{f\alpha - e\beta'} \quad (3.16 \text{ y } 3.17)$$

Donde A, C y z pueden tomar valores reales y B números enteros. El desarrollo de la función hipergeométrica para obtener buenos resultados depende del problema. En este estudio se desarrolla dicha función para n=5, como sigue:

$$\begin{aligned} F(A, B, C, z) = & 1 + \frac{AB}{C} z + \frac{A(A+1)B(B+1)}{2!C(C+1)} z^2 + \frac{A(A+1)(A+2)B(B+1)(B+2)}{3!C(C+1)(C+2)} z^3 + \cdots \\ & \cdots + \frac{A(A+1)(A+2)(A+3)B(B+1)(B+2)(B+3)}{4!C(C+1)(C+2)(C+3)} z^4 + \cdots \\ & \cdots + \frac{A(A+1)(A+2)(A+3)(A+4)B(B+1)(B+2)(B+3)(B+4)}{5!C(C+1)(C+2)(C+3)(C+4)} z^5 \end{aligned} \quad (3.18)$$

De manera similar a la formulación propuesta por Cornell *et al.*, (2002) donde establece que la tasa media anual de falla, η_F , sea menor igual a un valor permisible, ν_0 , dado un intervalo de tiempo Δt , y considerando fija la tasa anual aceptable, se puede establecer la siguiente condición:

$$\eta_F(t, \Delta t) \leq \nu_0 \cdot \Delta t \quad (3.19)$$

El número de fallas correspondiente a un nivel de confianza, x , durante un cierto tiempo η_F está dado por:

$$\eta_F(t, \Delta t) = \hat{\eta}_F(t, \Delta t) \cdot \exp(K_{x|t} \cdot \sigma_{\eta L}) \quad (3.20)$$

Donde

$$\hat{\eta}_F(t, \Delta t) = k(y_{\hat{c}|t})^{-r} \cdot \exp\left[\frac{r^2}{2b^2} \left(\sigma_{\ln D|y_{\hat{c},t}}^2 + \sigma_{\ln C|t}^2\right)\right] \cdot \Omega(t, \Delta t) \quad (3.21)$$

$$\sigma_{\eta U} = \frac{r}{b} \sqrt{\sigma_{UD|t}^2 + \sigma_{UC|t}^2} = \frac{r}{b} \cdot \sigma_{UT|t} \quad (3.22)$$

Sustituyendo las ecuaciones 3.20, 3.21 y 3.22 en 3.19 se tiene lo siguiente:

$$\begin{aligned} & k \left[\frac{\hat{C}_{corr}(t)}{\hat{D}_{corr}(t)} \right]^{-r} \cdot \exp\left[\frac{r^2}{2b^2} \left(\sigma_{\ln D|y_{\hat{c},t}}^2 + \sigma_{\ln C|t}^2\right)\right] \cdots \\ & \cdots \exp\left(K_{x|t} \cdot \frac{r}{b} \cdot \sigma_{UT|t}\right) \cdot \Omega_{corr}(t, \Delta t) \leq \nu_0 \cdot \Delta t \end{aligned} \quad (3.23)$$

Resolviendo y separando términos, se obtiene:

$$\lambda_{conf_{corr}}(t, \Delta t) \leq \frac{\phi \cdot \hat{C}_{corr}}{\gamma \cdot \hat{D}_{corr}^{\nu_0}} \cdot \left[\frac{\Omega_{corr}(t, \Delta t)}{\Delta t} \right]^{\frac{b}{r}} \quad (3.24)$$

Donde:

$$\hat{D}_{corr}^{\nu_0} = [e + f \cdot t] \cdot (y_{\nu_0})^{\frac{b}{r}} \quad (3.25)$$

$$\phi = \exp\left[-\frac{r}{2b} \left(\sigma_{\ln C,T}^2 + \sigma_{CU}^2\right)\right] \quad \gamma = \exp\left[\frac{r}{2b} \left(\sigma_{\ln D,T|y}^2 + \sigma_{DU}^2\right)\right] \quad (3.26 \text{ y } 3.27)$$

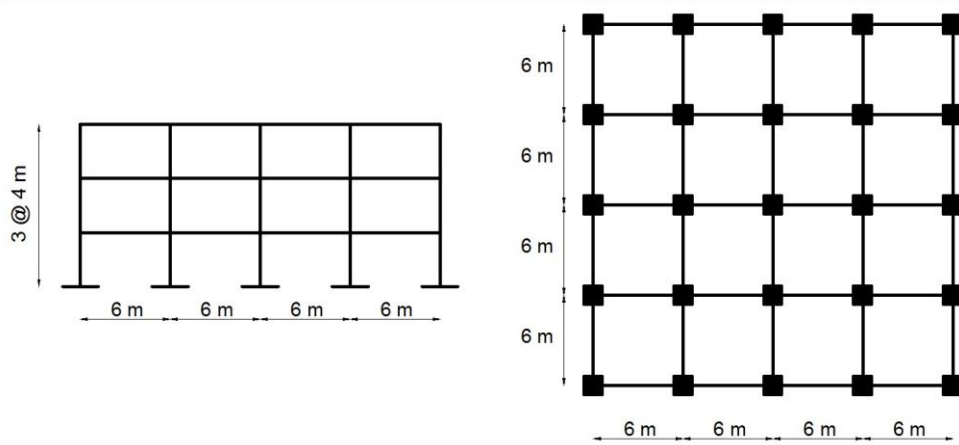
donde $\lambda_{conf_{corr}}(t, \Delta t)$ es el factor de confianza en el periodo de tiempo $[t, t + \Delta t)$, que toma en cuenta el estado de corrosión.

CAPITULO 4

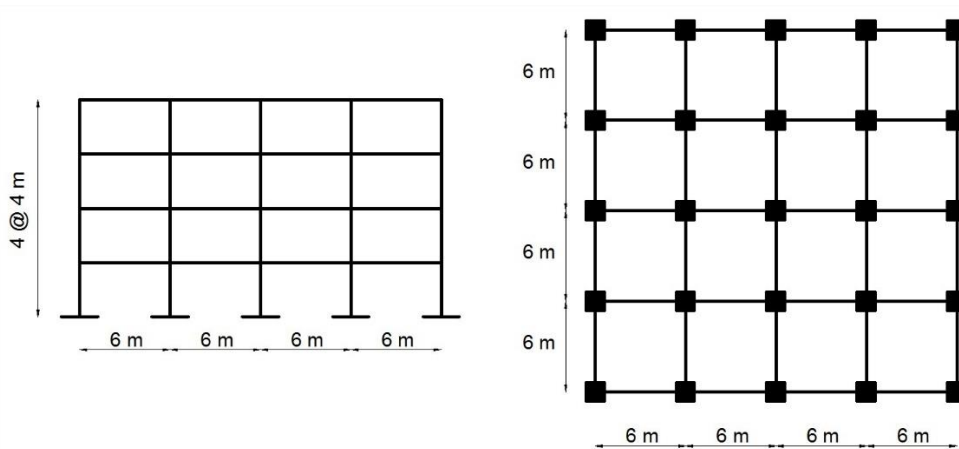
EVALUACIÓN DE LA CONFIABILIDAD DE CUATRO EDIFICIOS LOCALIZADOS EN ACAPULCO, GRO.

4.1 Edificios que se analizan

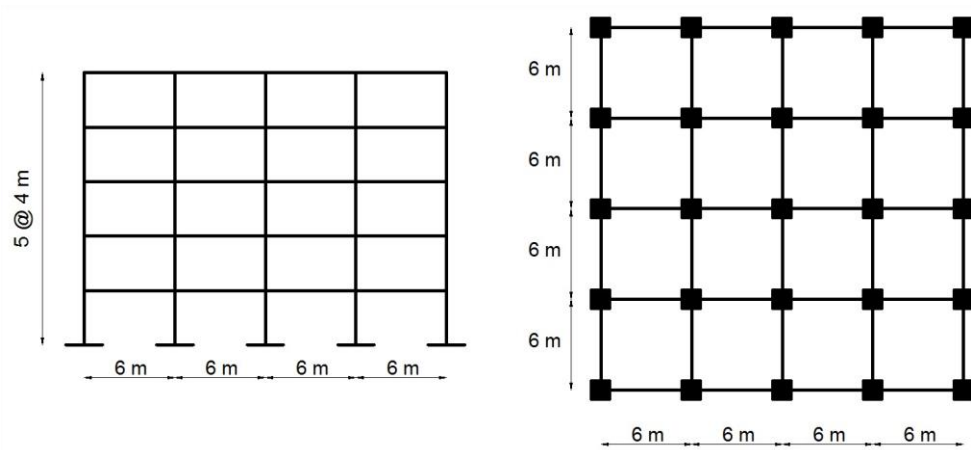
Se analizan 4 edificios manteniendo la configuración pero variando el número de pisos (3, 4, 5 y 6 niveles) suponiendo que los edificios se usan como oficinas (Grupo B), son regulares y están construidos a base de marcos de concreto reforzado, con 4 crujías de 6m en ambos sentidos, con una altura de entrepiso de 4m (ver figuras 4.1 a, b, c y d), se encuentra ubicado Acapulco, Gro. y se diseñó con un factor de comportamiento sísmico $Q=3$. El diseño se realizó bajo el criterio de las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcción del D.F. (RCDF-2004). Los edificios de 3, 4, 5 y 6 niveles tienen un periodo fundamental de 0.47, 0.51, 0.56 y 0.60 segundos respectivamente. Los armados de los miembros estructurales se muestran en las figuras 4.2 a, b, c y d.



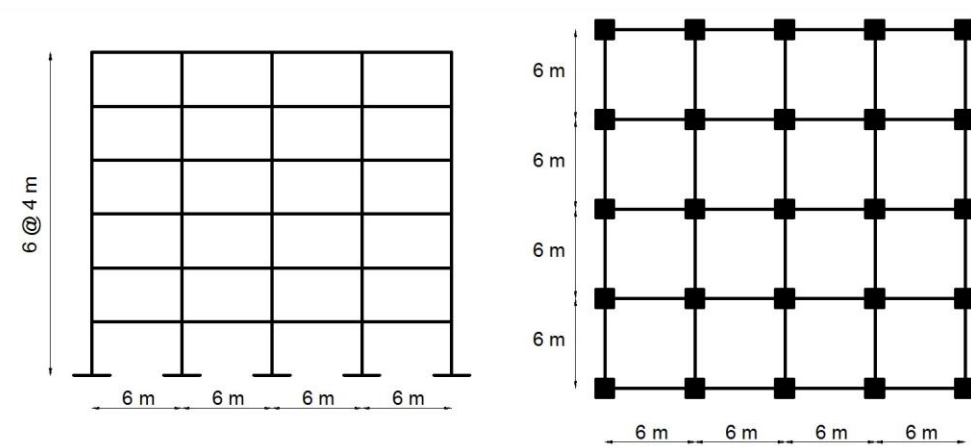
a) Elevación y planta del edificio en estudio de 3 niveles



b) Elevación y planta del edificio en estudio de 4 niveles



c) Elevación y planta del edificio en estudio de 5 niveles



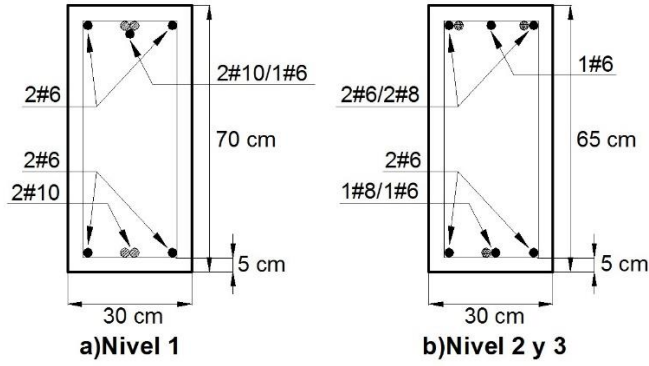
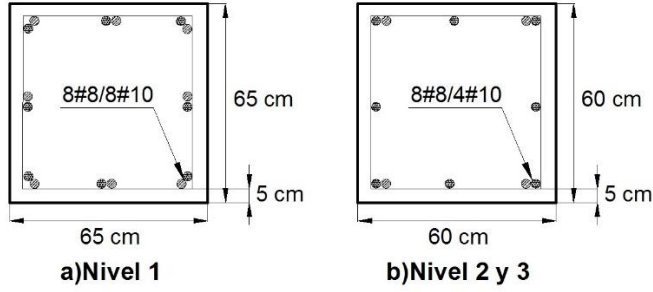
d) Elevación y planta del edificio en estudio de 6 niveles

Fig. 4.1 Elevaciones y plantas de los edificios en estudio

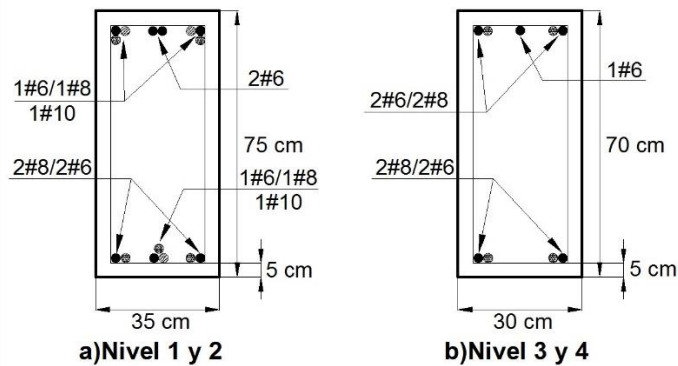
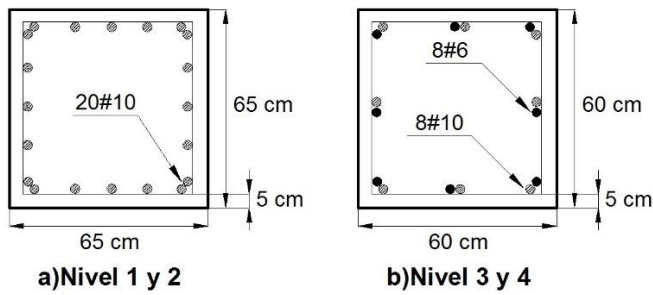
En la siguiente tabla se muestran los datos del proyecto.

Tabla. 4.1 Datos de proyecto

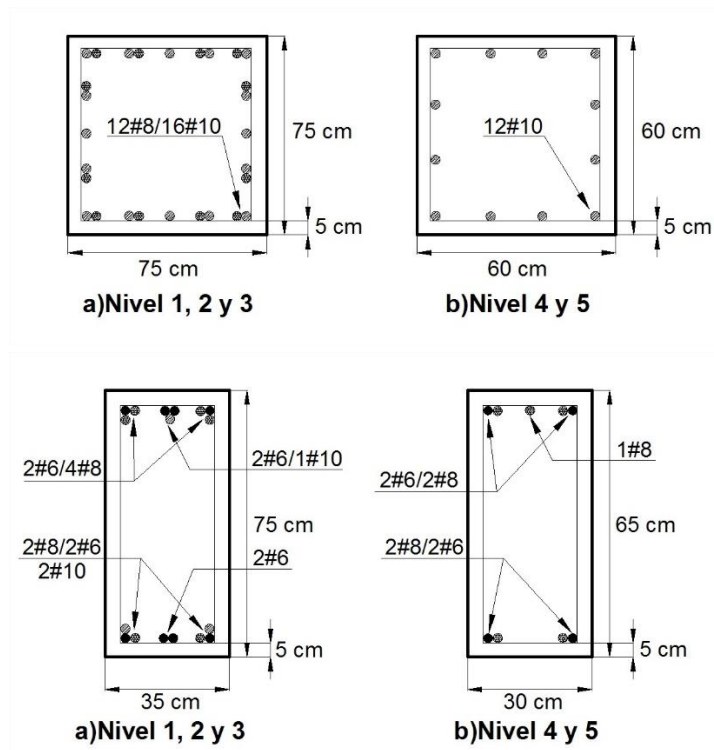
Factor de comportamiento sísmico	$Q=3$
Uso	Oficinas
Concreto	Clase 1 $f'c=250 \text{ kg/cm}^2$
Acero de refuerzo	$f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$
δ Permisible	$\leq \delta(0.03)$
Análisis Sísmico	Dinámico modal espectral



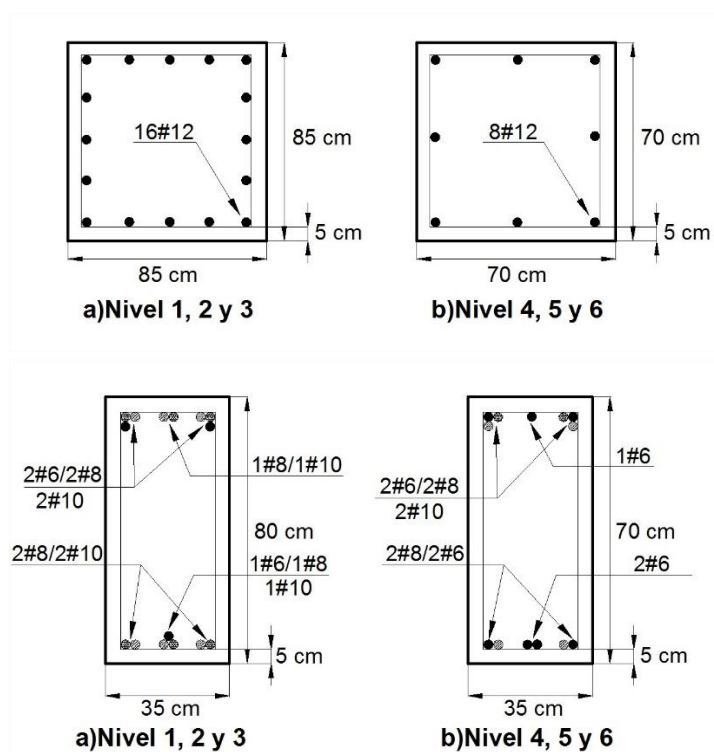
a) Armado de traves y columnas del edificio en estudio de 3 niveles



b) Armado de traves y columnas del edificio en estudio de 4 niveles



c) Armado de traves y columnas del edificio en estudio de 5 niveles



d) Armado de traves y columnas del edificio en estudio de 6 niveles

Fig. 4.2 Armados de traves y columnas de los edificios en estudio

4.2 Registros sísmicos

4.2.1 Introducción

Los edificios son evaluados mediante análisis dinámicos no lineales con movimientos sísmicos cercanos a las costas de Acapulco, Guerrero, utilizando los registros sísmicos de dos estaciones sísmicas, ACAC y ACAD, ubicadas en la zona de suelo blando en las costas de Acapulco, que se muestran en la figura 4.3.

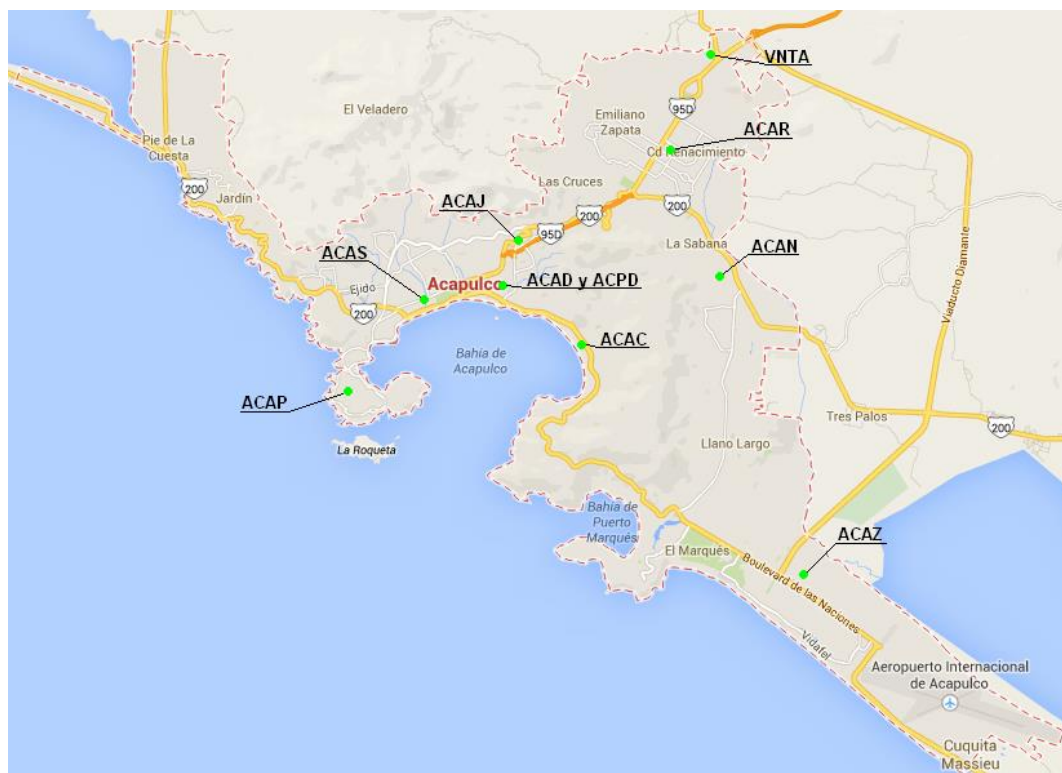


Fig. 4.3 Estaciones sísmicas de Acapulco, Guerrero

La tabla 4.2 muestra la información de los sismos a los que fueron sometidos los edificios en la costa de Acapulco, Guerrero y en la figura 4.3 se muestran los espectros de sismos.

4.2.2 Corrección de la línea base y filtrado de frecuencias

Los acelerogramas se encuentran desplazados respecto a la línea cero de aceleración. Error común cuando el acelerógrafo no está perfectamente nivelado en su emplazamiento, o bien porque el sistema de registro provoque una deriva de los datos respecto a la línea base. Este error se nota cuando se desea obtener la velocidad y el desplazamiento.

Con ayuda del software SeismoSignal se realizó la corrección de línea base consistiendo en determinar, a través de análisis de regresión (mínimo cuadrados) la curva de polinomio que mejor se ajuste a los valores de tiempo-aceleración, posteriormente, se resta a los valores de la aceleración real.

Una vez que se ha corregido la línea base del acelerograma, habrá que tener en cuenta la repercusión que el ruido tiene sobre el acelerograma. Este ruido puede estar causado tanto por fenómenos naturales como por el tratamiento de los datos. El ruido que afecta al acelerograma, puede ser de dos tipos:

Ruido de alta frecuencia: aparece por encima de la banda de frecuencias con la que se trabaja. Este ruido afecta a los picos de aceleración fundamentalmente. Sin embargo, no afecta mucho en el proceso de integración, ya que el área bajo la curva es prácticamente la misma que para la señal corregida.

Ruido de baja frecuencia: aparece por debajo de la banda de frecuencias con la que se trabaja. Afectando principalmente al proceso de integración, dando como resultado la obtención de velocidades y desplazamiento erróneos.

El filtrado de frecuencias se realizó con ayuda del Software SeismoSignal. Lo más importante a la hora de aplicar los filtros, es elegir la frecuencia de corte adecuada, ya que una mala elección puede suponer eliminar parte de la señal que nos interesa, o por el contrario no eliminar el ruido de la señal.

Tabla. 4.2 Registros Sísmicos

Sismo	Nombre	Fecha	M	Coordenadas del epicentro (Lat, Long)
S1	ACAC9509.141 N00E	1995/09/14	6.4	16.31, 98.88
S2	ACAC9509.141 N90E	1995/09/14	6.4	16.31, 98.88
S3	ACAD1112.111 N00E	2011/12/11	6.5	17.84, 99.98
S4	ACAD1112.111 N90E	2011/12/11	6.5	17.84, 99.98
S5	ACAD9509.141 N00E	1995/09/14	6.4	16.31, 98.88
S6	ACAD9509.141 N90E	1995/09/14	6.4	16.31, 98.88
S7	ACAD9701.111 N00E	1997/01/11	6.9	17.91, 103.0
S8	ACAD9701.111 N90E	1997/01/11	6.9	17.91, 103.0
S9	ACAD9906.151 N00E	1999/06/15	6.4	18.18, 97.51
S10	ACAD9906.151 N90E	1999/06/15	6.4	18.18, 97.51
S11	ACAD9909.301 N00E	1999/09/30	7.5	15.95, 97.03
S12	ACAD9909.301 N90E	1999/09/30	7.5	15.95, 97.03

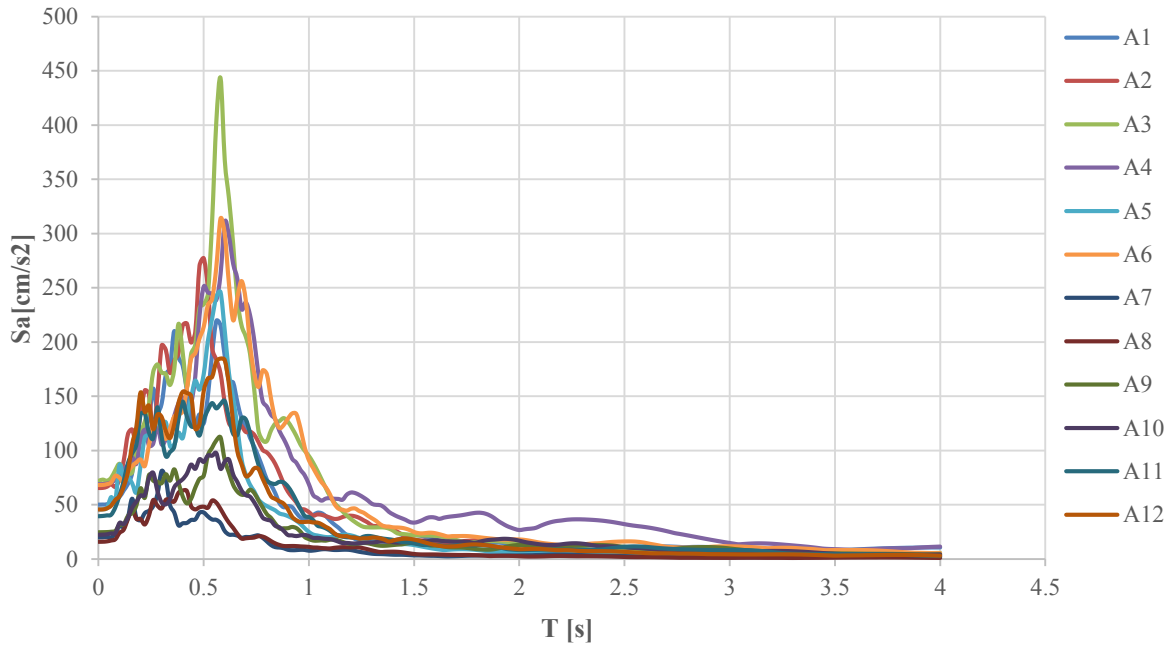


Fig. 4.3 Espectros de los sismos utilizados

4.2.3 Estudio de peligro sísmico de Acapulco, Guerrero

Se realizó el estudio de peligro sísmico con el objetivo de obtener las curvas de peligro sísmico para terreno blando con base en las curvas conocidas previamente para terreno duro (obtenidas del Manual de Diseño por Sismo de la CFE). Se obtuvieron los registros sísmicos reales registrados de manera simultánea en la zona firme y blanda.

El cálculo de las curvas de peligro sísmico para terreno blando se realizó en base a la formulación planteada por Esteva (1968) en donde a partir de las curvas de peligro sísmico conocidas de un sitio en particular es posible determinar las curvas de peligro para otro lugar, si se cuenta con registros sísmicos obtenidos simultáneamente en ambos sitios, esto es posible a través de parámetros estadísticos de los cocientes espectrales entre ambos sitios, mediante la expresión:

$$v_Y(y) = \int_0^{\infty} v_X\left(\frac{y}{z}\right) f_Z(z) dz = E_Z\left(v_X\left(\frac{y}{z}\right)\right) \quad (4.1)$$

Donde X es la intensidad en el sitio correspondiente a la curva de peligro sísmico conocida; Y es la intensidad en el sitio de interés y es un valor específico que puede adoptar dicha intensidad; Z es la relación aleatoria Y/X, es un valor específico que puede adoptar dicha relación; $E_Z[\]$ es el valor esperado con respecto a la variable aleatoria Z.

En las figuras 4.4 se muestran las curvas de peligro correspondientes a la estación COYC ubicada en suelo firme obtenidas del Manual de Diseño por Sismo de CFE y en la figura 4.5 están las curvas

de peligro sísmico calculadas periodo a periodo, pertenecientes a las estaciones ACAD y ACAD ubicadas en suelo blando.

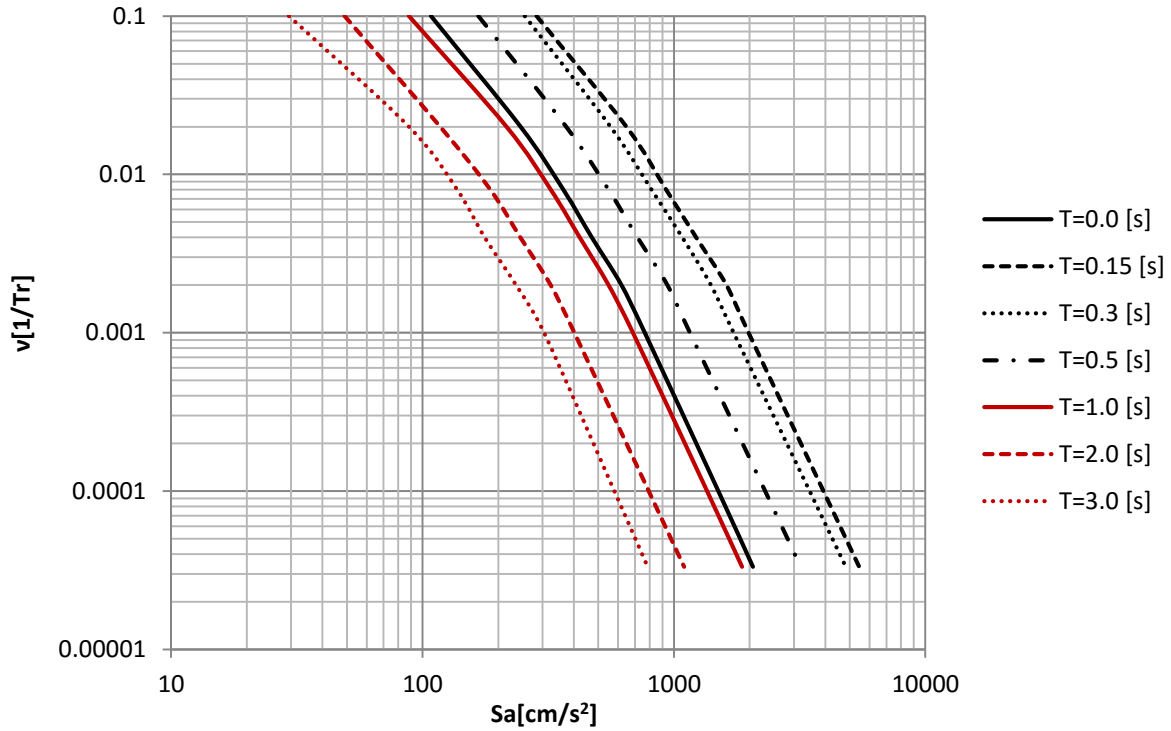


Fig. 4.4 Curvas de peligro sísmico del terreno firme correspondientes a la estación COYC

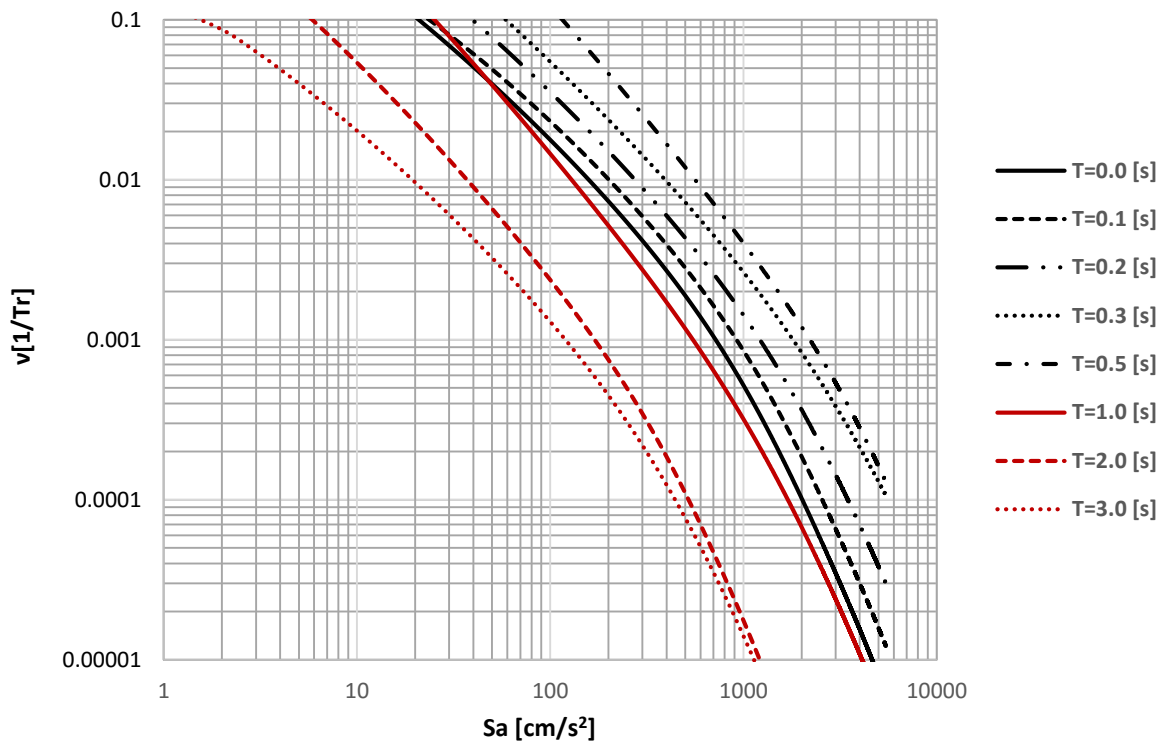


Fig. 4.5 Curvas de peligro sísmico del terreno blando correspondiente a las estaciones ACAD y ACAC, calculadas periodo a periodo

4.2.4. Escalamiento de movimientos sísmicos

El escalamiento de movimientos sísmicos es una variable importante para la obtención del factor de confianza. Los sismos se escalaron respecto a la aceleración máxima del suelo (PGA, por sus siglas en inglés).

4.3 Corrosión de los edificios

Como se menciona en el capítulo 2, hay varios tiempos de interés en la corrosión: el primer tiempo de interés es el inicio de la corrosión T_i (Ecuación 2.3). Asumiendo los siguientes valores, acorde al sitio (Acapulco, Guerrero) y datos obtenidos, $d = 50mm$, $w/c = 0.4$, $\Phi = 27.9^\circ C$, $C_0 = 0.18\%$ (Castañeda *et al.* 1997), $C_{cr} = 0.15\%$ (IMT, 2001), y $C_i = 0\%$; entonces, el coeficiente de difusión (Ecuación 2.4), D_c es igual a $19.37E-12 [m^2/s]$, por lo tanto T_i resulta igual a 46 años.

El segundo tiempo de interés es cuando se presenta el agrietamiento (Δt_{crack} , ver Ecuación 2.6). Suponiendo que: $\rho_{steel} = 3600kg/m^3$, $c = 5cm$, $d_0 = 2.54cm$, $\rho_{steel} = 7850kg/m^3$, $i_{corr} = 0.9$ (Corrosión Atmosférica, 1999); entonces, Δt_{crack} resulta igual a 12 años.

En el presente estudio se planteó evaluar la confiabilidad estructural para los edificios después de 46, 58, 75 y 100 años después de construida la estructura.

4.4 Análisis de la respuesta no lineal

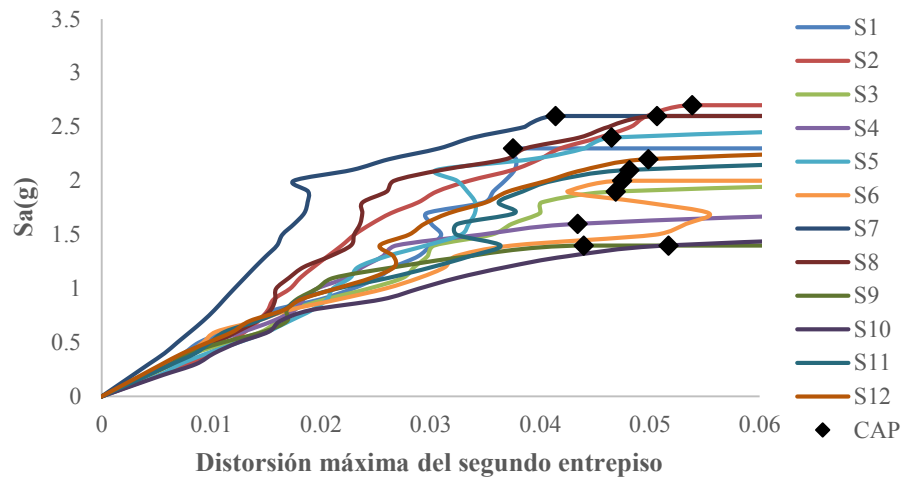
Primeramente se evalúa la capacidad estructural a partir de análisis dinámicos incrementales (ADI's) en los diferentes intervalos de tiempo de interés, para determinar los parámetros α y β de las curvas de capacidad. Cabe mencionar que se consideraron las distorsiones del entrepiso crítico de cada edificio.

La demanda estructural dada una intensidad se obtiene a partir de análisis dinámicos "paso a paso". A partir de este análisis se obtienen los parámetros e, f, b y g que se indican en la ecuación 3.8

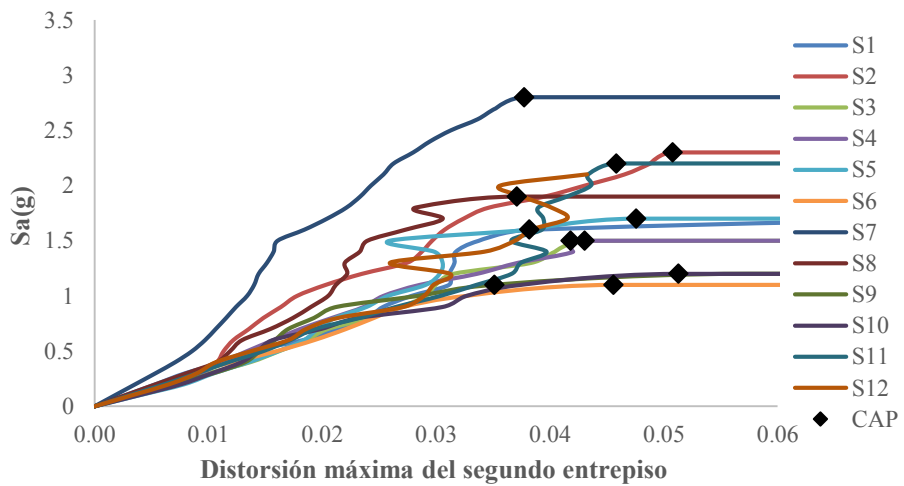
4.4.1.- Evaluación de la capacidad estructural en el tiempo

Para obtener las capacidades estructurales se consideran las nuevas características de las secciones al término de cada intervalo de tiempo de interés.

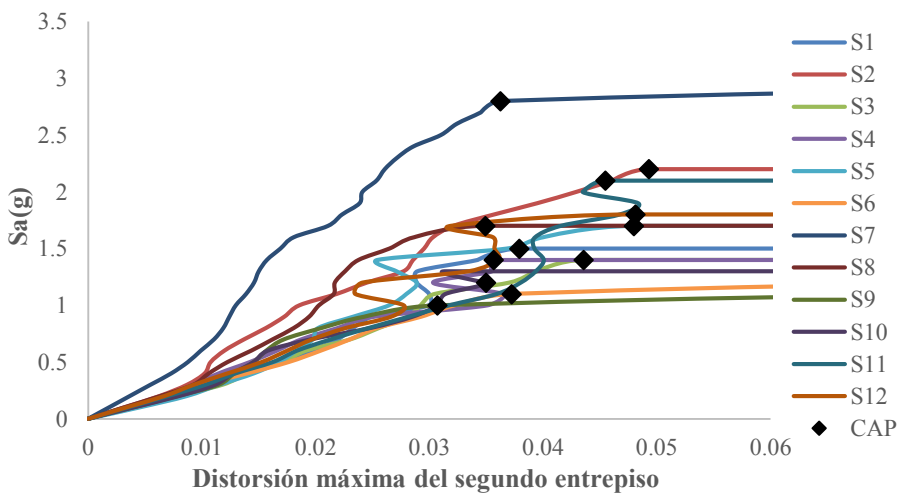
En las figuras 4.4, 4.5, 4.6 y 4.7 se muestran las capacidades, resultado de las ADI's, para cada sismo (S#) para los tiempos de interés, 0-46, 58, 75 y 100 años. Los análisis dinámicos fueron realizados con ayuda del programa Drain 2D modificado (Campos y Esteva, 1997).



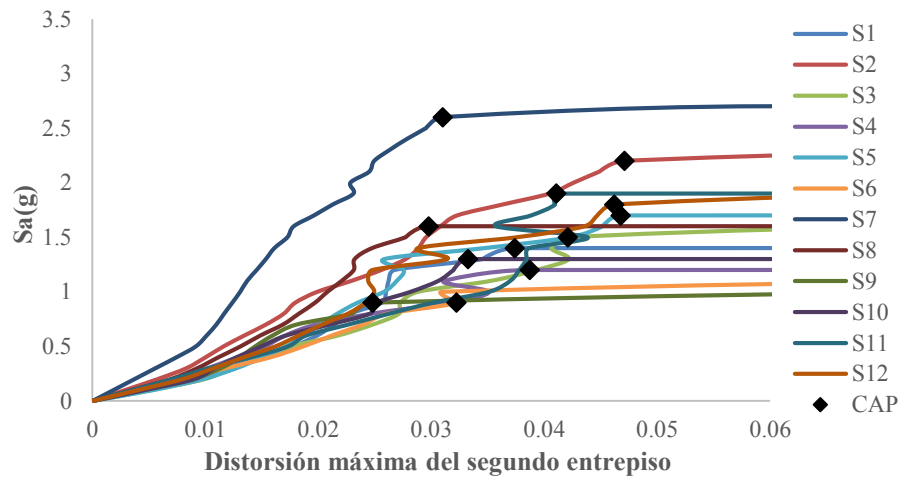
a) 0-46 años



b) 58 años

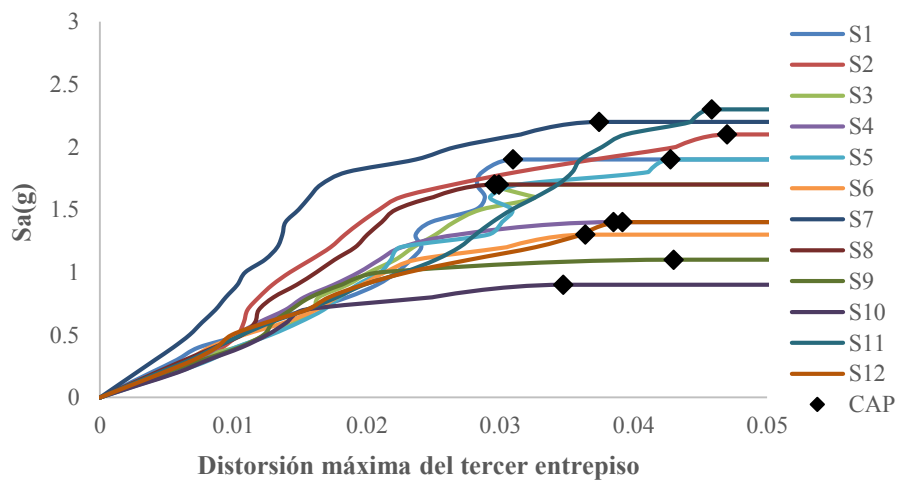


c) 75 años

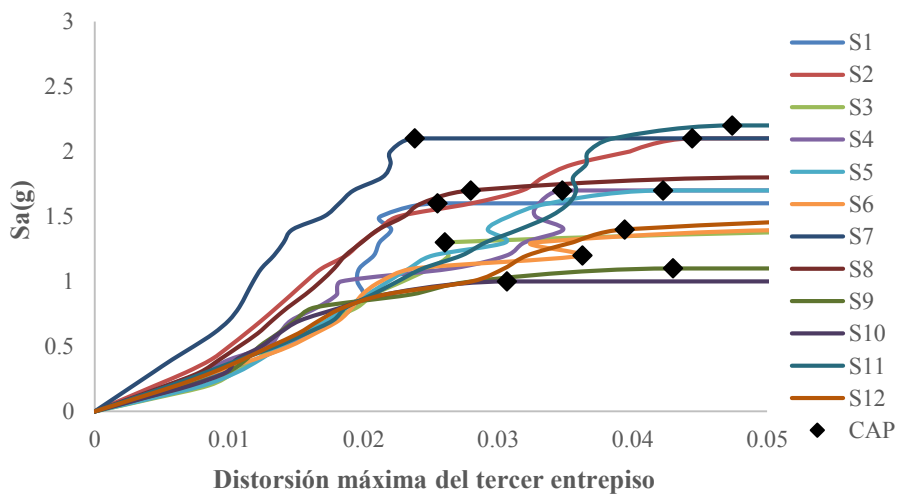


d) 100 años

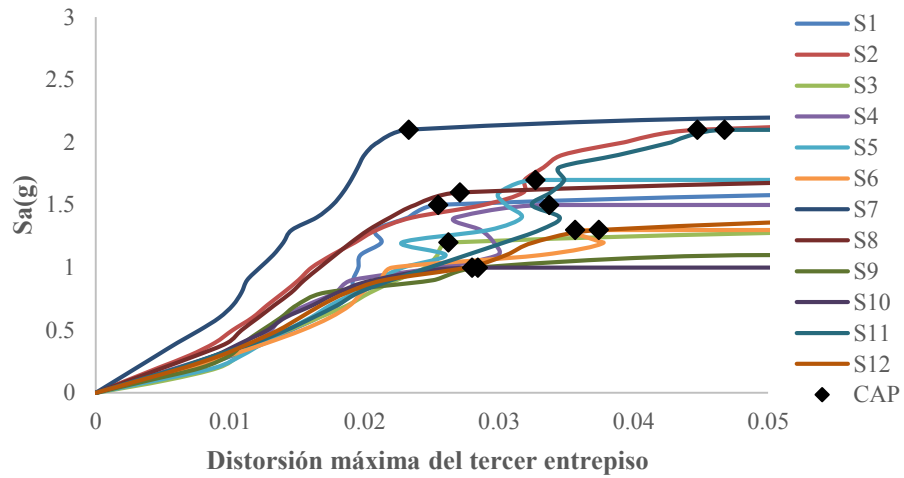
Fig. 4.4 Resultados de los ADI's del edificio de 3 niveles para distintos intervalos de tiempo



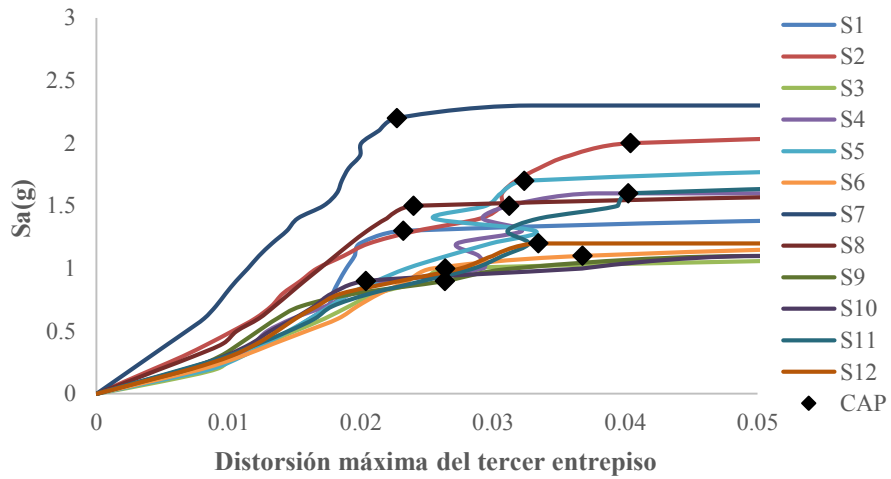
a) 0-46 años



b) 58 años

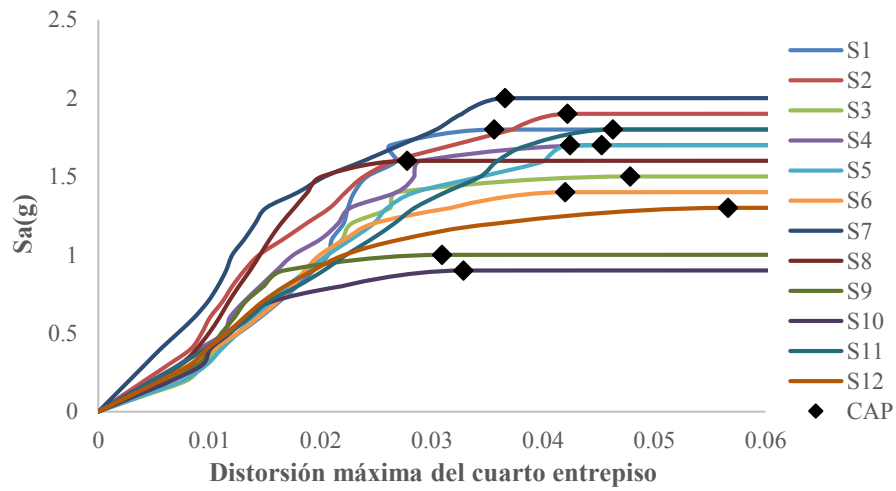


c) 75 años

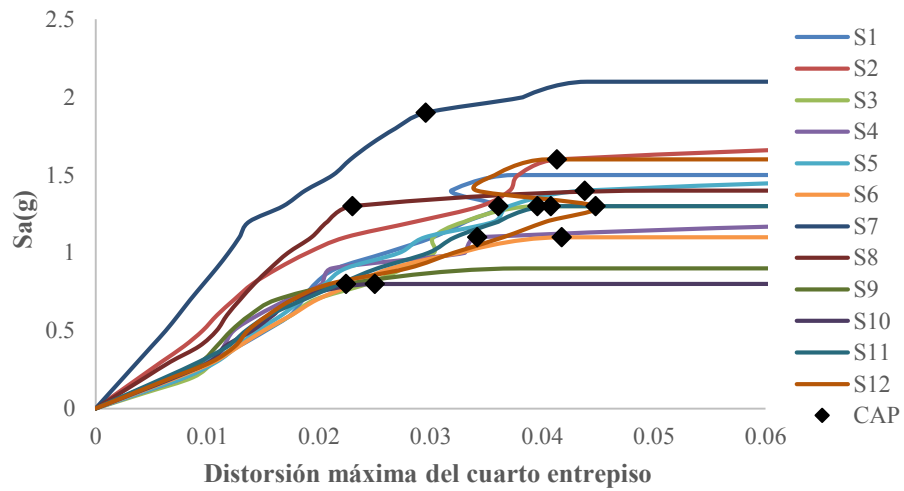


d) 100 años

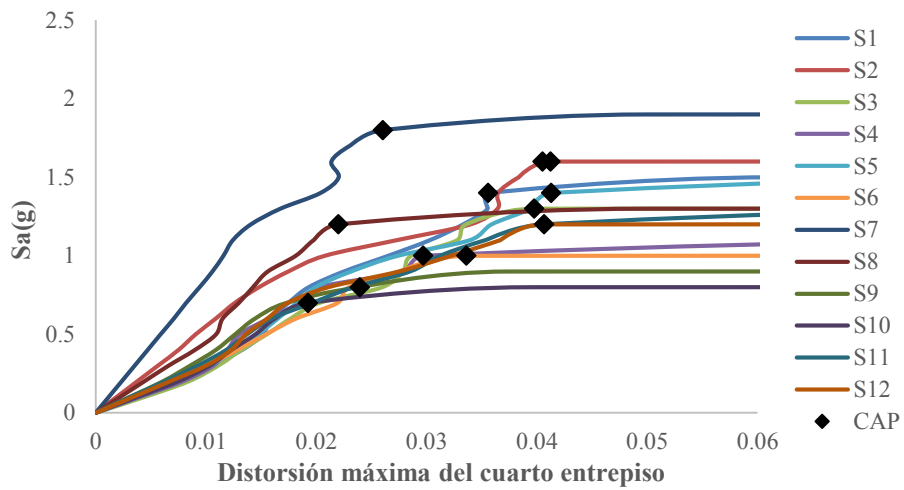
Fig. 4.5 Resultados de los ADI's del edificio de 4 niveles para distintos intervalos de tiempo



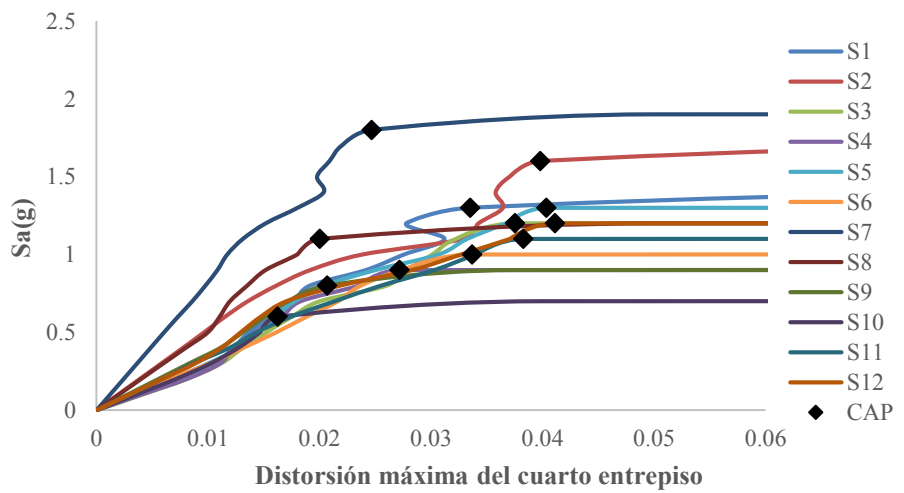
a) 0-46 años



b) 58 años

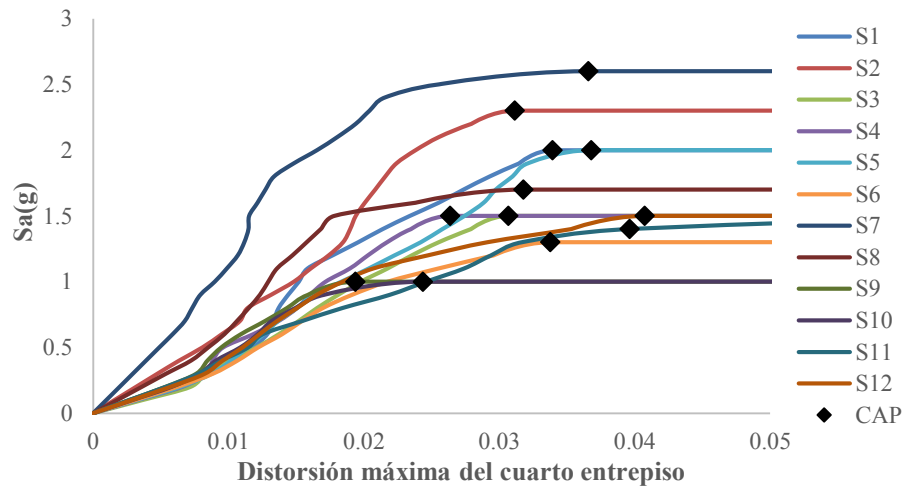


c) 75 años

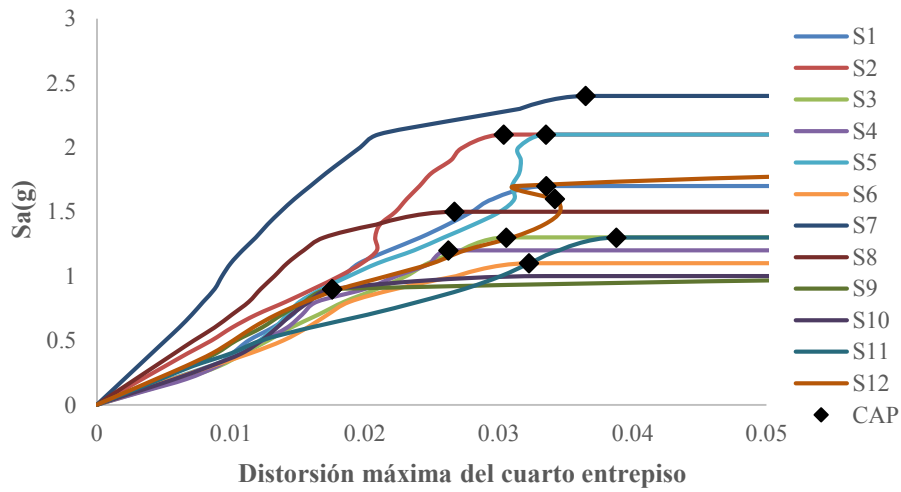


d) 100 años

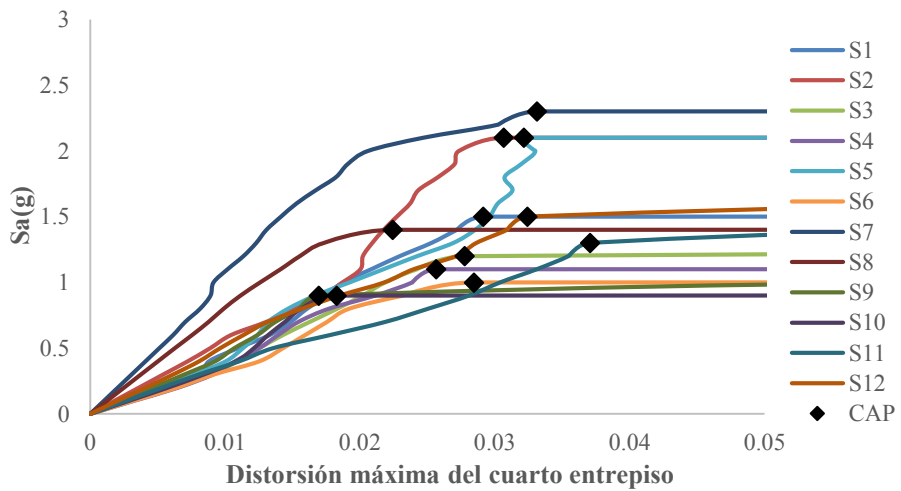
Fig. 4.6 Resultados de los ADI's del edificio de 5 niveles para distintos intervalos de tiempo



a) 0-46 años



b) 58 años



c) 75 años

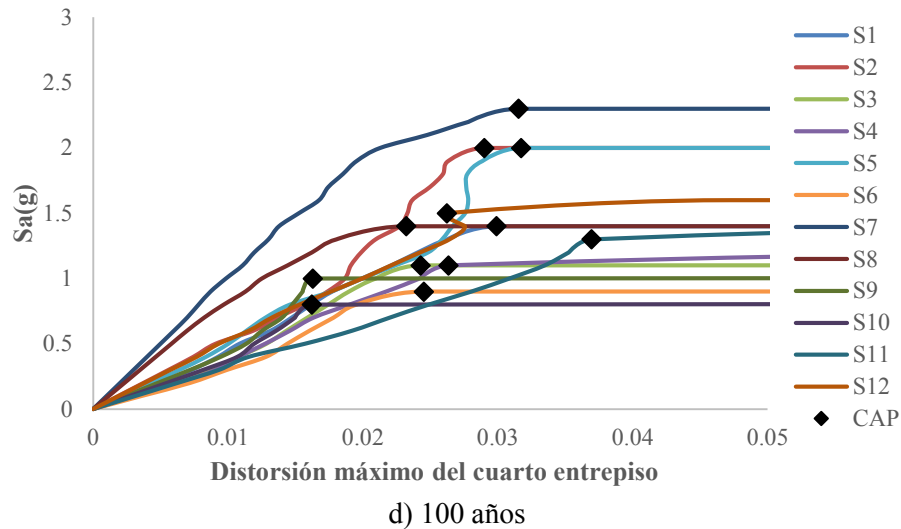


Fig. 4.7 Resultados de los ADI's del edificio de 6 niveles para distintos intervalos de tiempo

Se puede apreciar en las figuras anteriores, mostrando para cada edificio (3, 4, 5 y 6 niveles), una reducción en su resistencia y rigidez al final de cada intervalo de tiempo, debido a la corrosión.

En la tabla 4.3 se muestran las medianas de la capacidad \hat{C} y en la tabla 4.4 sus respectivas desviaciones estándar del logaritmo natural $\sigma_{\ln C}$, al término de los diferentes intervalos de tiempo de interés.

Tabla 4.3 Mediana de la capacidad \hat{C}

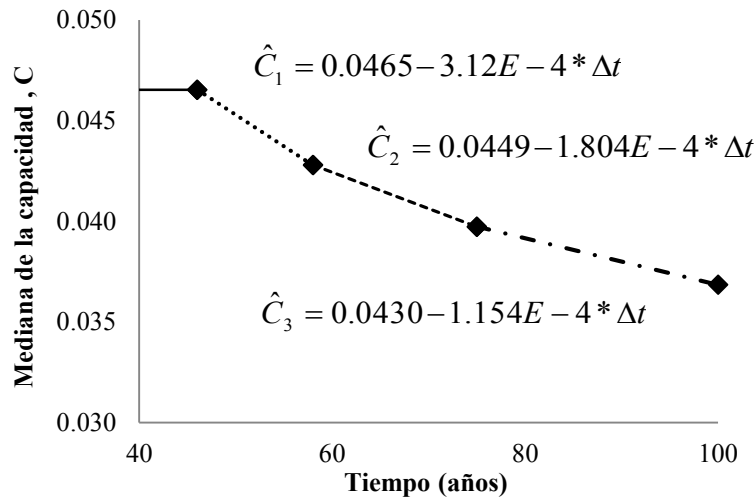
Tiempo (años)	Mediana de la capacidad \hat{C}			
	3 N	4 N	5 N	6 N
0-46	0.0465	0.0375	0.0398	0.0315
58	0.0428	0.0342	0.0342	0.0290
100	0.0397	0.0317	0.0317	0.0272
150	0.0368	0.0291	0.0298	0.0256

Tabla 4.4 Desviación estándar del logaritmo natural de la capacidad \hat{C}

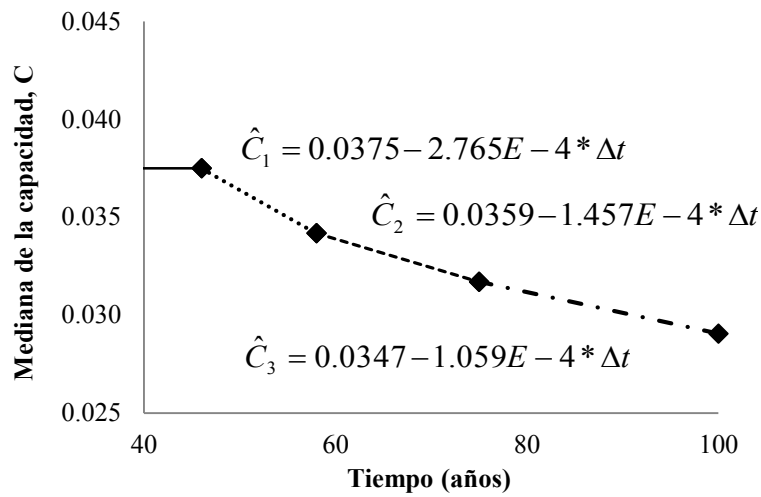
Tiempo (años)	Desviación estándar del logaritmo natural $\sigma_{\ln C}$			
	3 N	4 N	5 N	6 N
0-46	0.10191	0.16712	0.20403	0.21539
58	0.12469	0.24049	0.25562	0.25492
100	0.15716	0.25073	0.27532	0.26422
150	0.20457	0.35406	0.38298	0.27201

A partir de las medianas de la capacidad, \hat{C} , de las distorsiones máximas de entrepiso, se determinan los parámetros α y β que intervienen en la ecuación 3.7.

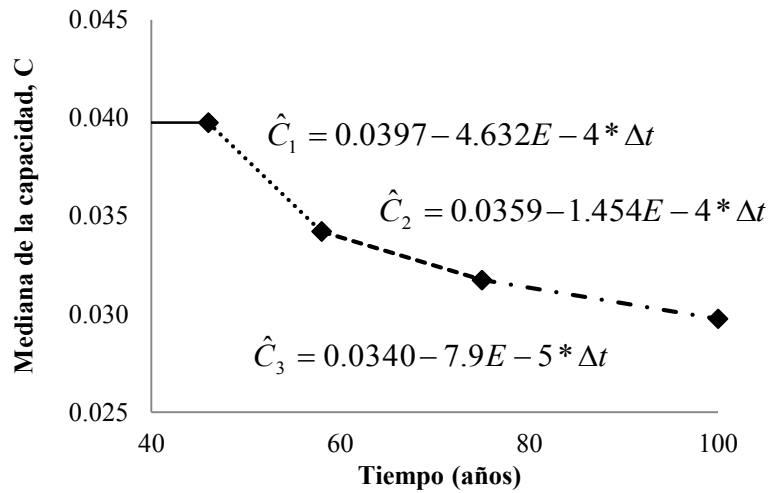
En las figuras 4.8 a, b, c y d se muestran las medianas de la capacidad \hat{C} , junto con los parámetros α y β , para diferentes intervalos de tiempo, correspondientes a cada edificio en estudio.



a) 3 Niveles



b) 4 Niveles



c) 5 Niveles

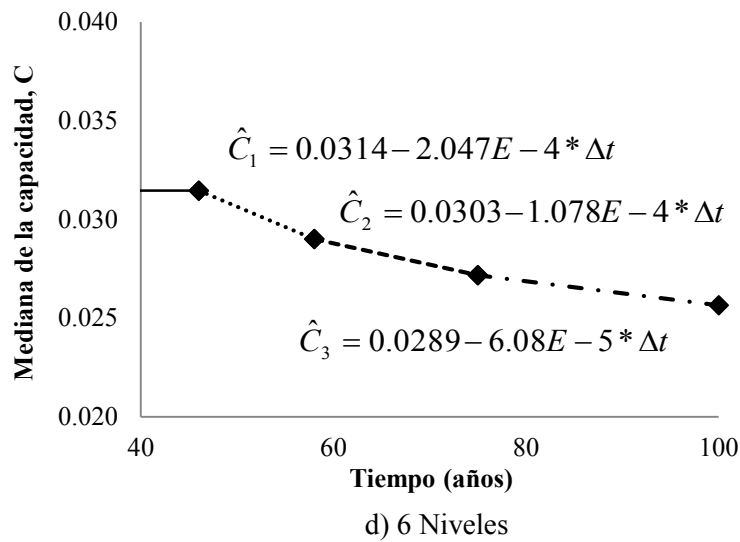
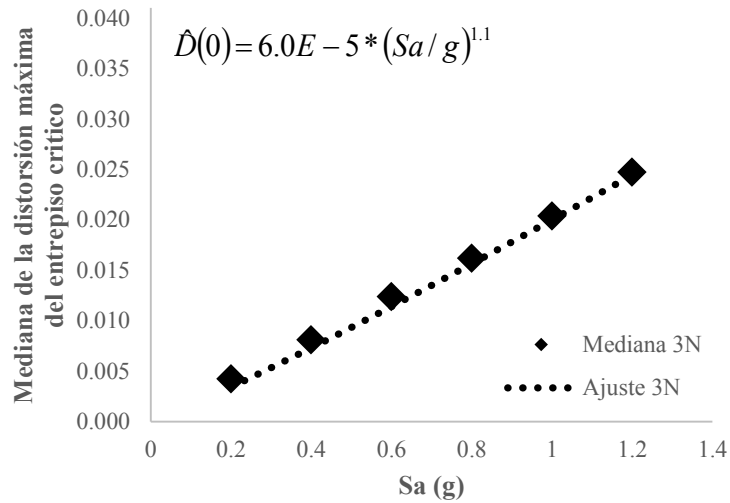


Figura 4.8 Medianas de la capacidad \hat{C} y valor de los parámetros α y β , correspondientes a cada edificio en estudio

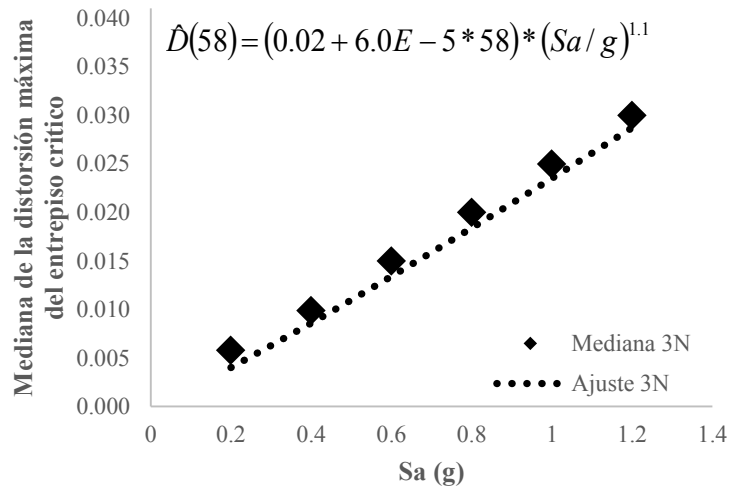
Las figuras 4.8 a, b, c y d muestran la influencia de la corrosión en la mediana de la capacidad estructural a lo largo del tiempo. Se hace notar que en 0 años los periodos fundamentales de las estructuras corresponden a 0.47, 0.51, 0.56 y 0.60s para los edificios de 3, 4, 5 y 6 niveles respectivamente, a medida que el periodo fundamental de la estructura, sin daño, se acerca al periodo dominante del suelo su capacidad inicial va disminuyendo, cuando la estructura se degrada su periodo fundamental aumenta, en los edificios con periodos fundamentales bajos respecto a los dominantes del suelo se nota una mayor degradación en el tiempo que aquellos cuyo periodo fundamental coincide o es mayor al periodo dominante del suelo.

4.4.2.- Evaluación de la demanda sísmica \hat{D} dada una intensidad, en el tiempo

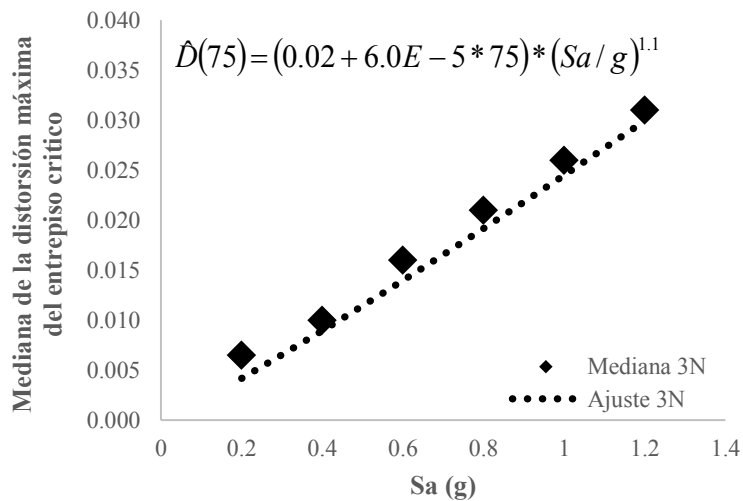
En esta sección se realiza un análisis dinámico “paso a paso” a la estructura ante los movimientos sísmicos S1 a S12. En las figuras 4.9, 4.10, 4.11 y 4.12 se presentan las medianas de las distorsiones máximas que ocurren en el entrepiso crítico para los edificios de 3, 4, 5 y 6 niveles respectivamente, con los ajustes para los intervalos de tiempo en estudio, 0-46, 58, 75 y 100 años.



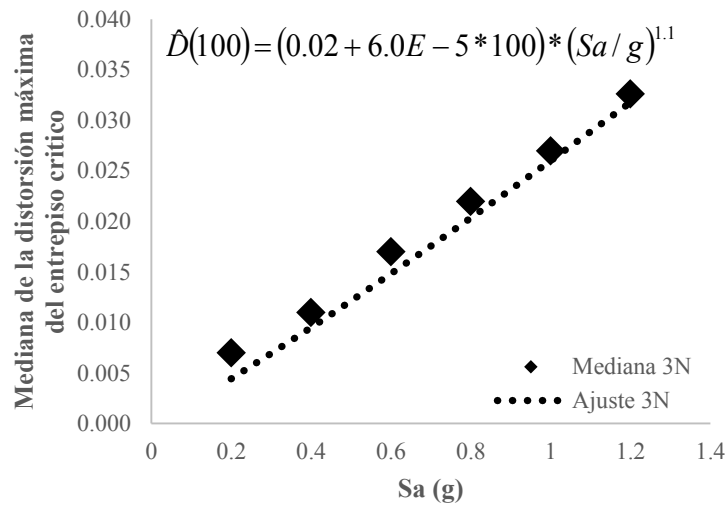
a) 0-46 años



b) 58 años

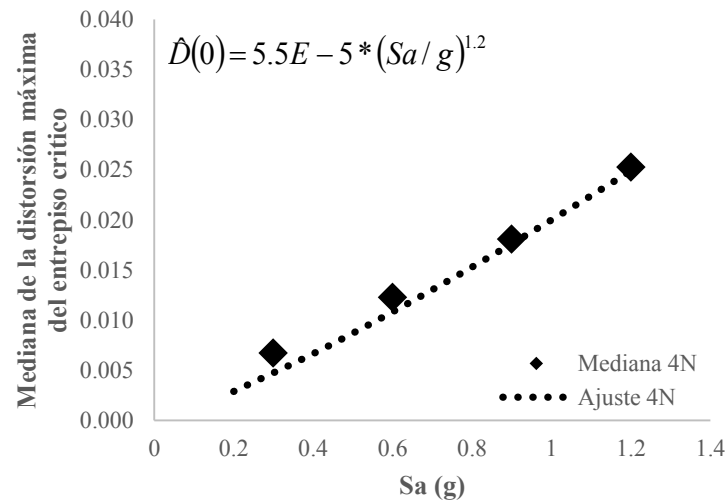


c) 75 años

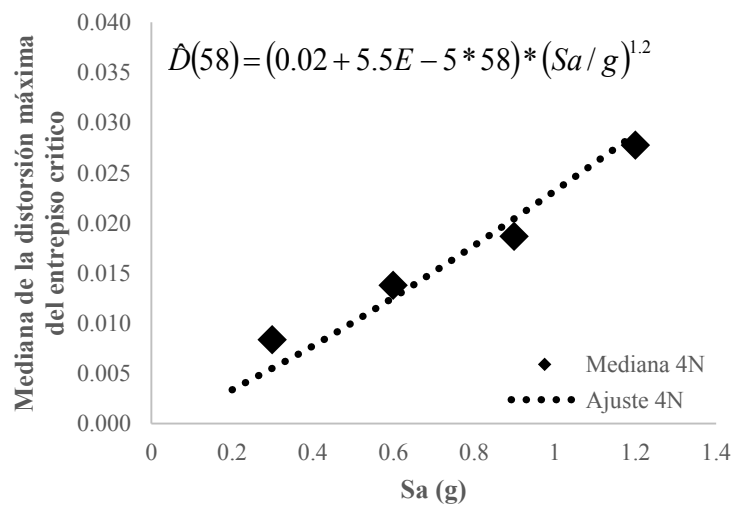


d) 100 años

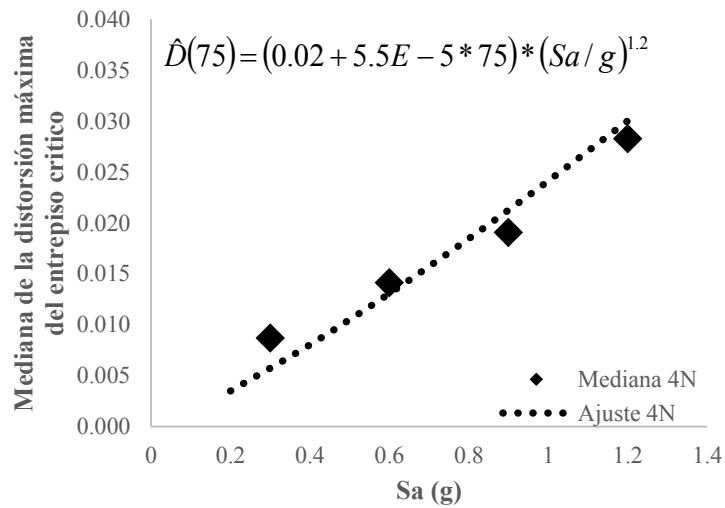
Fig. 4.9 Ajuste de las funciones de la mediana de la demanda \hat{D} para el edificio de 3 niveles.



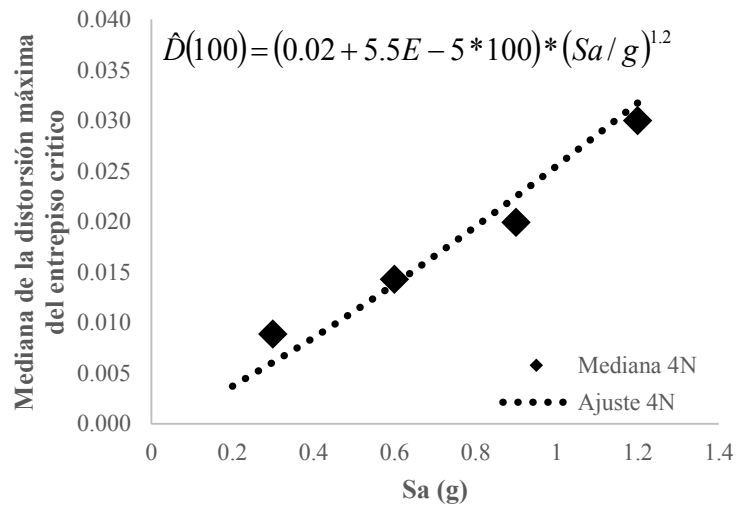
a) 0-46 años



b) 58 años

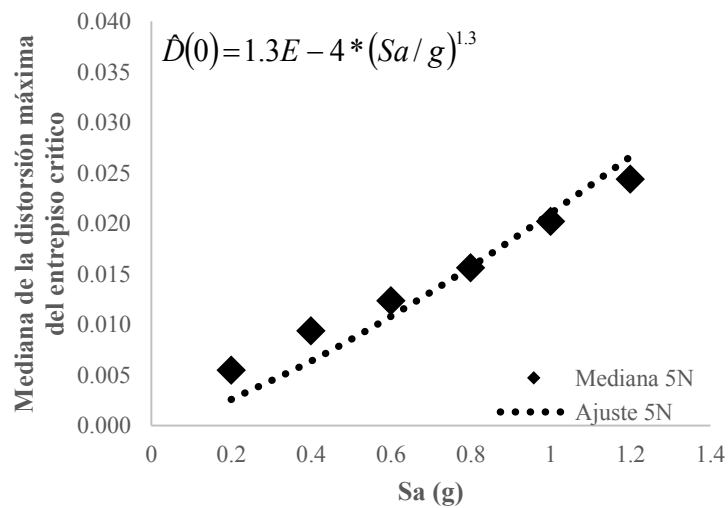


c) 75 años

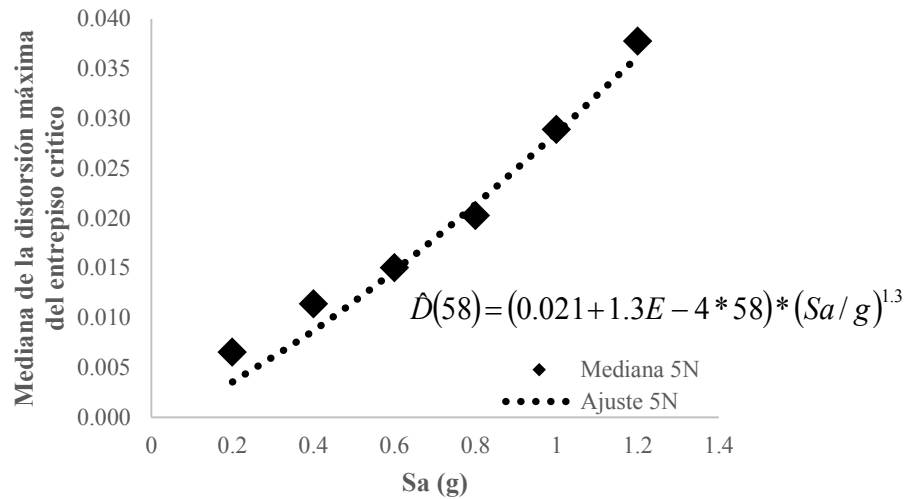


d) 100 años

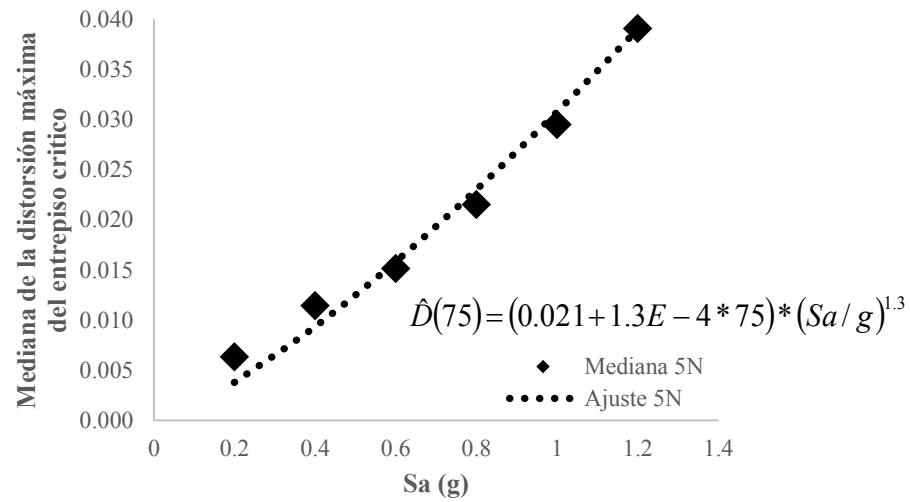
Fig. 4.10 Ajuste de las funciones de la mediana de la demanda \hat{D} para el edificio de 4 niveles.



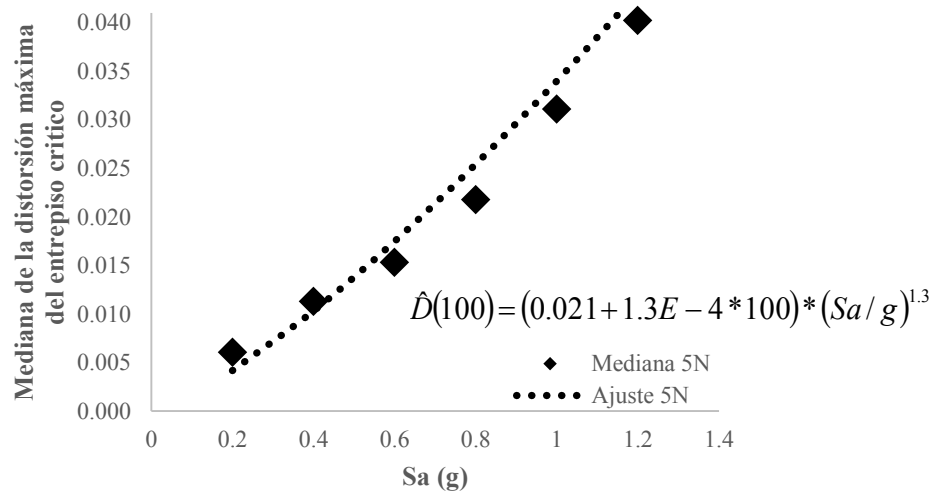
a) 0-46 años



b) 58 años

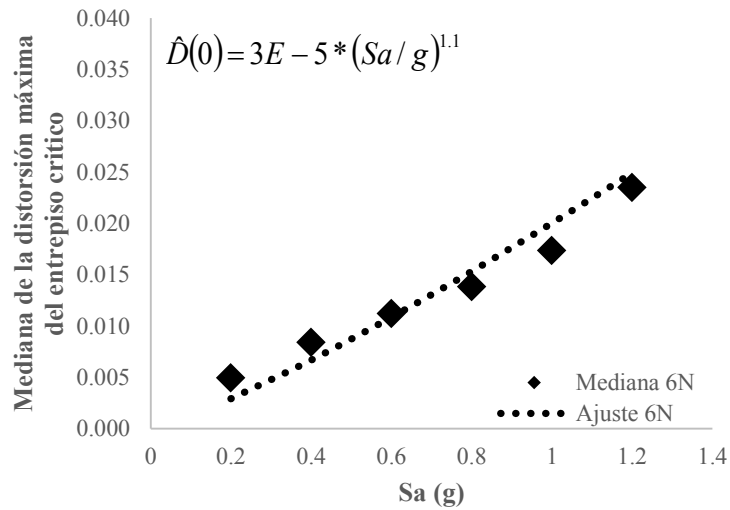


c) 75 años

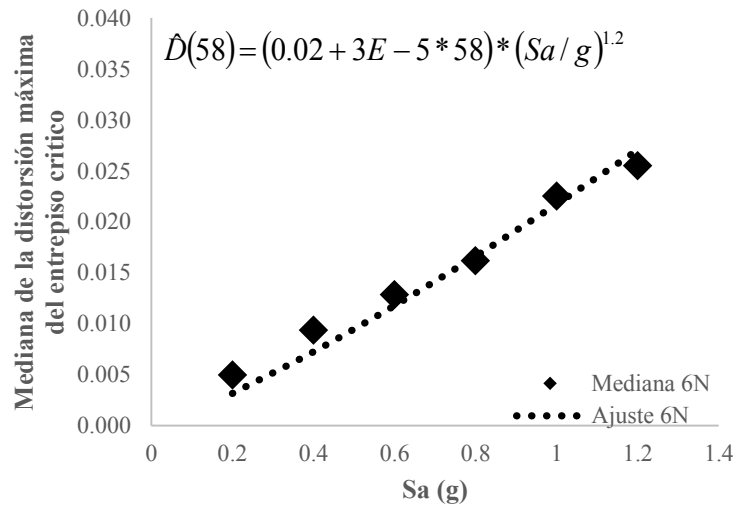


d) 100 años

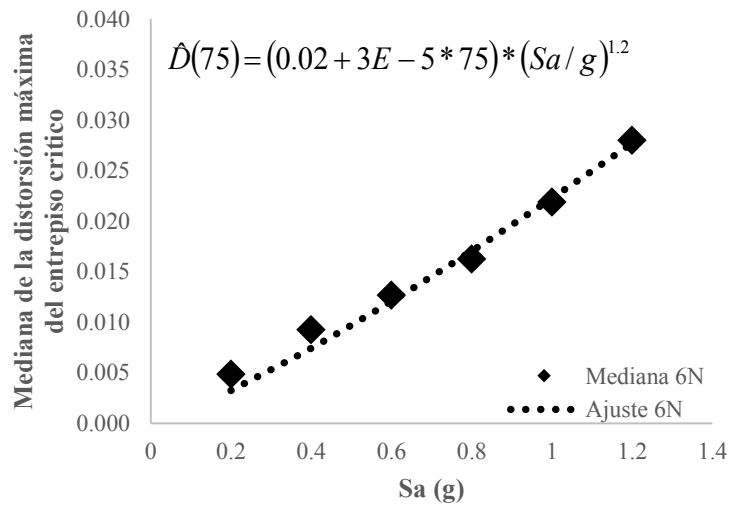
Fig. 4.11 Ajuste de las funciones de la mediana de la demanda \hat{D} para el edificio de 5 niveles.



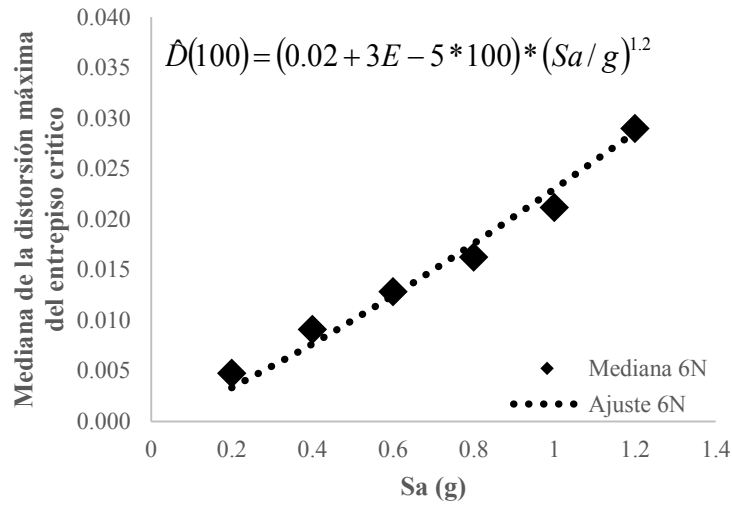
a) 0-46 años



b) 58 años



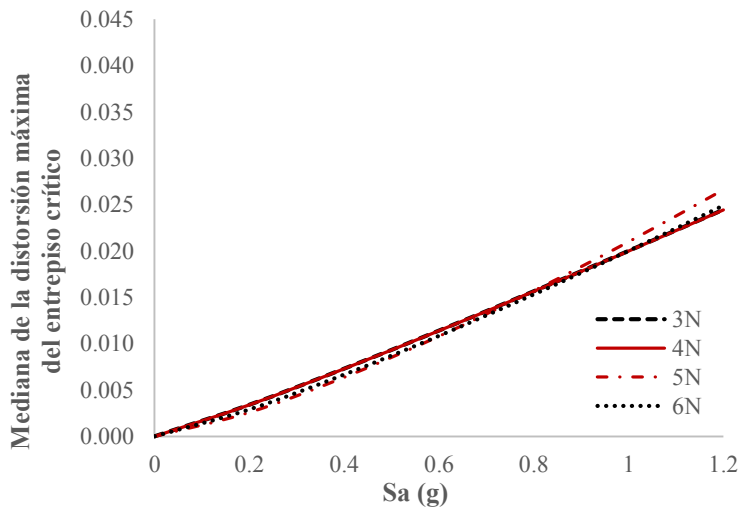
c) 75 años



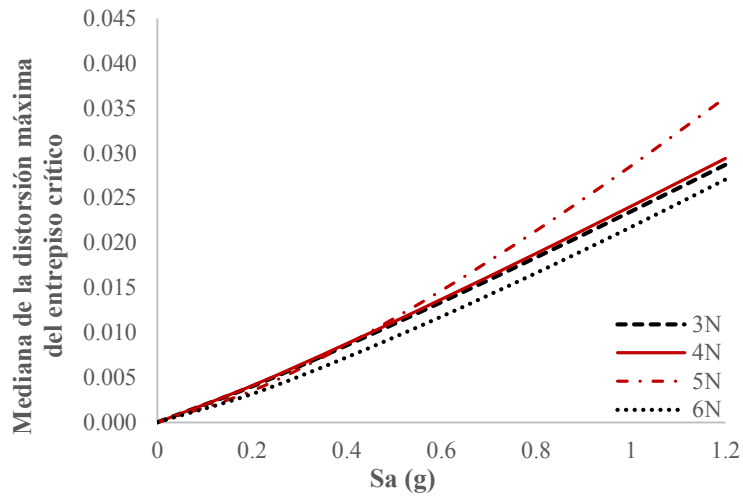
d) 100 años

Fig. 4.12 Ajuste de las funciones de la mediana de la demanda \hat{D} para el edificio de 6 niveles.

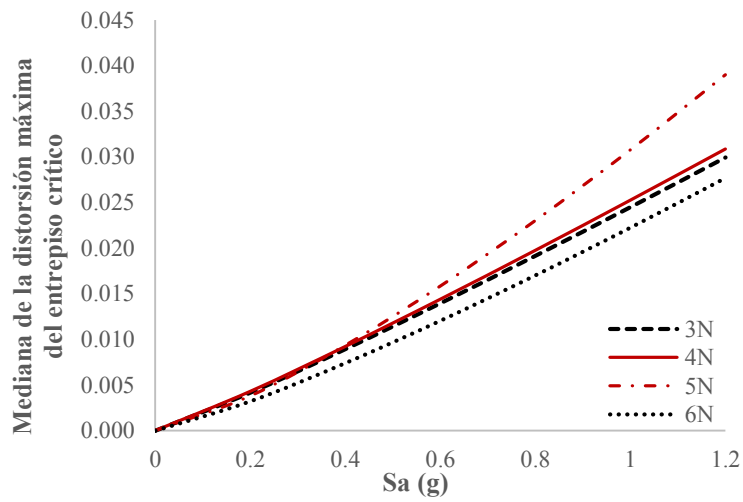
En las figuras 4.9, 4.10, 4.11 y 4.12 se puede notar que las medianas de las demandas, al considerarse el daño por corrosión para los intervalos de tiempo de 55, 75, y 100 años, presentan un incremento en las distorsiones para las mismas intensidades, se puede observar que el edificio de 5 niveles, ya degradado por efecto de la corrosión, se ve más afectado debido a la resonancia, asimismo, el edificio de 6 niveles con degradación debido a la corrosión, su demanda tiende a no aumentar de manera significativa. Lo anterior se aprecia mejor en las figuras 4.13 donde se colocan los ajustes de la demanda de los cuatro edificios, correspondientes a cada intervalo de tiempo de interés.



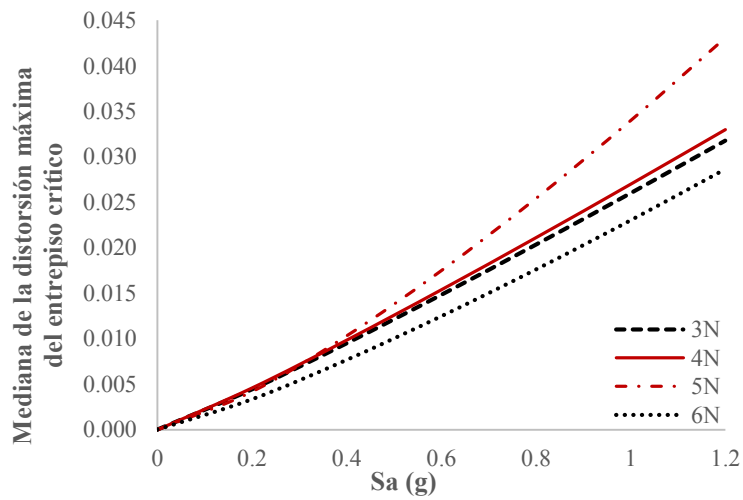
a) 0-46 años



b) 58 años



c) 75 años



d) 100 años

Fig. 4.13 Ajustes de las funciones de la mediana de la demanda \hat{D} para cada tiempo de interés

En la figura 4.13 se aprecia la comparación de los ajustes de la demanda de cada edificio para cada periodo de tiempo de interés. Se observa que las distorsiones aumentan para las mismas intensidades en cada periodo de tiempo de interés, debido a la degradación por la corrosión, siendo más afectados los edificios de cinco y cuatro niveles debido a la relación que existe entre sus periodos fundamentales ya degradados y la del suelo.

En la siguiente tabla se presenta las desviaciones estándar del logaritmo natural $\sigma_{\ln D}$ correspondientes a cada edificio.

Tabla 4.5 Desviación estándar del logaritmo natural $\sigma_{\ln D}$

Tiempo (años)	Desviación estándar del logaritmo natural $\sigma_{\ln D}$			
	3 N	4 N	5 N	6 N
0-46	0.2643	0.2930	0.3325	0.2451
58	0.3090	0.3034	0.4019	0.2722
100	0.3301	0.3270	0.4344	0.3064
150	0.3418	0.4109	0.4623	0.3203

4.5 Factor de confianza al término de un intervalo de tiempo

4.5.1 Obtención de los parámetros k y r a partir de la curva de peligro sísmico correspondiente al sitio en donde se ubican las estructuras.

Los parámetros k y r se ajustan a la curva de peligro sísmico *CPS* de la forma $v = k(Sa/g)^{-r}$. Para ello se considera la intensidad de interés correspondiente al estado límite cercano al colapso. Con el valor que da lugar al estado límite, se ingresa a la curva de la mediana de la demanda \hat{D} y se obtiene el valor de la intensidad Sa/g . A partir de esta intensidad, se ingresa a la curva de peligro sísmico correspondiente al periodo fundamental de cada una de las estructuras ($T=0.47, 0.51, 0.56$ y $0.60s$) y se obtiene $k(Sa/g)^{-r}$ (ver figuras 4.14). En la tabla 4.6 se observan los parámetros k y r para cada edificio.

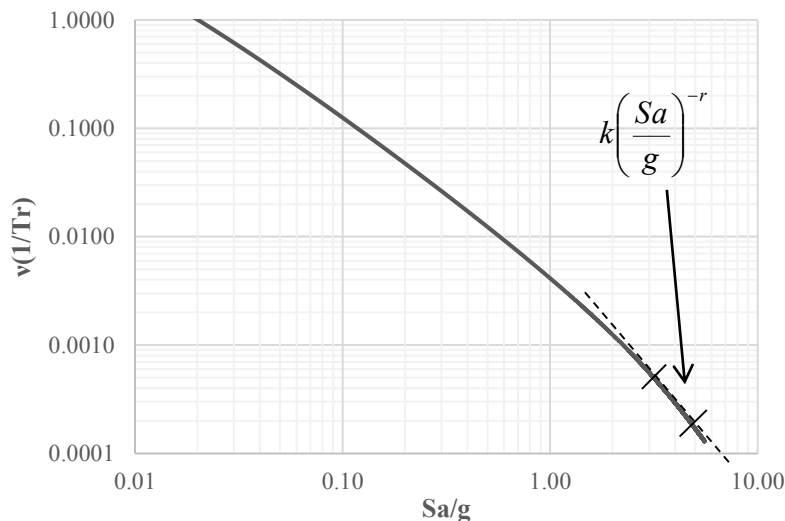


Figura 4.14 Obtención de los parámetros k y r .

	3 N	4 N	5 N	6 N
k	0.014	0.009	0.011	0.010
r	2.7	2.4	1.9	1.8

4.5.2 Obtención del factor de corrección y del número esperado de fallas

Se calculan el número esperado de fallas $\bar{\eta}_j$ tomando en cuenta la variación de la capacidad y la demanda en el tiempo (ecuación 3.10) y su factor de corrección $\Omega_{corr}(t, \Delta t)$ (ecuación 3.11).

Primeramente se obtienen los valores α y β a partir de las medianas de la capacidad \hat{C} en función de las distorsiones máximas del tercer entrepiso (figura 4.8). Los parámetros e , f y b se obtienen de las figuras 4.9, 4.10, 4.11 y 4.12. Los parámetros k y r a partir de la curva de peligro sísmico de la tabla 4.6. Con lo anterior se calcula el factor de corrección $\Omega_{corr}(t, \Delta t)$ para el estado límite cercano al colapso (ver figura 4.15).

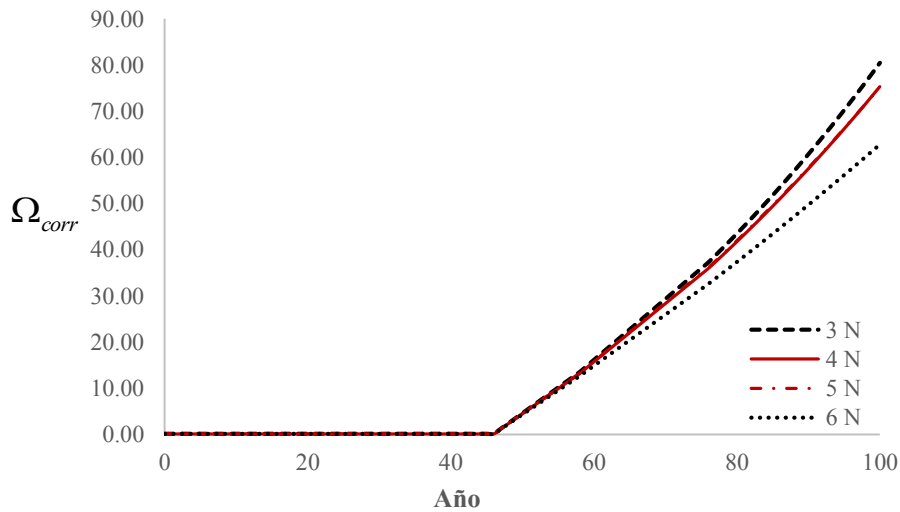


Figura 4.15 Factor de corrección Ω_{corr} esperado para cada edificio en estudio.

Tomando en cuenta lo anterior, se calcula el número esperado de fallas (figura 4.16) suponiendo la variación de la capacidad estructural y la demanda estructural en el tiempo, para los intervalos de tiempo de interés (0-46, 55, 75 y 100 años), considerando en ambos casos que las incertidumbres epistémicas asociadas tanto con la demanda $\sigma_{UD|t}^2$ como a la capacidad $\sigma_{UC|t}^2$ son iguales a 0.2 (FEMA-351, 2000).

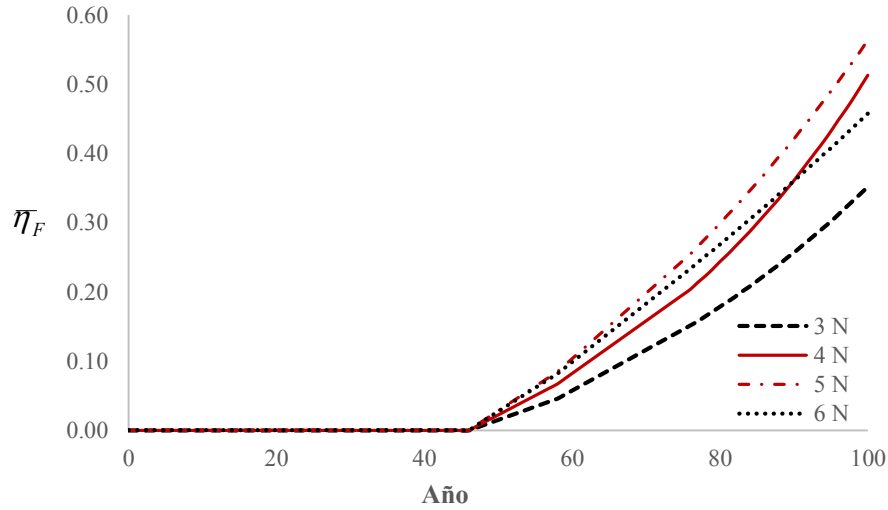


Figura 4.16 Número esperado de fallas $\bar{\eta}_F$ al término de distintos intervalos de tiempo para cada edificio en estudio.

4.5.3 Obtención del factor de confianza considerando la variación de la capacidad estructural y la demanda estructural al término de un intervalo de tiempo

En esta sección se evaluará el factor de confianza (ecuación 3.24) considerando la variación de la capacidad estructural y la demanda estructural en el tiempo para una intensidad dada. En la siguiente figura se muestra los factores de confianza para los edificios en estudio.

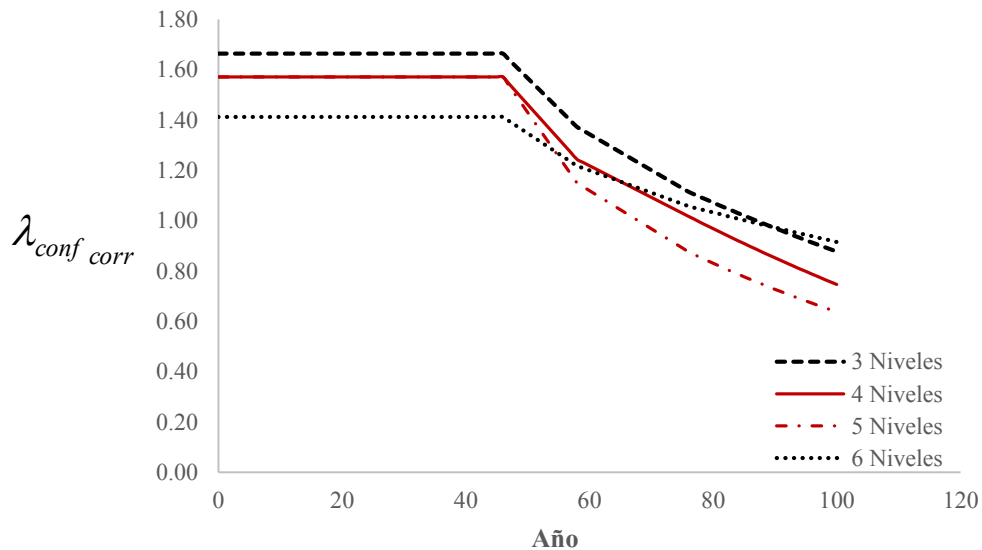


Figura 4.17 Factores de confianza con deterioro $\lambda_{conf}(t, t + \Delta t)$ para los edificios en estudio.

Como se puede observar la figura 4.17 sigue la misma tendencia de la figura 2.3 donde se pueden observar 4 etapas importantes, de 0 a 46 años se presenta la penetración de cloruros etapa en la que no se ve comprometida la confiabilidad estructural; aproximadamente a los 46 años empieza a presentarse la corrosión del acero de refuerzo; de los 46 a 58 años hay una degradación del acero de refuerzo y simultáneamente se está agrietamiento el recubrimiento en las secciones de concreto reforzado; posterior a los 58 años la sección ya está agrietada pero el refuerzo sigue corroyéndose.

En la siguiente figura se observa la normalización del factor de confianza respecto a su valor inicial ($t = 0$).

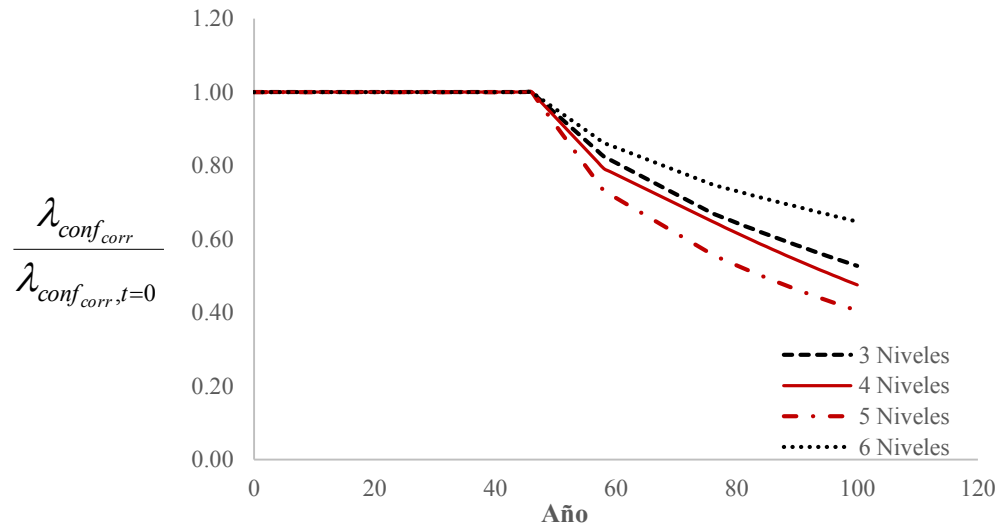


Figura 4.18 Factor de confianza normalizado respecto al factor inicial para cada edificio en estudio.

En la anterior figura se puede observar con detenimiento que el edificio de 5 niveles, debido a su degradación, se ve más afectado y su factor de confianza se ve mermado debido a que a medida que se degradó, su periodo fundamental del edificio dañado se acercaba más al periodo fundamental del suelo, creando un efecto de resonancia en la estructura degradada y haciendo el caso más crítico. Por otra parte, en el edificio de 6 niveles empezó con un periodo fundamental muy cercano al periodo dominante del suelo lo que hace que su factor de confianza inicial este por debajo de los demás, como se puede observar en la figura 4.17, pero posteriormente su periodo de la estructura degradada se aleja del periodo dominante del suelo teniendo una menor degradación del factor de confianza respecto a las demás, como se puede observar en la figura 4.18.

CONCLUSIONES

Se evaluó la confiabilidad expresada en términos del factor de confianza al término de diferentes intervalos de tiempo considerando la variación de la capacidad estructural y la demanda estructural debido a la corrosión para 4 edificios, de tres, cuatro, cinco y seis niveles con periodos de 0.47, 0.51, 0.56 y 0.60s respectivamente. Los edificios se localizan en la ciudad de Acapulco, Guerrero, y evaluados con movimientos sísmicos cercanos a dicha ciudad.

El estudio hace ver la importancia de tomar en cuenta el fenómeno de la corrosión para las estructuras de concreto reforzado que se encuentran cercanas a un ambiente marino, donde se presenta más este fenómeno por penetración de cloruros.

Los efectos de la corrosión sobre estructuras de concreto reforzado se pueden dividir en cuatro puntos importante, el primero es la penetración de cloruros en donde no se ve comprometida la estructura, el segundo sucede cuando el refuerzo es alcanzado por los cloruros iniciando su corrosión, en este punto la estructura ya empieza a deteriorarse, durante el tercero la corrosión del acero sigue evolucionando hasta que se presenta el agrietamiento en la sección de concreto, siendo este el cuarto punto, en este es cuando se presenta una degradación importante en la confiabilidad estructural, cabe destacar que el refuerzo continua con su degradación.

En este estudio también se pudo observar la importancia de tomar en cuenta los periodos fundamentales de las estructuras ya degradados debido a la corrosión, ya que pueden coincidir con el periodo fundamental del suelo presentando posiblemente el efecto de la “resonancia” y comprometiendo de manera significativa a la estructura.

El trabajo puede ser extendido al evaluar el estado límite de servicio en edificios, así como revisar los estados límites de servicio y falla en puentes considerando otras cargas ambientales como el viento, de igual forma al tomar en cuenta el deterioro simultaneo por sismo y corrosión en las estructuras, también se pueden proponer distintos sistemas preventivos y correctivos durante el proceso de deterioro para determinar cuál es el más apropiado.

REFERENCIAS

Akiyama M., Frangopol D. M. y Matsuzaki H., (2011), "Life-cycle reliability of RC bridges piers under seismic and airborne chloride hazard", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, No. 40, pp. 1671-1687.

Andrade C., Alonso C. y Molina F. J., (1993), "Cover cracking as a function of bar corrosion: Part I- Experimental test", *Materials and Structures*, No. 26, pp. 453-464.

Del Valle A., Pérez T. y Martínez M., (2001), "El fenómeno de la corrosión en estructuras de concreto reforzado", *Instituto Mexicano del Transporte IMT*, No. 182.

Biondini F. y Vergani M., (2014), "Deterioration beam finite element for nonlinear analysis of concrete structures under corrosion", *Structure and Infrastructure Engineering*, Vol. 11, pp.519-532.

Bueno A. y Díaz O. J., (1994), "Daño acumulado por sismos en marcos estructurales de concreto reforzado", *IX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Vol. 1, Zacatecas, Zacatecas, octubre-noviembre, pp. 366-375.

Campos D. y Esteva L., (1997), "Modelo de comportamiento histerético y de daño para vigas de concreto reforzado", *XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Veracruz, México.

Carrillo-Bueno C. A., Ruiz S. E. y Tolentino D., (2015), "Evaluation of structural reliability for reinforced concrete buildings exposed to corrosion", *12th international Conference on Application of Statistics and Probability in Civil Engineering, ICASP12*, Vancouver, Canada, July 12-15, 2015.

Castañeda H., Castro P., González C. y Genescá J., (1997), "Modelo de difusión de cloruros en las estructuras de hormigón armado expuestas en la Península de Yucatán (México)", *Revista de Metalurgia*, Vol. 33, No. 6, pp. 387-392.

Cornell C. A., (1968), "Engineering seismic hazard analysis", *Bulleting of the Seismological Society of America*, Vol. 58, No. 5, pp. 1583-1606.

Cornell C. A., (1996), "Calculating building seismic performance reliability: A basis for multi-level design norms", *Eleventh World Conference on Earthquake Engineering*, Artículo 2122.

Cornell C. A., Jalayer F., Hamburger R. O. y Foutch D. A., (2002), "The probabilistic basis for the 2000 SAC/FEMA steel moment frame guidelines". *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 128, No. 4, pp. 526-533.

Cruz Crisostomo C., (2007), "Análisis de confiabilidad de edificios de concreto en zonas sísmicas considerando la acumulación de daño estructural durante la vida de servicio", *Tesis de Maestría*, Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería. UNAM.

Díaz O. J. y Esteva L., (1997), "Confiabilidad de estructuras y daño acumulado", *Memorias Séptimas Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica y Primer Congreso Iberoamericano de Ingeniería Sísmica*, La Serena, Chile, pp. 589-598.

Esguerra Amaya., (1987), “Confiabilidad de marcos de varios pisos ante la acción de sismos”, Tesis de Maestría, Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería. UNAM.

Ellinwood B. R., (1978), “Reliability basis of load and resistant factors for reinforced concrete design”, Department of Commerce, NBS Building Science Series, National Bureau of Standards, 1978, 110.

Esteva L., (1968), “Bases para la formulación de decisiones de diseño sísmico”. Tesis de Doctorado, Facultad de Ingeniería, UNAM, México.

Esteva L., (1977), “Manual de diseño por sismo. Según el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal”, Series del Instituto de Ingeniería No. 406, UNAM.

FEMA 351, (2000), “Recommended seismic evaluation and upgrade criteria for existing welded steel moment-frame buildings”, Washington, D. C.

García Ramírez F., (2002), “Daño acumulado y confiabilidad estructural en marcos de edificios”, Tesis de Maestría, Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería. UNAM.

Hong H. P. y Rosenblueth E., (1988), “The Mexico earthquake of September 19, 1985 – Model for generation of subduction earthquakes”, Earthquake Spectra, Vol. 4 No. 3, pp. 481-497.

Kuniewski S.P. y Van Noortwijk J.M., (2007), “Sampling inspection for the evaluation of time-dependent reliability of deteriorating structures”, en Aven T. y Vinnem J.E. Risk, Reliability and Societal Safety, Proceedings of ESREL 2007 - European Safety and Reliability Conference 200, Stavanger, Norway, London: Taylor & Francis Group, 2007, pp. 281-288.

Li C., Melchers R. E. y Zheng J., (2006), “Analytical model for corrosion-induced crack width in reinforced concrete structures”, ACI Material Journal, 103-S50.

Liu Y. y Weyers R. E., (1998) “Modeling the Time-to-Corrosion cracking in chloride contaminated reinforced concrete structures”, ACI Material Journal, 95-M65.

Loera S., (1977), “Diseño y construcción de estructuras de concreto. Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcción para el Distrito federal”, Series del Instituto de Ingeniería No. 401, UNAM.

Mangat P. S. y Molloy B. T., (1994), “Prediction of long term chloride concentration in concrete”, Materials and Structures, No. 27, pp. 338-346.

Mariaca, L., Genesca J., Uruchurtu J. y Salvador L., (1999). “Corrosividad atmosférica (MICAT-México)” D.F., México, Plaza y Valdés, S.A. de C.V.

Mejlhede O., Freiesleben P., Coats A. M. y Glasser F. P., (1999), “Chloride ingress in cement paste and mortar”, Cement and Concrete Research, Vol. 29 (9), pp. 1497-1504.

Meli R. y Esteva L., (1977), “Requisitos de seguridad y servicio para las estructuras. Título IV del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal”, Series del Instituto de Ingeniería No. 400, UNAM.

Montes-Iturrizaga R., (2000), “Estrategias de mantenimiento óptimo de estructuras instrumentadas en zonas sísmicas”, Tesis de Doctorado, Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería. UNAM.

Montes-Iturrizaga R., Heredia-Zavoni E. y Esteva L., (2002), “Optimal Maintenance strategies for structures in seismic zones”, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol. 32, pp. 245-264.

Mori Y. y Ellingwood B. R., (1993) “Time-dependent system reliability analysis by adaptive importance sampling”, *Structural Safety*, April 1993; 12(1), pp. 59-73.

Rivera J. L., (2001), “Respuesta sísmica probabilística de sistemas estructurales simples no lineales”. Tesis de Maestría en Ciencias, Sección de Estudios de Posgrado, ESIA, IPN.

Robert E. B., (2007), “Leonhard Euler: Life, Work and Legacy”, Ed Sandifer, Elsevier.

Rosenblueth E. y Esteva L., (1972), “Reliability basis for some Mexican codes”, ACI Publication SP-31, pp.1-41.

Seaborn J. B., (1991), “Hypergeometric functions and their applications”, Springer Science+Buisness Media, LLC, New York.

Shome N. y Cornell C. A., (1999), “Probabilistic seismic demand analysis of nonlinear structures”, Report No. RMS-35, Department of civil and Environmental Engineering, Stanford University.

Thoft-Christensen P. (2001), “What happens with reinforced concrete structures when the reinforcement corrodes”, 2nd International Workshop on “Life-Cycle cost analysis and design of civil infrastructure systems”, Ube Yamaguchi, Japan, September 27-19, 2001, pp. 35-46.

Thoft-Christensen P. (2002), “Deterioration of concrete structures”, First international Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management, IABMAS 2002, Barcelona, Spain, July 14-17, 2002, pp. 1501-1508.

Thoft-Christensen P. (2003), “Modelling of corrosion cracks”, IFIP TC7 Conference, Sophia Antipolis, France, July 21-23, 2003, pp. 25-33.

Tolentino López D., (2009), “Confiabilidad de edificios considerando la influencia del daño acumulado causado por sismos”, Tesis de Maestría, Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería. UNAM.

Tolentino López D., Ruiz S. E. y Torres M. A., (2012), “Simplified closed-form expressions for the mean failure rate of structures considering structural deterioration”, *Structure and Infrastructure Engineering*, 8(5): 483-496.

Torres M. A. y Ruiz S. E., (2007), “Structural reliability evaluation considering capacity degradation over time”, *Engineering Structures*, Elsevier, Vol. 29, pp. 2183-2192.

Vásquez A. M., (2007), “Funciones de daño acumulado para edificios de concreto reforzado”, Tesis de Maestría, Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería. UNAM.

Wen Y. K., (1995), “Building reliability and code calibration”, *Earthquake Spectra*, Vol. 11, pp. 269-296.