

Estimación de la vulnerabilidad sísmica de una edificación indispensable mediante confiabilidad estructural

Estimate of the seismic vulnerability of an indispensable construction by means of reliability analysis

Edgar Muñoz*, Daniel Ruiz*, Jorge Prieto** y Alfonso Ramos**

* Pontificia Universidad Javeriana Bogotá, COLOMBIA

** Instituto Geofísico Universidad Javeriana, COLOMBIA
j.prieto@javeriana.edu.co

Fecha de recepción: 21/ 02/ 2006
Fecha de aceptación: 15/ 10/ 2006
PAG. 181 - 192

Resumen

En el presente trabajo se resumen los resultados de la evaluación de la vulnerabilidad sísmica (física) del sistema estructural de una edificación indispensable usando las técnicas de confiabilidad estructural. El proyecto de investigación se basó en recopilación de información existente (planos, memorias de cálculo, etc), estudios de patología, levantamiento estructural y la evaluación de amenaza sísmica local. Para evaluar la capacidad a cortante de la estructura se realizó un análisis estático no lineal de "pushover" de tres modelos estructurales del edificio, variando su rigidez en función de cien datos del módulo de elasticidad y la resistencias a la compresión del concreto. El primer modelo es el original sin rehabilitación, el segundo es rehabilitado con diagonales concéntricas de acero y el tercero consiste en un muro en concreto reforzado. La demanda se evaluó al realizar un análisis dinámico espectral de los tres modelos estructurales. Para ello se varió la sollicitación mediante doce espectros de respuesta con diferentes periodos de retorno y además su rigidez al cambiar su módulo de elasticidad. Mediante la comparación entre la resistencia a cortante de la edificación (tomado de las curvas de capacidad) y la demanda a cortante en los modelos producida por los efectos de los diferentes espectros de respuesta, se estimaron las probabilidades anuales de falla. Así mismo se calcularon las probabilidades anuales de falla, empleando el desplazamiento espectral en el punto de desempeño. De acuerdo con los resultados basados en confiabilidad se identificó un riesgo inminente y niveles de seguridad inadecuada de la estructura sin rehabilitar cuando es sometida a un evento sísmico. Por esta razón, se evaluó desde el punto de vista de la confiabilidad estructural, la alternativa de rehabilitación mediante muros de concreto reforzado y diagonales de acero. De esta manera se determinaron probabilidades anuales de falla menores para la estructura rehabilitada, que representa una disminución del riesgo. Además se realizó un análisis aproximado de beneficio - costo, procedimiento útil en el momento que se desee rehabilitar la edificación indispensable.

Palabras Clave: Confiabilidad estructural, análisis no lineal de pushover, probabilidad de falla

Abstract

This work summarises results of the evaluation of the physical earthquake vulnerability for the structural system of an essential building by using reliability methods. The research was based on the compilation of drawings and design documents, pathology studies, a structural surveying, and the assessment of the local earthquake hazard. In order to evaluate the shear capacity, non-linear pushover analyses in three different models, by using Montecarlo simulation with 100 different concrete strength data in each model, were performed. The first model is the original one, i.e. without retrofit. The second one corresponds to a rehabilitated structure by using concentric steel diagonals. The third model is a structure retrofitted with a reinforced concrete wall. Demand was evaluated by performing dynamic spectral analyses for each model. Twelve different spectra corresponding to the same number of earthquake periods of return were used. Annual probabilities of failure were estimated by using the obtained distributions of shear demand and capacity. Moreover, the probabilities of failure were also evaluated utilizing spectral displacement distributions and demands at the performance points. Results showed imminent risk and inadequate levels of safety in the original structure. Annual probabilities of failure for the two retrofitted models were clearly lower than that of the original structure. An approximate cost-benefit analysis was also carried out, which is useful for decision making.

Keywords: Structural reliability, non-linear pushover analysis, probability of failure

1. Antecedentes y justificación

El Congreso de la República de Colombia expidió una serie de leyes para que a las edificaciones cuyo uso se clasifique como indispensable y de atención a la comunidad, localizadas en zonas de amenaza sísmica

alta e intermedia construidas con anterioridad al año 1998, se les evalúe su vulnerabilidad sísmica. Por esta razón en el año 2001 se llevó a cabo un estudio de vulnerabilidad sísmica estructural de las instalaciones de

una edificación indispensable para lo cual se llevaron a cabo diferentes actividades que se describirán a continuación:

1.1 Recopilación de información existente y visitas técnicas de inspección

En esta etapa se recopiló la información disponible tal como planos estructurales y arquitectónicos, memorias de cálculo, estudios de suelos y diversos documentos técnicos de vital importancia para el estudio de vulnerabilidad estructural. Se realizaron visitas técnicas de inspección a las edificaciones donde se pudo establecer criterios básicos para el desarrollo del estudio. Adicionalmente en estas visitas técnicas se verificaron las dimensiones de los elementos principales de la estructura así como la ubicación y distribución del refuerzo de acero corroborando la información de los planos estructurales. Así mismo se ubicaron las zonas estratégicas para la ejecución de ensayos parcialmente destructivos y no destructivos para las evaluaciones de patología estructural. Para ello se llevaron a cabo auscultaciones con equipos de detección de refuerzo mediante técnicas no destructivas. Así mismo se verificó que el sistema estructural de la edificación corresponde a pórticos de concreto resistentes a momento con un sistema de entrepiso en sistema reticular celulado.

1.2 Evaluación patológica

Se adelantaron análisis de las características de los aceros de refuerzo y las resistencias de los concretos, por parte del Laboratorio de Resistencia de Materiales del Departamento de Ingeniería Civil. Se realizó un programa de investigación que minimizó la cantidad de núcleos a extraer y se complementaron esos resultados con Ensayos No- Destructivos. Se ensayaron en total 50 núcleos y se tomaron 188 lecturas de Velocidad del Pulso Ultrasónico.

1.3 Estudio de amenaza sísmica local

Con el fin de estimar la amenaza sísmica local se desarrolló una exhaustiva investigación de las características y propiedades del suelo de cimentación del edificio mediante la ejecución de cuatro sondeos de alrededor de 15 m de profundidad. Con estos sondeos se verificó el perfil estratigráfico y las propiedades índices de las diferentes capas de suelo bajo la cimentación de la estructura. Se realizaron ensayos de laboratorio y de campo tales como triaxiales, "down hole" y "cross hole", con los cuales se determinaron las principales propiedades dinámicas del suelo (velocidad de onda de corte, variación

del módulo de corte y del amortiguamiento en función de la deformación angular). A partir de esta caracterización y con base en modelaciones analíticas y en consideraciones probabilísticas, fue posible estimar, además de las propiedades mecánicas del suelo, la función de transferencia del estrato de suelo desde la roca hasta la superficie y el espectro de respuesta local a usar en la evaluación de la vulnerabilidad sísmica. Con base en esta información se evaluaron los doce espectros de repuesta para el análisis mediante confiabilidad estructural, lo cual se expone en el numeral 2,3 del presente documento.

1.4 Evaluación de la vulnerabilidad sísmica estructural

Para llevar a cabo el estudio de la vulnerabilidad sísmica estructural, se decidió tomar como guía para el estudio el documento FEMA-310 (FEMA, 1999). Con base en esta referencia se elaboró una evaluación conceptual preliminar detectando los siguientes aspectos: deficiente detallado de refuerzo de las vigas y en los nudos, inadecuado traslapeo en el refuerzo de columnas y vigas, demasiado espaciamiento de flejes en columnas, excentricidad en los nudos, placas delgadas, discontinuidad del diafragma, irregularidad en planta y edificios adyacentes (golpeteo). Como complemento a lo anterior se llevó a cabo una modelación analítica de las estructuras para poder realizar la evaluación y revisión del comportamiento sísmico y dinámico de la edificación indispensable. Se elaboraron diferentes modelos planos y tridimensionales en el programa SAP - 2000 (CSI, 2002), los cuales se presentan en las Figura 1. Mediante un análisis elástico lineal, se desarrollaron modelos espaciales conformados por elementos "frame" y "shell".

Para el caso de los edificios con entrepiso en reticular celulado, se consideró la rigidez equivalente de las vigas, como una sección rectangular correspondiente a la suma de las viguetas que convergen al capitel más una zona rígida que proporciona el capitel aligerado. Con base en los modelos analíticos se estimaron los niveles de deriva en las edificaciones para las sollicitaciones sísmicas. En la Figura 2 se presenta un resumen de las derivas encontradas, las cuales varían entre 1.0% y 3.0%, lo que indica que son estructuras en general flexibles y no cumplen con las recomendaciones de la Norma Colombiana (máximo 1 %) (AIS,1998). Lo anterior adquiere mayor importancia si se tiene en cuenta que los edificios con entrepisos en sistema reticular celulado pueden presentar fenómenos de punzonamiento cerca de los capiteles para derivas de entrepiso altas, tal como sucedió en diversos edificios de la ciudad de México en

2. Análisis de confiabilidad estructural de un pórtico plano

el año de 1985. Por otro lado al analizar los índices de sobreesfuerzo en columnas y vigas se concluyó que la edificación es crítica principalmente por el alto número de fallas de tipo frágil que podrían generar un colapso parcial ante la ocurrencia de un evento sísmico. Se detectaron posibles fallas por cortante, flexión y compresión en las columnas así como por cortante y flexión en las vigas de acuerdo con las especificaciones del FEMA 310 y la Norma Colombiana. En particular son preocupantes los altos niveles de esfuerzos cortantes encontrados en las estructuras con entrepiso en sistema reticular celular tal como se mencionó anteriormente.

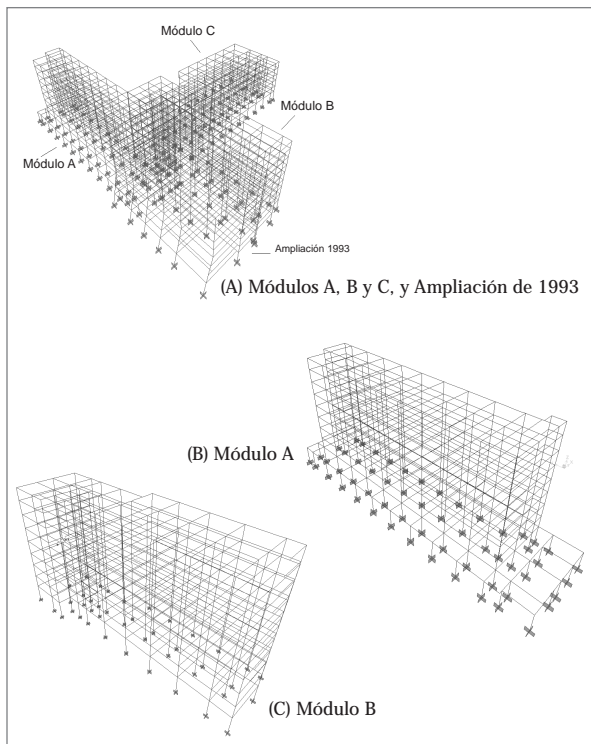


Figura 1. Modelos estructurales de las edificaciones bajo estudio

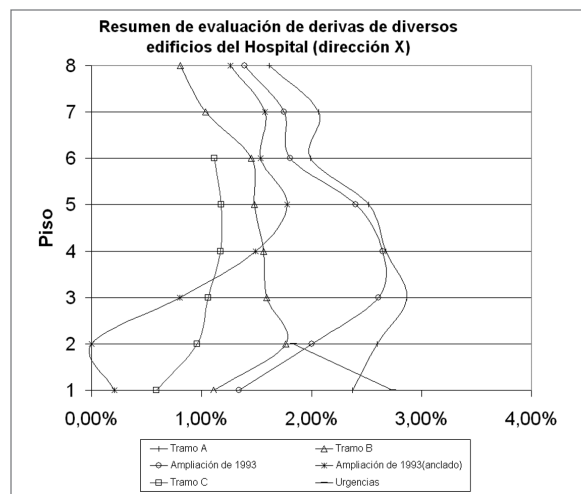


Figura 2. Resumen de las derivas de diferentes edificaciones

Los valores nominales de factores de seguridad y demás coeficientes estipulados en los códigos son calculados, en su mayoría, mediante técnicas de confiabilidad estructural y su objetivo es mantener la estructura en un rango de funcionamiento alejado de la falla o con una probabilidad de falla tendiente a cero. Dado que las probabilidades de falla son muy pequeñas y para facilitar el análisis de los valores hallados, en los códigos se maneja el índice de confiabilidad (β), definido como la inversa de la función normal estándar acumulativa de la probabilidad de falla (P_f):

$$\beta = \Phi^{-1} (P) \quad (1)$$

Existe una proporcionalidad inversa entre β y P_f en la ecuación anterior, donde a menor probabilidad de falla aumenta el índice de confiabilidad y por ende se obtiene un incremento en la seguridad de la estructura. Para tal efecto se utilizarán las técnicas de confiabilidad, las cuales consisten en comparar la probabilidad entre las curvas de capacidad (R_e) y de demanda (S). Cuando la función G (Ver ecuación 2) es negativa la estructura se encuentra en condición de falla, cuando es mayor que cero la seguridad de la estructura es aceptable y cuando es igual a cero la estructura se encuentra en condición crítica. Al término G se le conoce como margen de seguridad. Debido a la gran cantidad de variables que intervienen tanto en el cálculo de la capacidad como en el cálculo de la demanda, estas son tomadas como variables aleatorias con su correspondiente distribución de probabilidad. Para el caso de las variables aleatorias distribuidas R_e y S , se asume funciones de probabilidad de distribución, así como no correlación entre ellas (véase Figura 3).

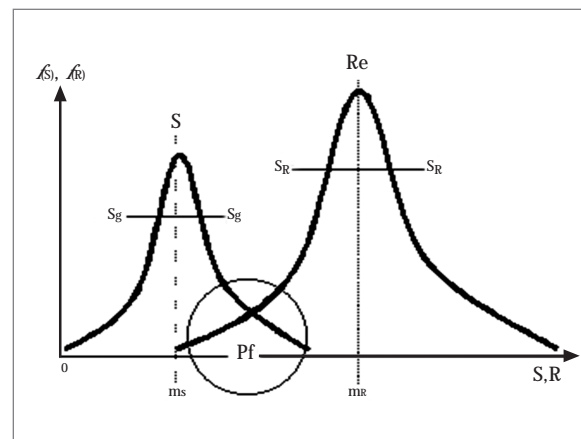


Figura 3. Determinación de la probabilidad de falla

$$G = R - S = 0 \quad (2)$$

La distribución de la función límite (G) está asociada con la zona de falla en donde la media de la función G (m_G) es proporcional a la desviación estándar (s_G). La proporción de estos dos parámetros es el índice de confiabilidad (β) y por consiguiente esta asume una distribución normal que puede evaluarse como:

$$\beta = \frac{m_G = \beta \cdot S_G}{S_G \sqrt{S_{Re}^2 + S_S^2}} \quad (3)$$

Donde:

m_{Re} , m_S , corresponde a las medias de la distribución de la resistencia y las solicitaciones.

s_{Re} , s_S , corresponde a las desviaciones estándar de la distribución de la resistencia y las solicitaciones.

Para el análisis por confiabilidad estructural se seleccionaron las curvas de densidad de probabilidad (Normal, logística, Log-normal, valor extremo, etc), que mejor se ajustan a las funciones de resistencia y solicitación, empleando la técnica de bondad del ajuste para la curva de densidad de probabilidad acumulada de Kolgomorov-Smirnov. Mediante la ecuación 3 se determinó el índice de confiabilidad (β), el cual se puede utilizar aún para funciones de distribución de probabilidad diferentes a la normal con resultados satisfactorios. Dicha afirmación se basa en las recomendaciones de algunos autores internacionales (Mays y Tung, 1992; Ang, 1973), los cuales consideran este procedimiento como aproximado con un error mínimo y aceptable.

Sin embargo esta consideración se comprobó analíticamente en el presente artículo (para algunos de los casos de evaluación de índices de falla), empleando integración numérica y la determinación de la curva resultante G. Se calculó la probabilidad de falla, la cual corresponde al área bajo de la curva G, que se encuentra entre $-\alpha$ y el punto cero, es decir, la zona cuando la curva de solicitación (S) supera a la de resistencia (Re). Además se determinó la media y la desviación estándar de la función resultante G y se normalizó. Posteriormente se determinó el índice de confiabilidad (β), que es el inverso del coeficiente de variación del margen de seguridad.

A continuación se presentan la evaluación por confiabilidad de una edificación indispensable, considerando su seguridad estructural sin rehabilitación y con dos propuestas de rehabilitación convencional.

2.1 Cálculo de las curvas de capacidad de la edificación en su estado actual

La estructura cuenta con columnas con sección variable en la altura, variando sus dimensiones desde 400mmx700mm en la base hasta 400mmx600 mm en los últimos pisos. Las vigas del modelo estructural corresponden a elementos equivalentes, los cuales buscan las simular las viguetas que llegan a los capiteles aligerados. En el modelo se establecieron zonas rígidas para considerar los capiteles en cada uno de los nudos.

Usando los resultados de patología y evaluación estructural realizados sobre la edificación bajo estudio, se seleccionó un pórtico plano en el sentido corto de la estructura y fue sometido a diversos análisis no lineales estáticos de pushover con el fin de establecer 100 curvas de capacidad (una para cada resistencia del concreto evaluada). Este modelo estructural no incluyó los efectos detallados de la interacción suelo - estructura ni los elementos no estructurales. En la Figura 4 se presenta un esquema del modelo estructural de uno de los pórticos planos de la edificación analizada.



Figura 4. Modelo de la edificación analizada

El pushover es uno de los métodos, que permite adelantar análisis no lineales simplificados con el fin de estimar el tipo de respuesta de una estructura ante la ocurrencia de un evento sísmico. Consiste en empujar lateralmente una edificación mediante una distribución de cargas horizontales dadas controlando el proceso mediante las cargas aplicadas o mediante las deformaciones del edificio. El proceso se realiza paso a paso teniendo en cuenta el comportamiento no lineal de la edificación, detectando de esta manera la iniciación de la fluencia, las plastificaciones de los diferentes elementos (columnas y vigas) y en últimas la formación

del mecanismo de colapso. En la referencia (ATC40, 1996) se presentan una serie de niveles de desempeño estructural que dependen del nivel de daño alcanzado por los diferentes elementos estructurales. A continuación se realizará un breve descripción de ellos:

- Ocupación inmediata (IO): Los riesgos a la vida o daños personales por fallas estructurales son prácticamente descartables y la edificación es segura para ingresar, egresar u ocupar
- Rango de daños controlados (IO-LS) se presentan daños estructurales controlados
- Protección a la vida (LS) En este nivel pueden haber ocurrido daños estructurales significativos pero se garantiza un margen suficiente contra el colapso total o parcial
- Rango de seguridad limitada (LS-CP) En este rango de comportamiento no se espera que ocurran colapsos o inestabilidad estructural aunque no se garantizan todos los aspectos estructurales para alcanzar el nivel de protección a la vida
- Estabilidad estructural (C-D) Corresponde al estado de daño estructural posterremoto en el cual el sistema estructural se encuentra en el límite para experimentar colapso parcial o total
- Colapso (E)

Para poder realizar el análisis planteado fue necesario determinar los diferentes diagramas de momento vs. rotación y los diagramas de cortante vs. desplazamiento para vigas y columnas así como los diagramas de interacción para las columnas. Estos diagramas fueron establecidos automáticamente por el programa SAP 2000 a través de las herramientas establecidas para ello. Debe anotarse que las propiedades no lineales de las rótulas plásticas fueron calculadas para cada elemento estructural y para cada una de las cien resistencias del concreto evaluadas, de tal manera que en total fueron estimadas más de 11000 rótulas plásticas en todos los análisis efectuados. Estas rótulas plásticas consideraban la resistencia y la ductilidad de los elementos estructurales tanto a flexión como a cortante. Los valores de resistencia del concreto (f'_c) se determinaron con base en la referencia (Prieto et al., 2005) y en todos los casos se mantuvo constante la resistencia del acero en 420 MPa. El módulo de elasticidad ($E_{concreto}$) se obtuvo mediante la ecuación 2.4 que fue tomada de la referencia (AIS, 1998), donde f'_c es en Mpa. Debe anotarse que esta fórmula aproximada fue propuesta por (Amézquita et al., 1995) y fue incluida en la Norma Sismo resistente colombiana.

$$E_{concreto} = 3900\sqrt{f'_c} \quad (\text{Esfuerzos en MPa}) \quad (4)$$

En la Figura 5 se presentan las cien curvas de capacidad para el pórtico plano en su estado actual para resistencias del concreto variando entre 14,38 MPa y 43,76 MPa. Estos valores corresponden al rango de la resistencia a la compresión encontrado en las pruebas destructivas y semi-destructivas efectuadas sobre la edificación. Para cada una de las curvas de la Figura 2.3 se estableció el cortante máximo resistente cuyo valor promedio fue de 914.9 kN y su desviación estándar fue de 15,8 kN. Para estos cien datos se llevó a cabo un análisis estadístico en el fin de establecer la función de distribución de probabilidad que más se ajustó a la variable cortante basal resistente. En la Figura 6 se presenta la distribución de probabilidad de mejor ajuste.

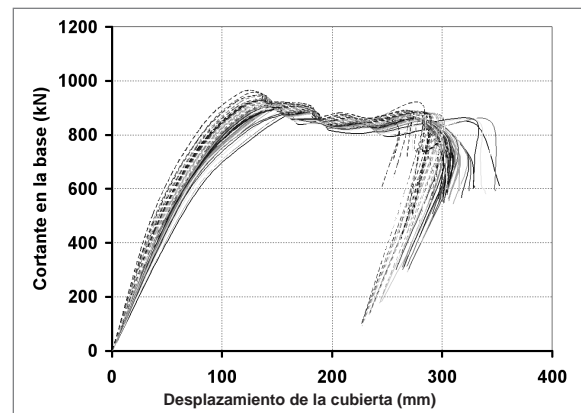


Figura 5. Comparación de las curvas de pushover del edificio sin ninguna rehabilitación para cien resistencias del concreto

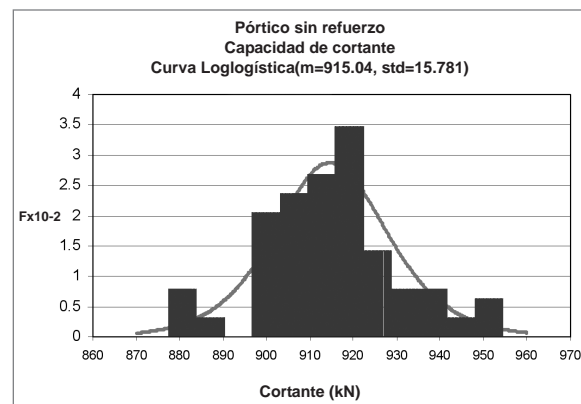


Figura 6. Ajuste de los datos estadísticos del cortante resistente de la edificación en su estado actual

2.2 Cálculo de las curvas de capacidad de la edificación rehabilitada

Con el fin de disminuir la vulnerabilidad sísmica de la edificación bajo estudio, se modelaron dos

alternativas de rehabilitación técnicamente viables y de común uso en el medio colombiano. La primera de ellas consistió en la instalación de diagonales de acero de arriostramiento en uno de los vanos principales del sistema estructural. Dichos elementos de acero consistieron en ángulos dobles de 5" de lado y espesor de 1/2" y 3/8". Con estas dimensiones se garantizaron los límites de relación de esbeltez para elementos estructurales de acero sometidos a compresión. Adicionalmente debe mencionarse que a estas diagonales de acero se les asignó únicamente "rótulas plásticas" para fuerza axial teniendo en cuenta el comportamiento a compresión y a tracción. En la Figura 7 se presenta un detalle del modelo de la edificación rehabilitada con diagonales.

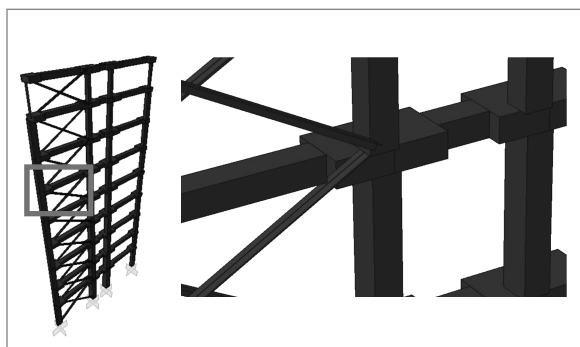


Figura 7. Modelo de la edificación rehabilitada con diagonales de acero (ángulos dobles)

Con el anterior modelo y variando de nuevo la resistencia a compresión del concreto de los elementos existentes entre 14,38 MPa y 43,76 MPa se calcularon, a través de análisis no lineales estáticos de pushover, cien curvas de capacidad de la estructura rehabilitada. Dichas curvas de capacidad se presentan en la Figura 8.

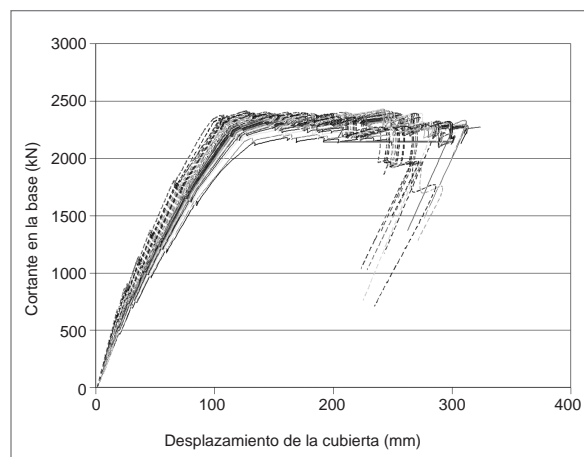


Figura 8. Comparación de las curvas de pushover del edificio rehabilitado con diagonales para las 100 resistencias del concreto analizadas

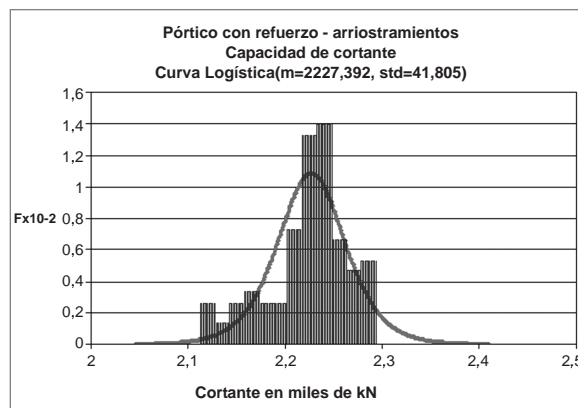


Figura 9. Ajuste de los datos estadísticos del cortante resistente de la edificación con rehabilitación mediante diagonales de acero

Para cada una de las curvas de la Figura 9 se estableció el cortante máximo resistente cuyo valor promedio fue de 2227,4 kN y su desviación estándar fue de 41,8 kN. Adicionalmente estos mismos datos se llevaron a cabo análisis estadístico para determinar la función de distribución de probabilidad que más se ajusta. La segunda alternativa de rehabilitación evaluada consistió en la implementación de muros cortina de concreto reforzado, ubicados en la totalidad de uno de los vanos de la edificación. Estos muros tienen un espesor de 500 mm, una longitud de 5300 mm y una cuantía de acero del doble de la mínima estipulada en el Código Colombiano de Diseño y Construcción Sismo Resistente (0.5 %). En la Figura 10 se presenta una imagen del modelo desarrollado. Debe anotarse que las dimensiones de este muro fueron determinadas con base en un análisis tridimensional no lineal realizado con anterioridad a este estudio y que se presenta en la referencia (Gómez, 2005).

Las propiedades no lineales del muro de concreto se determinaron con base en un modelo por fibras a través del programa XTRACT® (Imbsen, 2005), versión educativa. En la Figura 11 se presenta el diagrama de Momento vs. Rotación, el respectivo diagrama de interacción y el modelo de la sección transversal del muro. Con las anteriores propiedades se establecieron las cien diferentes curvas de capacidad que se presentan en la Figura 12 a nivel de cortante en la base y desplazamiento en la cubierta. Para estos mismos datos se presenta en la Figura 13 los datos ajustados a una función de distribución de probabilidad.

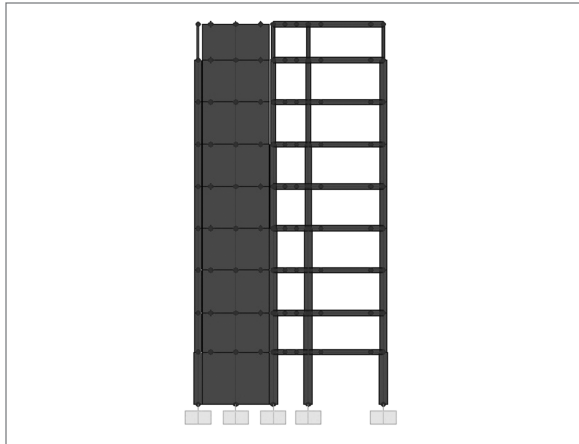


Figura 10. Modelo de la edificación rehabilitada con un muro de concreto reforzado (longitud 3.6m y espesor 0.4m)

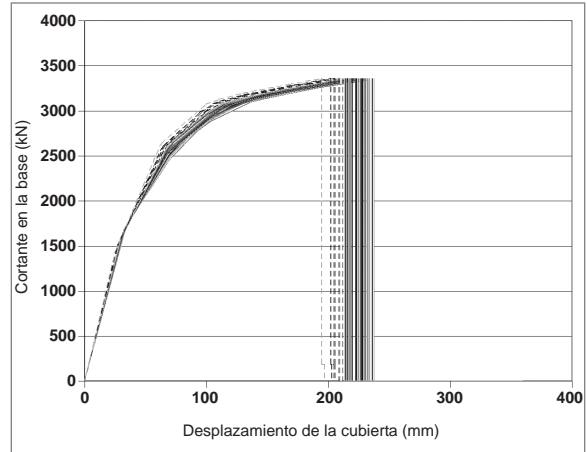


Figura 12. Comparación de las curvas de pushover del edificio rehabilitado con muros de concreto para las 100 resistencias del concreto analizadas

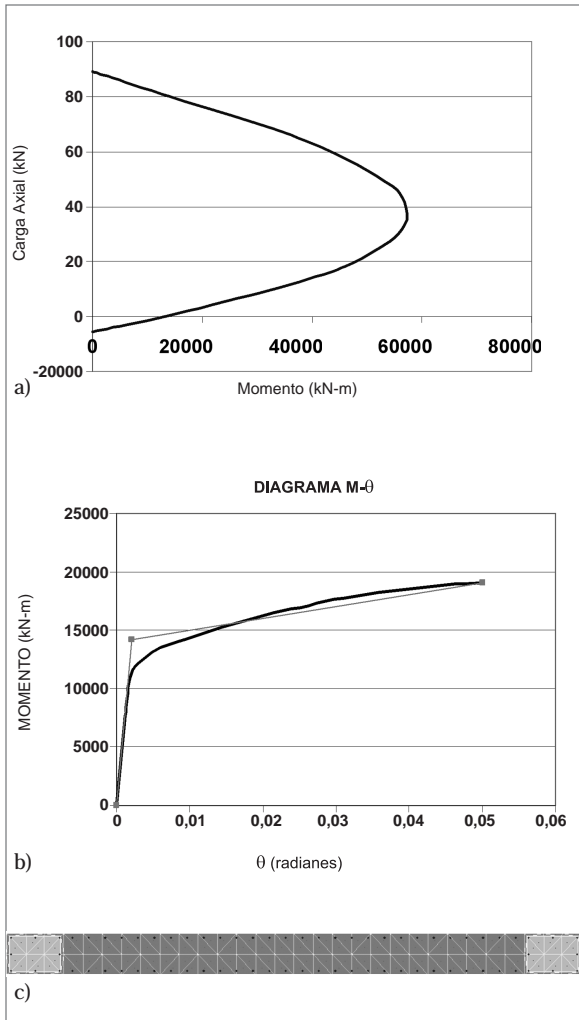


Figura 11. a)Diagrama de interacción del muro b) Diagrama de Momento vs. Rotación del muro c) Modelo en XTRACT del muro cortina

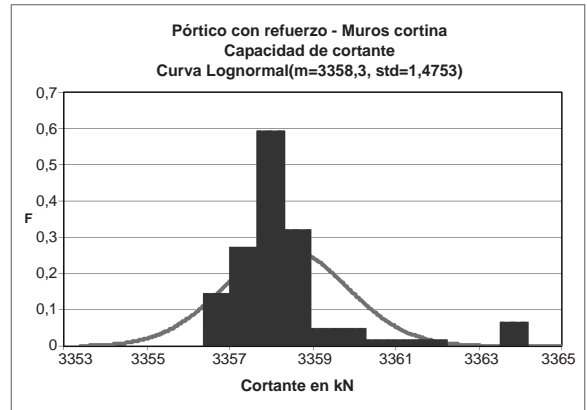


Figura 13. Ajuste de los datos estadísticos del cortante resistente de la edificación rehabilitada mediante muros cortina

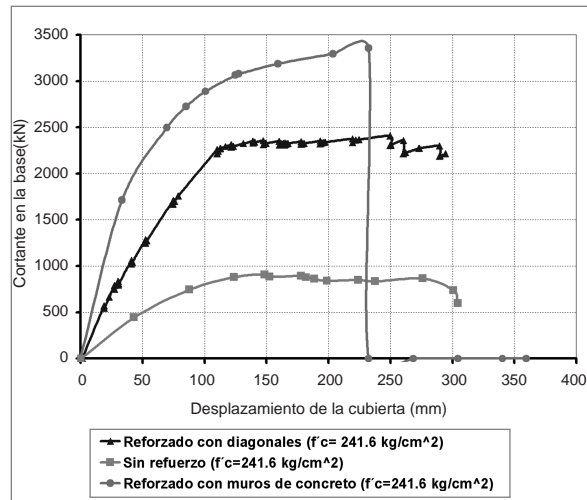


Figura 14. Comparación de tres curvas de pushover para la resistencia promedio del concreto: edificio sin ninguna rehabilitación, rehabilitado con diagonales y rehabilitado con muros de concreto

Finalmente y a manera de comparación se presenta en la Figura 14 las curvas de capacidad para la edificación en su estado actual y para la edificación rehabilitada tanto con diagonales de acero como con muros de concreto. La comparación se hace para la resistencia promedio del concreto (24,16 MPa).

Por otro lado, y con el fin de realizar un análisis de confiabilidad basado en desplazamientos espectrales, se estimó de acuerdo con la referencia (Prieto et al., 2005) las funciones de densidad de probabilidad para diferentes estados de daño (leve, moderado, extenso y completo) para la edificación estudiada en el presente artículo. En la Figura 15 se presentan dichas funciones de probabilidad. Con base en los sismos de análisis que serán presentados posteriormente, se estimará la función de distribución de probabilidad de los desplazamientos espectrales demandados con el fin de compararlos con los desplazamientos espectrales para los estados de daño definidos anteriormente.

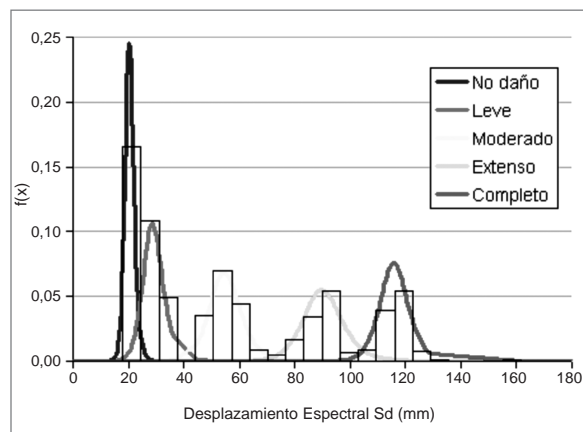


Figura 15. Agrupamiento de los puntos de desempeño de la edificación esencial en diferentes estados de daño

2.3 Cálculo de la demanda sísmica

Mediante un programa de generación de espectros, se determinaron doce espectros de respuesta diferentes. Este programa se basó en la variación de algunos parámetros de la ecuación de atenuación definida por la geología, las distancias a las principales fallas geológicas de la región y los datos obtenidos para los eventos sísmicos registrados en los diferentes medidores localizados cercanos a la zona. El programa se utilizó introduciendo la ecuación de atenuación (Ambraseys et al., 2000), definiendo la aceleración absoluta para diferentes periodos espectrales que varían desde cero hasta 2 segundos. Además tiene en cuenta la frecuencia anual de excedencia para el evento sísmico definido por ese espectro de respuesta (i.e. el inverso matemático del periodo de retorno para ese evento sísmico definido por

ese espectro de respuesta). Se utilizó la ecuación de atenuación europea, definida como:

$$\text{Log}(S_a) = C_1 + C_2(\lambda) + C_4 \text{Log}(\lambda) + C_a P_a + C_s P_s + \sigma P \quad (5)$$

Donde C_1 , C_2 , C_4 , C_a y C_s son parámetros de la ecuación para poder hallar las coordenadas espectrales, y donde P_a y P_s son parámetros que dependen del tipo de suelo (se determinó que se comporta como roca), si es blando o es duro. P es un valor constante y σ es la desviación estándar de $\text{Log}(S_a)$ (logaritmo en base 10). A nivel colombiano no se cuenta con un catálogo sísmico con el nivel de completitud de la ecuación de atenuación de la referencia (Ambraseys et al., 2000). Por esta razón se utilizó la ecuación de atenuación 5

El resultado de S_a está dado como un porcentaje de la aceleración de la gravedad para cada periodo de retorno. Posteriormente estos espectros fueron ajustados para que coincidieran con la nomenclatura establecida en la referencia (ATC 40, 1996). Una vez llevada a cabo esta labor se obtuvo los espectros que se presentan en la Figura 16.

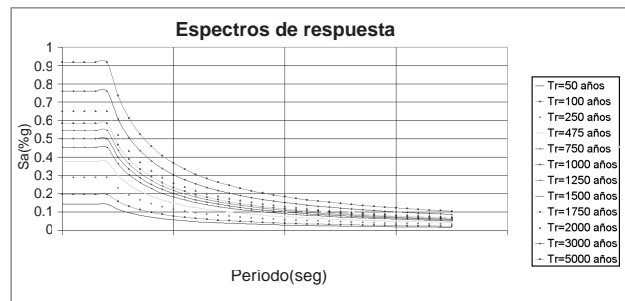


Figura 16. Espectros usados en el presente estudio

De cada espectro se evaluó su probabilidad de ocurrencia, para realizar las respectivas combinaciones de carga sobre los modelos estructurales mediante una simulación numérica. El número de simulaciones que se realizaron sobre la estructura se ajustaron a la ocurrencia promedio de los eventos sísmicos en función de su periodo de retorno. (ver Figura 17). Para la evaluación de las curvas de probabilidad de demanda, se calcularon los cortantes basales actuantes sobre los tres modelos estructurales (uno de la estructura existente sin rehabilitación y dos con rehabilitación), imponiendo a la estructura los doce espectros mediante un análisis dinámico modal espectral. Esto incluyó la variación de la rigidez y el periodo de vibración de cada uno de los modelos estructurales, debido al cambio de los módulos de elasticidad de los elementos estructurales existentes. Para el caso de la estructura sin rehabilitación y rehabilitada mediante diagonales en acero, se evaluó en

forma aproximada el coeficiente de disipación de energía (R), de acuerdo a la ductilidad que se presentan en cada uno de las curvas de Pushover (véase Figura 18). Este factor depende del desplazamiento en el momento que fluye la estructura y el correspondiente para una deriva límite del 1%, especificada por la Norma Colombiana de Construcción Sismo Resistente (NSR-98). Con la comparación de estos dos desplazamientos es posible estimar el valor del R, de acuerdo con lo establecido en el documento ATC-19. Es así como para cada resistencia a la compresión se obtiene un único valor de R. Así mismo en la Figura 18 no se presenta la variación del factor R con la resistencia a la compresión ya que para esta alternativa de rehabilitación la resistencia del sistema queda dependiendo básicamente del comportamiento del muro.

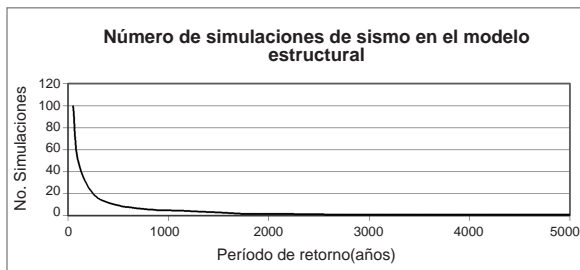


Figura 17. Ocurrencia de los eventos sísmicos en función de su período de retorno

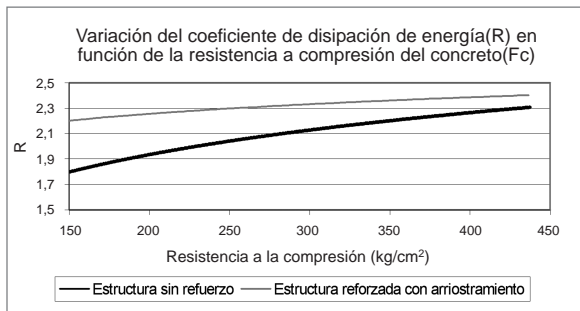


Figura 18. Variación del coeficiente de disipación de energía (R)

En las Figuras 19 y 20 se exponen las curvas de probabilidad de la demanda del pórtico sin rehabilitación, basadas en una simulación numérica compuesta por el análisis de 20196 datos y considerando el coeficiente de disipación de energía de uno y variable de acuerdo con la Figura 18.

En las Figuras 21 y 22 se exponen las curvas de probabilidad de la demanda para el pórtico rehabilitado con diagonales de acero basadas en una simulación numérica compuesta por 20196 datos, para un R de uno y variable. El cortante basal actuante aumenta con respecto al caso anterior, por la disminución del periodo de

vibración de la estructura y el aumento de la aceleración espectral (Sa). En las Figura 23 se exponen la curva de probabilidad de la demanda para el pórtico rehabilitado con un muro cortina de concreto reforzado, basados en una simulación numérica compuesta por 20196 datos, para un R de uno. Igualmente el cortante basal actuante aumenta con respecto al caso anterior, por la disminución del periodo de vibración de la estructura y el aumento de la aceleración espectral (Sa).

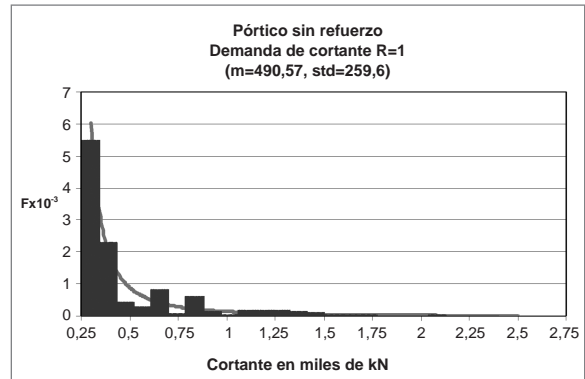


Figura 19. Curva de probabilidad de demanda del pórtico sin rehabilitación (R=1)

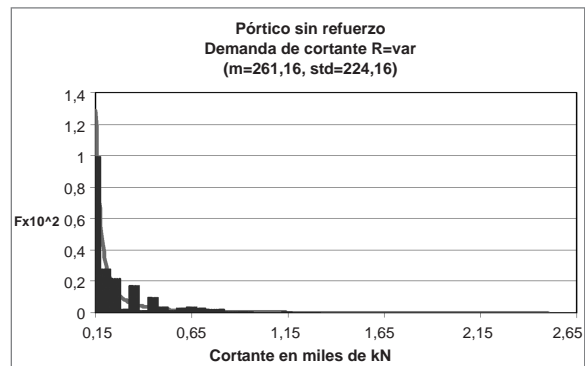


Figura 20. Curva de probabilidad de demanda del pórtico sin rehabilitación (R=var)

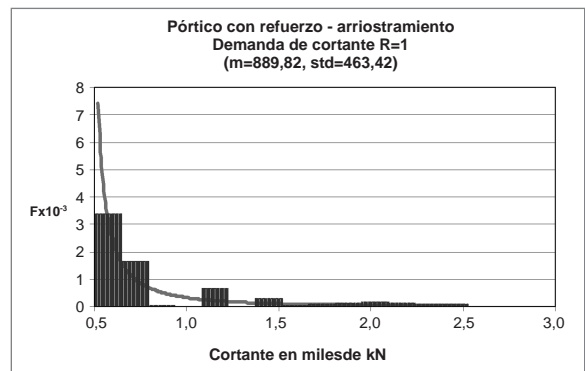


Figura 21. Curva de probabilidad de demanda del pórtico con rehabilitación con arriostramiento de acero (R=1)

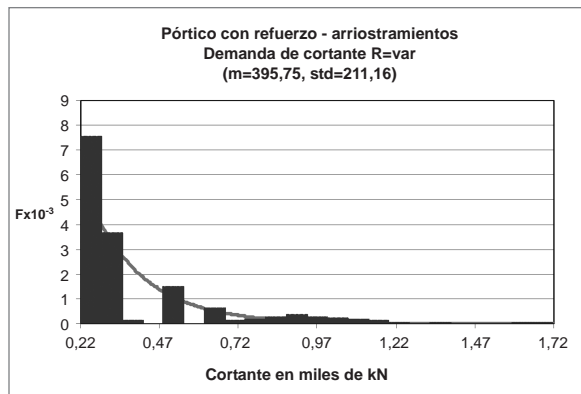


Figura 22. Curva de probabilidad de demanda del pórtico con rehabilitación con arriostramiento de acero (R=Rvar)

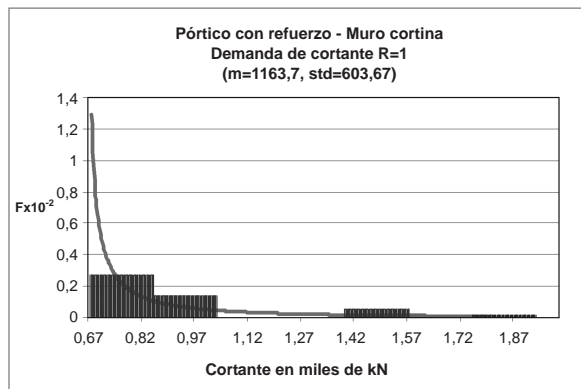


Figura 23. Curva de probabilidad de demanda del pórtico con rehabilitación con muro cortina (R=1)

2.4 Probabilidad de falla

Basados en los conceptos básicos de confiabilidad estructural expuestos anteriormente, se presentan a continuación los índices de confiabilidad (b) para los diferentes casos de capacidad y demanda antes descritos. Para la edificación existente sin rehabilitación, el índice de confiabilidad b es de 1,6 (pf anual=0,05480) considerando un R de uno y de 2,9 (pf anual=0,00187) con R variable. Por otro lado y teniendo en cuenta el desplazamiento espectral en el punto de desempeño de la edificación para las cien resistencias del concreto y para los doce espectros analizados (en total 1200 puntos de desempeño) fue posible estimar la probabilidad de que la estructura estuviese en los estados de daño completo, extenso, moderado, leve y no daño. Para ello en la Figura 24 se presentan las funciones de densidad de probabilidad de la “demanda” (curva en color azul originada en el procesamiento de los 1200 puntos de desempeño) y de “capacidad” establecidas en la referencia (Prieto et al., 2005).

La clasificación final de los diferentes estados de daño mostrados en la tabla 1, se realizó con base en el trabajo desarrollado en Colombia (Prieto et al., 2005), donde se estimó la incertidumbre de los puntos de desempeño en la edificación esencial objeto de estudio en el presente trabajo, por medio de una simulación de Montecarlo. Como resultado, se encontró que los puntos de desempeño presentan agrupamientos en torno a valores medios relativamente bien definidos. En la Figura 25 (Prieto et al., 2005), dichos agrupamientos se observan como rampas en la función de distribución acumulada. Por tanto, claramente pueden definirse diferentes niveles de daño para la edificación en estudio. La denominación de los diferentes estados de daño se proponen semejantes a los determinados en FEMA (1999), (Leve, Moderado, Extenso y Completo). Adicionalmente se propone el estado de NO DAÑO, en donde el amortiguamiento efectivo de la edificación, beff, es del 5%.

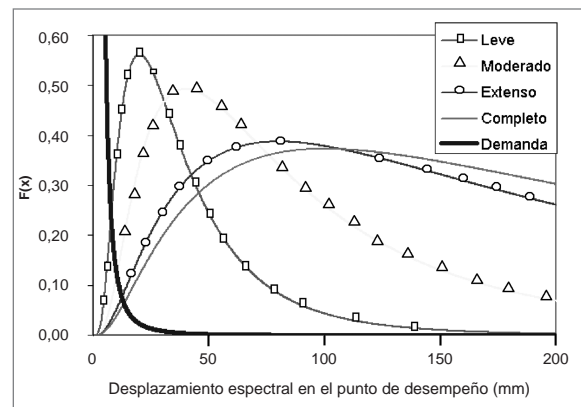


Figura 24. Funciones de densidad de probabilidad para el desplazamiento espectral en el punto de desempeño

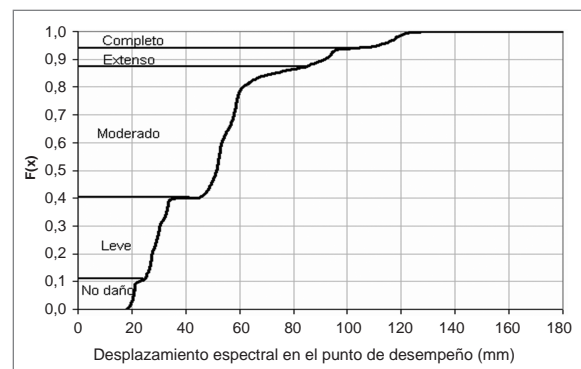


Figura 25. Propuesta de diferentes niveles de estado de daño para la edificación esencial en estudio (Prieto et al., 2005)

Así mismo en la Tabla 1 se presentan las diferentes probabilidades de que la edificación en su estado actual se encuentre en cada uno de los estados

de daño. Se observan altas probabilidades de falla anual al igual que como ocurrió con el análisis basado en cortantes resistentes.

Tabla 1. Probabilidades de que la edificación se encuentre en diversos estados de daño

ESTADOS DE DAÑO	Probabilidad de estar en cada estado de daño
Completo	0,092
Extenso	0,024
Moderado	0,097
Leve	0,259
No Daño	0,527
Completo + Extenso	0,117(probabilidad de falla anual)
Probabilidad De Daño	0,473

Así mismo las estructuras con rehabilitación mediante diagonales de acero y con muro cortina, tienen un β de 2,9 (Pf anual $\sim 0,00187$) (ver Figura 26a) y 3,6 (Pf anual $\sim 1,59E-4$) (ver Figura 26b) respectivamente considerando R de uno. En el caso de la estructura con rehabilitación mediante diagonales y considerando el coeficiente de disipación de energía mayor que uno, se obtuvo un índice de confiabilidad de 8,5 (Pf anual $\sim 9,48E-18$). Estas probabilidades de falla son inferiores a las que se obtienen para el pórtico sin rehabilitación (véase Figura 27).

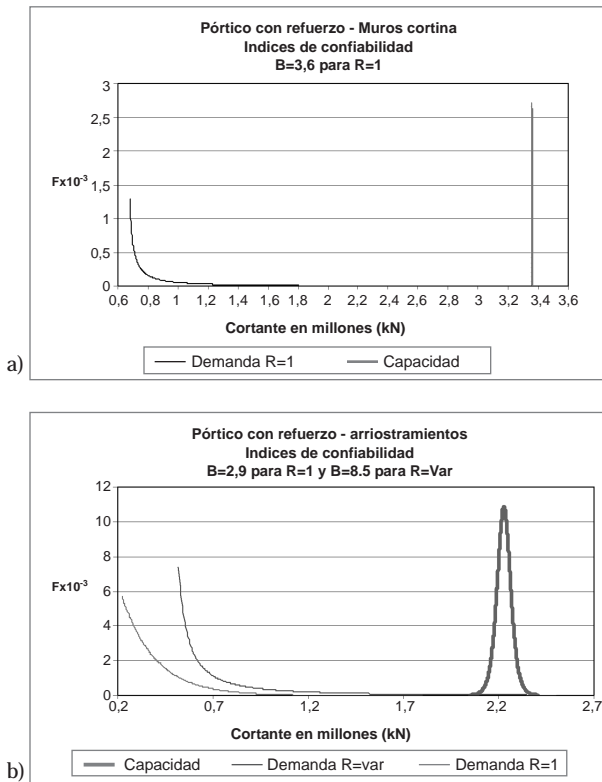


Figura 26. Curva de probabilidad de demanda del pórtico con rehabilitación a) muros cortina b) arriostramientos

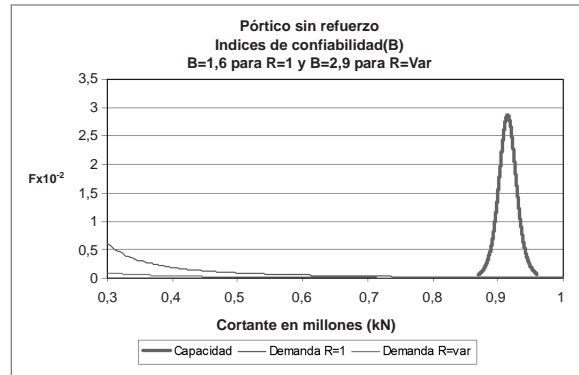


Figura 27. Índices de confiabilidad para la estructura sin rehabilitación

3. Conclusiones y recomendaciones

Para el análisis de los resultados se calificó el nivel de seguridad de las edificaciones (original y reforzadas) en función del índice de confiabilidad, empleando los límites generales recomendados por varios autores (Sánchez, 2005; Melchers, 1999; Otway et al., 1970), los cuales definen el valor objetivo de la probabilidad de falla.

- La estructura existente sin rehabilitación tiene un índice de confiabilidad de 1,6, correspondiente a una probabilidad de falla anual de 0,05480, la cual representan un riesgo inminente y niveles de seguridad inadecuada. Es necesario tomar acciones urgentes considerando que es una edificación indispensable. Al reforzar la edificación mediante diagonales de acero, se tienen un índice de confiabilidad de 2,9 (Pf anual $\sim 0,00187$), lo cual representan una seguridad aceptable, que implica medidas de prevención a mediano plazo. Reforzada dicha edificación mediante un muro cortina en concreto reforzado, se tienen un índice de confiabilidad de 3,6 (Pf anual $\sim 1,59E-4$), lo que representa también una seguridad aceptable.
- Teniendo en cuenta únicamente los costos aproximados de los materiales, la rehabilitación con un muro de concreto es 11% mayor que la rehabilitación con diagonales de acero. Adicionalmente al tener en cuenta el costo de la cimentación, la rehabilitación con muros es 24% (basado en la diferencia entre el cortante que asume la edificación con muros y con diagonales) más costosa que la rehabilitación con diagonales. No obstante la probabilidad anual de falla para el caso de la rehabilitación con muros es diez veces menor que la probabilidad anual de falla de la rehabilitación con

diagonales.

El análisis de confiabilidad basado en desplazamientos espectrales confirma los resultados de los análisis basados en fuerzas resistentes, arrojando probabilidades de falla demasiado altas (superiores al 11 %) para una edificación indispensable y de atención a la comunidad. La probabilidad anual de falla considerando el modelo de desplazamientos (pf anual es de 0,117), es similar a las obtenidas mediante el análisis de cortante.

Por último es importante aclarar que los resultados obtenidos en este documento, se basaron en una única variable aleatoria empleada para las curvas de resistencia (resistencia a compresión del concreto reforzado). Esto es una primera aproximación de la confiabilidad de la edificación existente y con las alternativas de rehabilitación. Por lo anterior es necesario trabajos futuros donde se incluya el efecto de la viabilidad de la resistencia de acero de refuerzo existente del pórtico en estudio. Basados en estos trabajos complementarios nos permitirá un soporte base para futuras decisiones sobre la intervenciones en la edificación.

4. Referencias

- AIS (1998)*, "Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente".
- Ang A, H-S. (1973)*, "Structural Risk Analysis and Reliability-Based Design", Journal of Structural Engineering Division, ASCE, Vol 99, no. ST9.
- Ambraseys N. N., Simpson K. A., y Bommer J. J. (2000)*, "Prediction of Horizontal Response Spectra in Europe". Departamento de Ingeniería Civil, Imperial College of Science and Technology and Medicine. Londres.
- Amézquita A., Cortes J., y Sabaleta J. (1995)*, "Resumen final y conclusiones sobre el ciclo investigativo del módulo de elasticidad del concreto", Trabajo de grado, Pontificia Universidad Javeriana.
- ATCAO (1996)*, Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Building Vol1. Seismic Safety Commission. California, USA.
- ATC-19 (Applied Technology Council) (1995)*, "Structural response modification factors."
- Computers and structures Inc. Manual del programa SAP (2000)*, Nonlinear, Static and dynamic finite element analysis and design.
- FEMA-310 (NIBS) (1999)*, Earthquake Loss Estimation Methodology, Federal Emergency Management Agency. National Institute of Building Sciences. Washington D.C.
- Gómez C., (2005)*, Análisis No Lineal Estático Tridimensional de Pushover de un Módulo de un Hospital Universitario. Trabajo de grado para optar al título de Ingeniero Civil. Pontificia Universidad Javeriana.
- Imbsen and Associates Inc. and Chadwell C. XTRACT v. 3.0.4 (2005)*, Manual del programa Cross Section analysis program for structural engineers. Educational Version.
- Mays L. y Tung Y. (1992)*, "Hydrosystems engineering & Management", McGraw -Hill Series in Water Resources and environmental engineering.
- Melchers R. (1999)*, "Structural reliability-analysis an prediction". Ellis Horwood Series in Civil Engineering, Chichester.
- Otway H., Battat M., Lohrding R., Turner R. y Cubitt R., (1970)*, "A risk analysis of the Omega. West Reactor. Report No. LA4449 - Los Alamos Scintific Laboratory", Universidad de California, Los Alamos CA.
- Prieto J., Muñoz E., Ruiz D. y Ramos A. (2005)*, "Estimación de la incertidumbre aleatoria del punto de desempeño de una edificación esencial". Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Antisísmica, IX Jornadas. Artículo N° A04-02.
- Sánchez M. (2005)*, "Introducción a la confiabilidad y evaluación de riesgos". Facultad de Ingeniería, Universidad de los Andes, Bogotá, Colombia.

