

ESTIMACIÓN DE LA CONFIABILIDAD ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN INDISPENSABLE MEDIANTE ANÁLISIS NO LINEALES ESTÁTICOS DE PUSHOVER

ESTIMATE OF THE
STRUCTURAL RELIABILITY
OF AN INDISPENSABLE
CONSTRUCTION BY MEANS
OF STATIC NON LINEAL
ANALYSIS DE PUSHOVER

- E.E. Muñoz-G¹.
- D.M. Ruiz-V².
- J.A. Prieto-S³.
- A. Ramos⁴

¹⁻² Facultad de Ingeniería, Departamento Ingeniería Civil, Pontificia Universidad Javeriana, Bogotá-Colombia
e-mail: edgar.munoz@javeriana.edu.co
daniel.ruiz@javeriana.edu.co

³⁻⁴ Instituto Geofísico Universidad Javeriana. Bogotá-Colombia
e-mail: j.prieto@javeriana.edu.co
a-ramos@javeriana.edu.co

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, le vantamiento 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 (3) modelos estructurales del edificio, variando su rigidez en función de cien (100) datos del módulo de elasticidad y la resistencia a la compresión del concreto. El primer modelo es el original sin refuerzo, 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 (3) modelos estructurales. Variando la sollicitación incluyendo en los modelos estructurales doce (12) 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 memories, 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 (3) 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 reinforcement. 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 un-reinforced 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 taking.

Key words: 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 patologías estructurales. 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 celularado.

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 (4) 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 (12) espectros de respuesta 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. 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 traslape en el refuerzo de co-

lumnas 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, los cuales se presentan en las Figura 1.1. Mediante un análisis elástico lineal, se desarrollaron modelos espaciales conformados por elementos "frame" y shell.

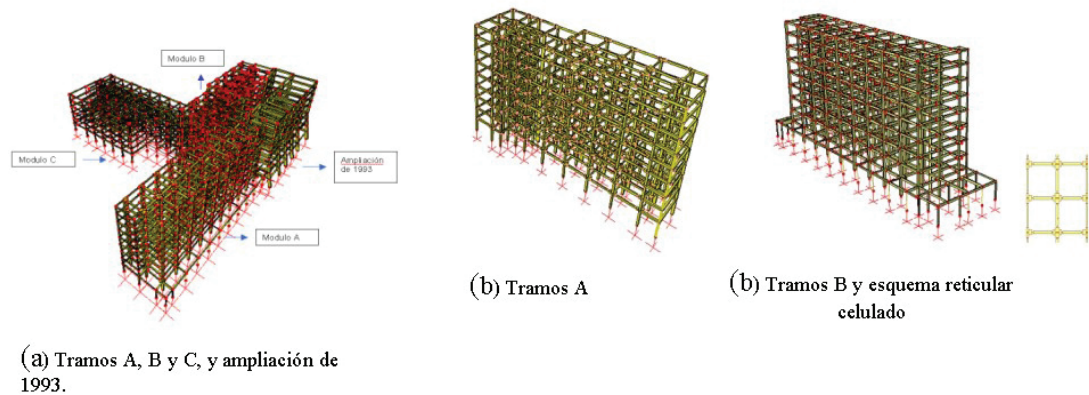


Figura 1.1 Modelo estructurales de las edificaciones bajo estudio

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 solicitaciones sísmicas. En la Figura 1.2 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 %). 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 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 –356 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.

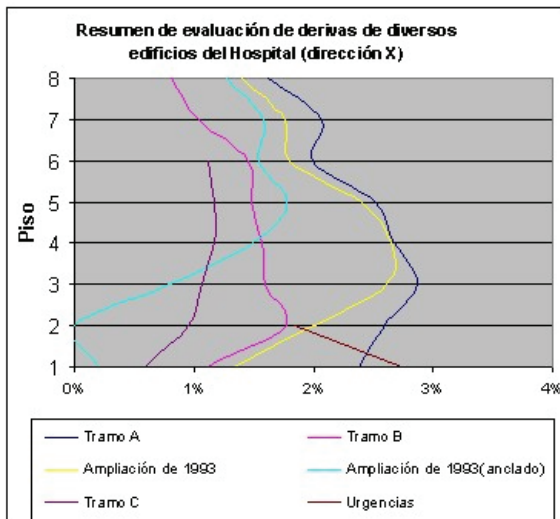


Figura 1.2 Resumen de las derivas de diferentes edificaciones

2. ANÁLISIS DE CONFIABILIDAD ESTRUCTURAL DE UN PÓRTICO PLANO

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 (Pf):

$$\beta = \Phi^{-1}(P_f) \quad (2.1)$$

Existe una proporcionalidad inversa entre β y Pf 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 verificar la probabilidad entre las curvas de capacidad (R) y de demanda (S). Cuando la función G (Ver ecuación 2.2) 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 y S, se asume funciones de probabilidad de distribución, así como no correlación entre ellas.

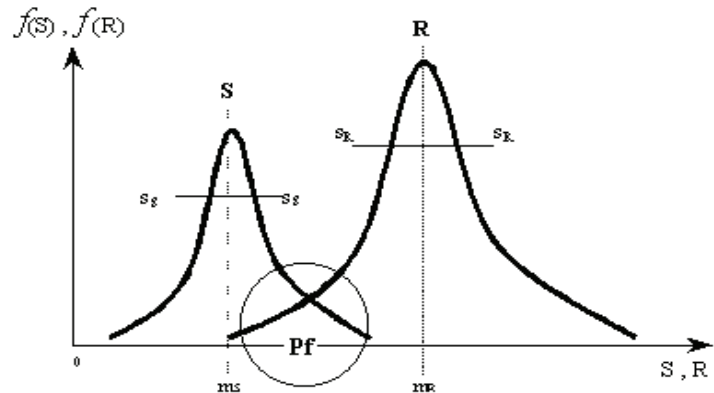


Figura 2.1. Determinación de la probabilidad de falla

$$G = R - S = 0 \quad (2.2)$$

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 ésta asume una distribución normal que puede evaluarse como:

$$m_G = \beta \cdot s_G$$

$$\beta = \frac{m_G}{s_G} = \frac{m_R - m_S}{\sqrt{s_R^2 + s_S^2}}$$

Donde: (2.2)

m_R, m_S , corresponde a las medias de la distribución de la resistencia y las solicitaciones.

s_R, 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 adapten a las funciones de resistencia y solicitación. Mediante la ecuación 2.3 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. A continuación se presenta la evaluación por confiabilidad de una edificación indispensable, considerando su seguridad estructural sin refuerzo y con dos (2) propuestas de refuerzo convencional.

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

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). En la Figura 2.2 se presenta un esquema del modelo estructural de uno de los pórticos planos de la edificación analizada.

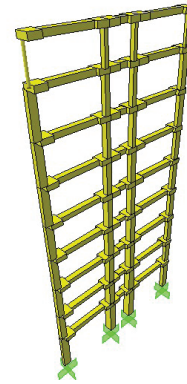


Figura 2.2 Modelo de la edificación analizada

El análisis se realizó paso a paso mediante incrementos de desplazamientos de la cubierta del edificio siguiendo los lineamientos presentados en la referencia (ATC-40, 1996). 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 (100) resistencias del concreto evaluadas, de tal manera que en total fueron estimadas más de 11000 rótulas plásticas en todos los análisis efectuados. Los valores de resistencia del concreto (f'_c) se determinaron con base en la referencia (Prieto, Amézquita 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). Debe anotarse que esta fórmula aproximada fue propuesta por (Amézquita, 1995) y fue incluida en la Norma Sismo resistente colombiana.

$$E_{\text{Concreto}} = 3900\sqrt{f'_c} \quad (2.4)$$

En la Figura 2.3 se presentan las cien (100) curvas de capacidad para el pórtico plano en su estado actual para resistencias del concreto variando entre 14.38 MPa y 43.76 MPa. 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 15.781 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 2.4 se presenta la distribución de probabilidad de mejor ajuste.

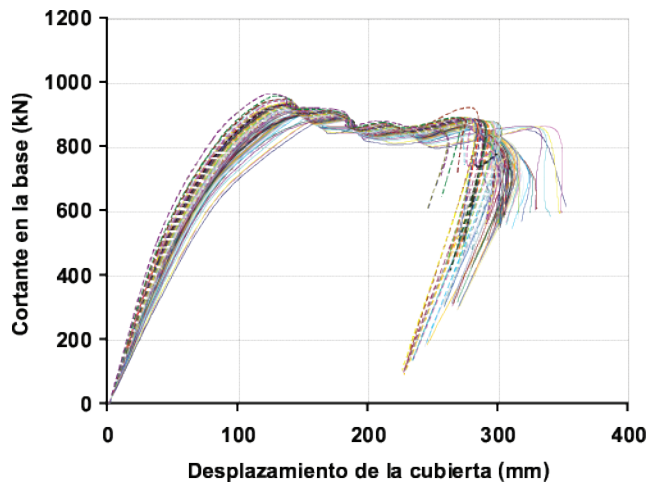


Figura 2.3. Comparación de las curvas de pushover del edificio sin ningún refuerzo para cien (100) resistencias del concreto

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

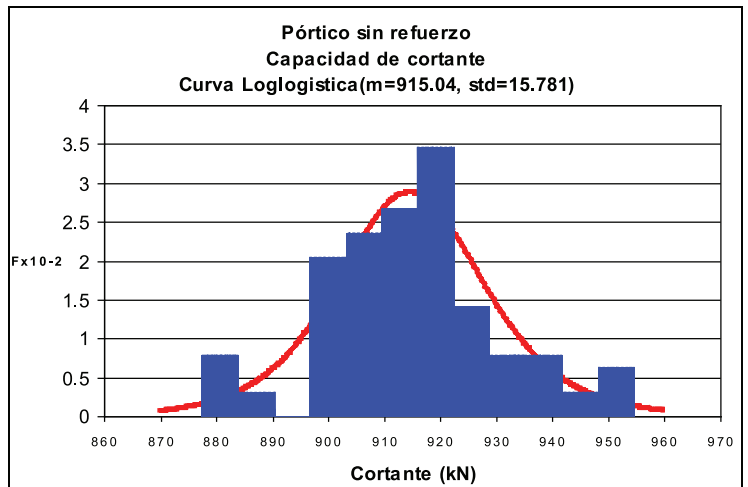


Figura 2.4. Ajuste de los datos estadísticos del cortante resistente de la edificación en su estado actual

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 (2) 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 prin

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 2.5 se presenta un detalle del modelo de la edificación rehabilitada con diagonales.

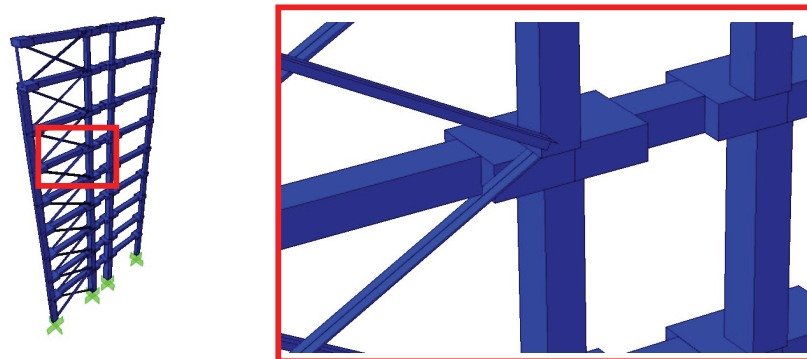


Figura 2.5. Modelo de la edificación rehabilitada con diagonales de acero

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 (100) curvas de capacidad de la estructura rehabilitada. Dichas curvas de capacidad se presentan en la Figura 2.6.

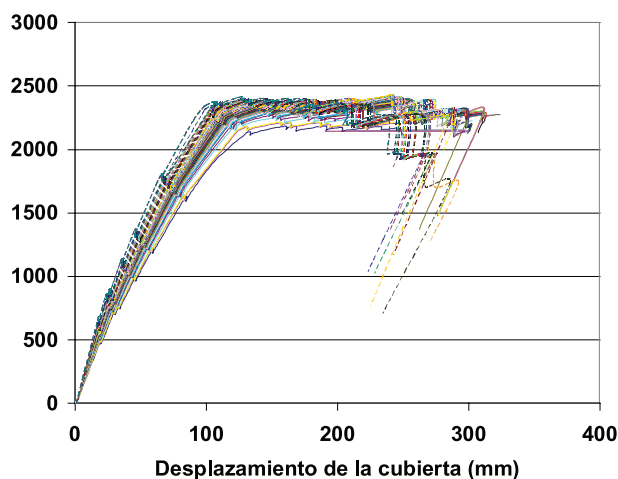


Figura 2.6. Comparación de las curvas de pushover del edificio reforzado con diagonales para las 100 resistencias del concreto analizadas

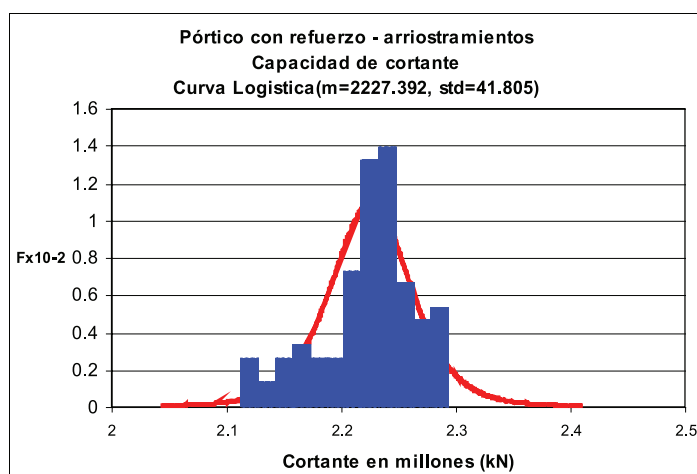


Figura 2.7. Ajuste de los datos estadísticos del cortante resistente de la edificación con refuerzo mediante diagonales de acero

Para cada una de las curvas de la anterior Figura se estableció el cortante máximo resistente cuyo valor promedio fue de 2227.392 kN y su desviación estándar fue de 41.805 kN. Adicionalmente con estos mismos datos se llevaron a cabo análisis estadístico para determinar la función de distribución de probabilidad que más se ajusta. (Ver figura 2.7).

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 2.8 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 refuerzo se determinaron con base en un modelo por fibras a través del programa XTRACT[®], versión educativa. En la Figura 2.9 se presenta el modelo de la sección transversal del muro, el diagrama de Momento vs. Rotación así como el respectivo diagrama de interacción. Con las anteriores propiedades se establecieron las cien (100) diferentes curvas de capacidad que se presentan en la Figura 2.10 a nivel de cortante en la base y desplazamiento en la cubierta. Para estos mismos datos se presenta en la Figura 2.11 los datos ajustados a una función de distribución de probabilidad.

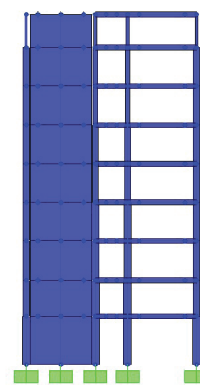
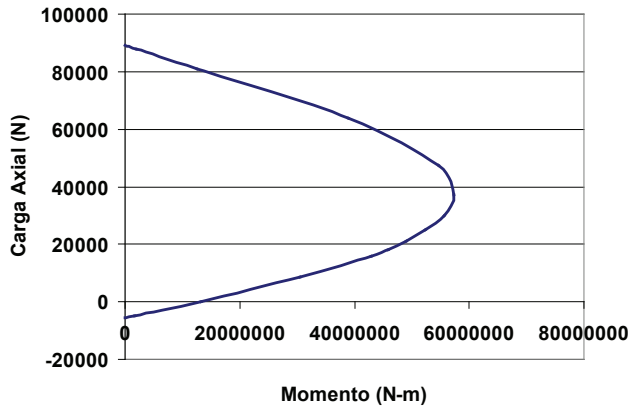
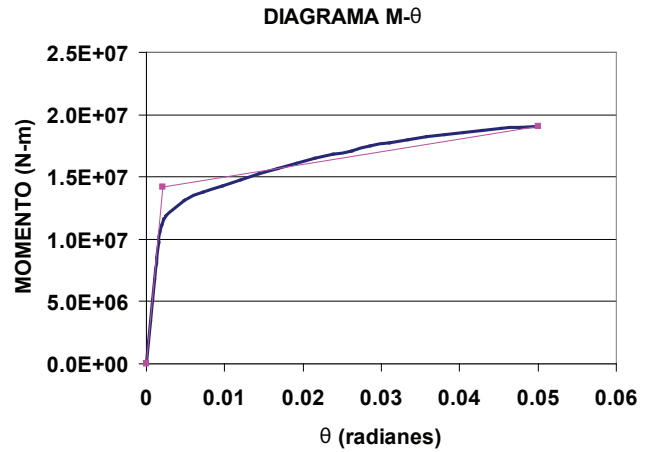


Figura 2.8. Modelo de la edificación rehabilitada con un muro de concreto



a)



b)

Figura 2.9. a) Diagrama de interacción del muro b) Diagrama de Momento vs. Rotación del muro

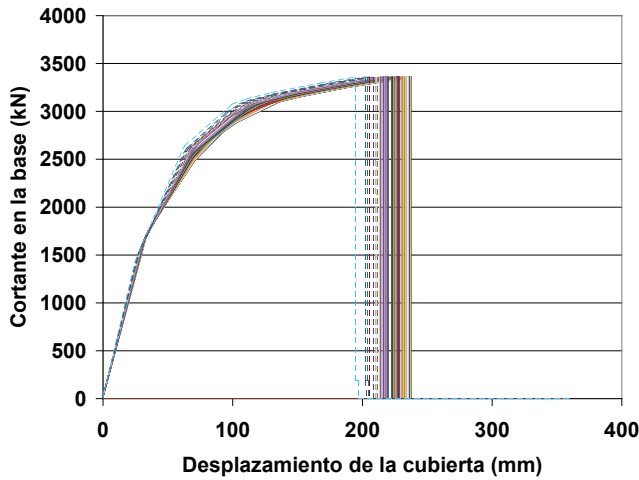


Figura 2.10. Comparación de las curvas de pushover del edificio reforzado con muros de concreto para las 100 resistencias del concreto analizadas

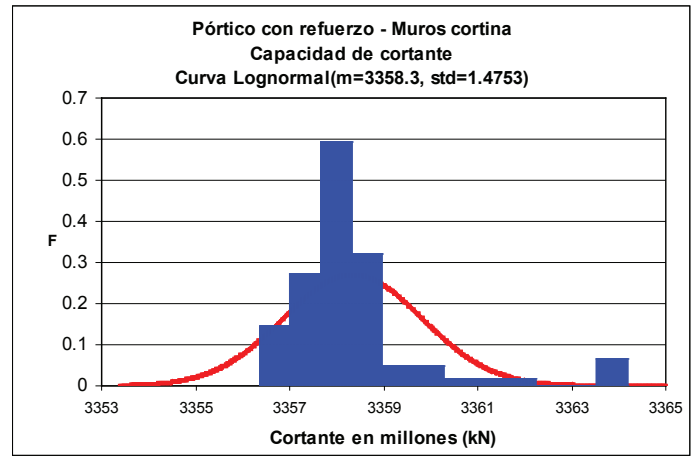


Figura 2.11. Ajuste de los datos estadísticos del cortante resistente de la edificación rehabilitada mediante muros cortina

Finalmente y a manera de comparación se presenta en la Figura 2.12 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).

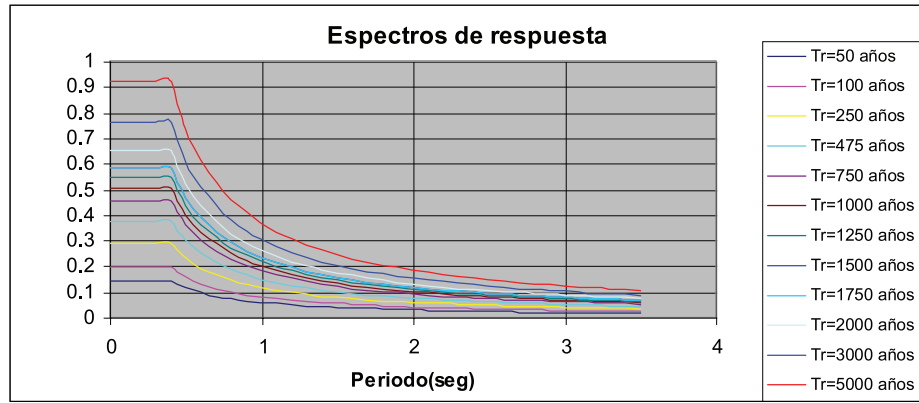


Figura 2.14. Espectros usados en el presente estudio.

estructura los doce (12) 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 refuerzo y reforzada 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 (Ver figuras 2.3 y 2.6). Esto 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). (Ver figura 2.16)

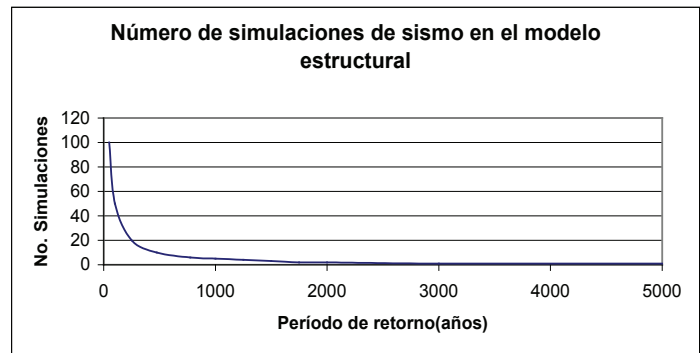


Figura 2.16 Variación del coeficiente de disipación de energía (R)

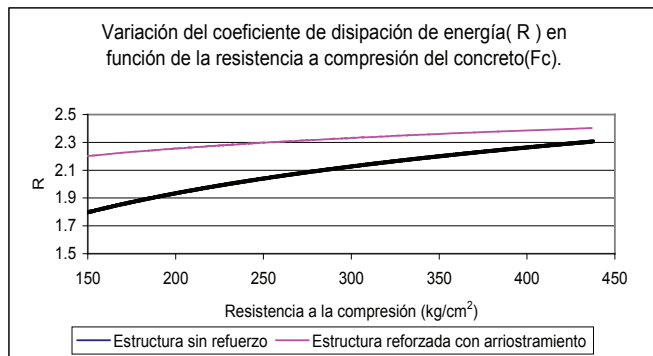


Figura 2.15 Ocurrencia de los eventos sísmicos en función de su periodo de retorno

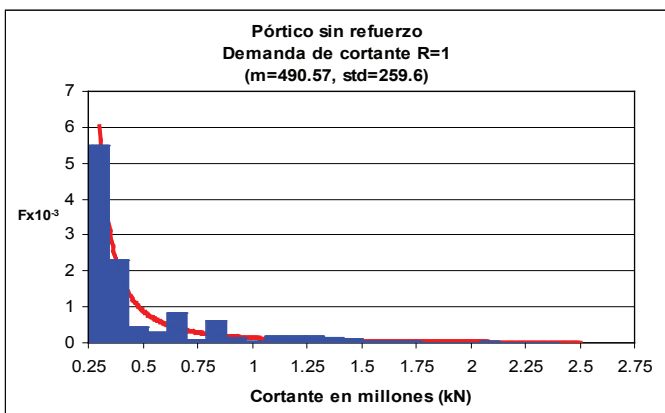


Figura 2.17. Curva de probabilidad de demanda del pórtico sin refuerzo (R=1)

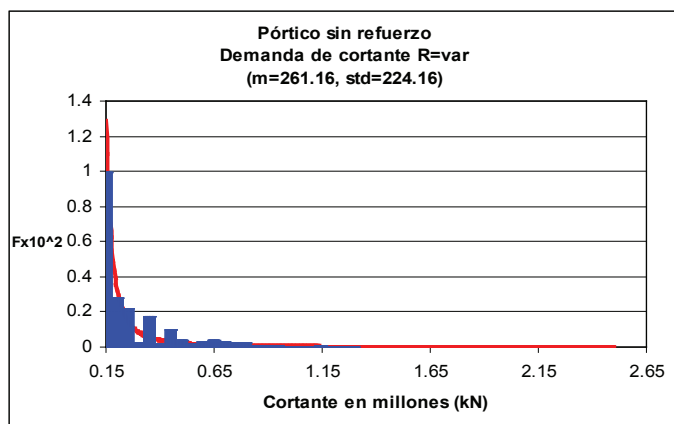


Figura 2.18. Curva de probabilidad de demanda del pórtico sin refuerzo (R=var.)

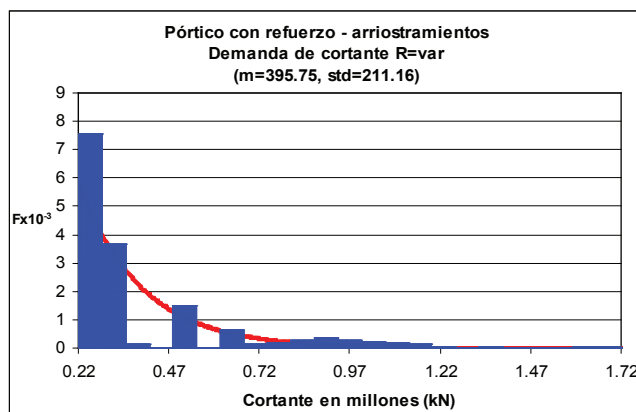


Figura 2.20. Curva de probabilidad de demanda del pórtico con refuerzo (R=var.)

En las Figuras 2.19 y 2.20 se exponen las curvas de probabilidad de la demanda para el pórtico reforzado con diagonales de acero basadas en una simulación numérica compuesta por 20196 datos, para un R de uno y variable (Ver figura 2.16). 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 (S_a). En las Figura 2.21 se exponen la curva de probabilidad de la demanda para el pórtico reforzado 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 (S_a).

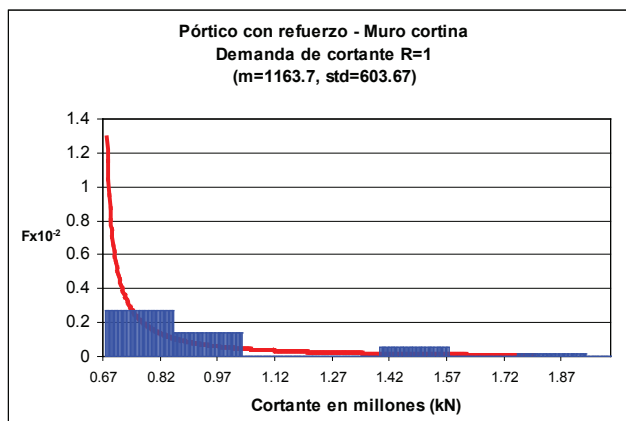


Figura 2.21. Curva de probabilidad de demanda del pórtico con refuerzo con muro cortina (R=1)

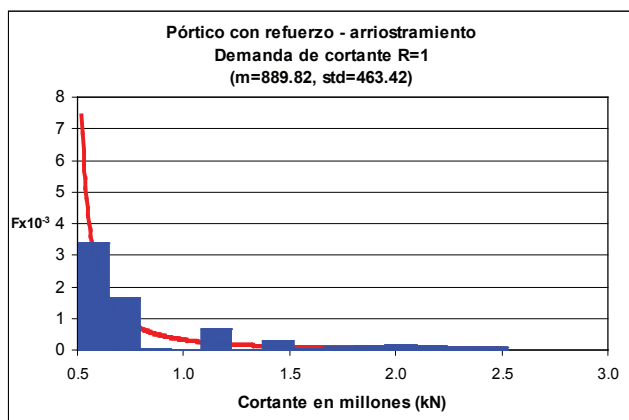


Figura 2.19. Curva de probabilidad de demanda del pórtico con refuerzo (R=1)

2.4. Probabilidad de falla

Basados en los conceptos básicos de confiabilidad estructural expuestos anteriormente, se presentan a continuación los índices de confiabilidad (β) para los diferentes casos de capacidad y demanda antes descritos. Para la edificación existente sin refuerzo, el índice de confiabilidad β es de 1.6 (pf anual ~ 0.05480) considerando un R de uno y de 2.9 (pf anual ~ 0.00187) con R variable. (Ver figura 2.22). Por otro lado y teniendo en cuenta el desplazamiento espectral en el punto de desempeño de la edificación para las cien (100) resistencias del concreto y para los doce (12) 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 2.23 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, Muñoz et al, 2005).

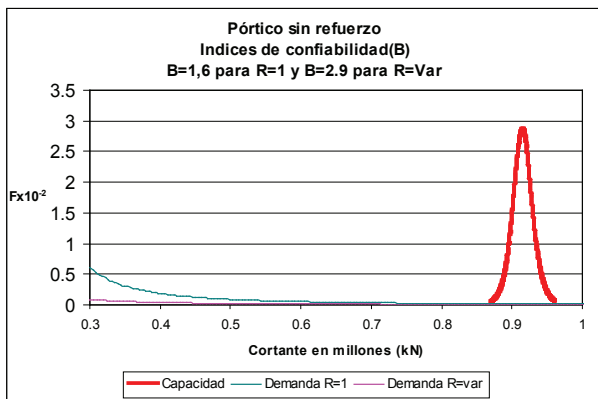


Figura 2.22. Índices de confiabilidad para la estructura sin refuerzo

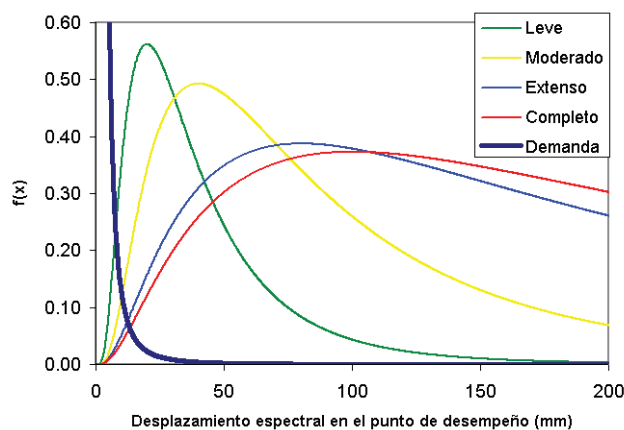


Figura 2.23. Funciones de densidad de probabilidad para el desplazamiento espectral en el punto de desempeño.

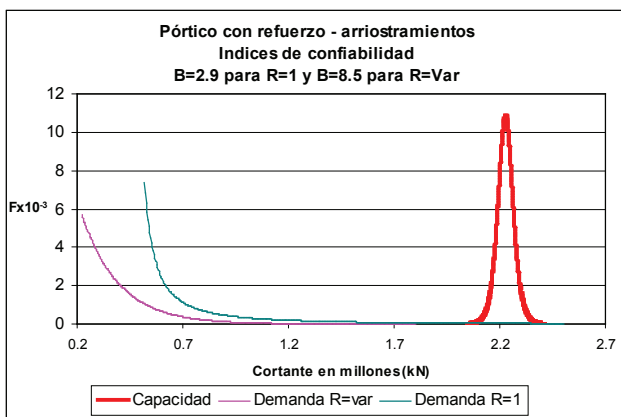


Figura 2.24. Curva de probabilidad de demanda del pórtico con refuerzo

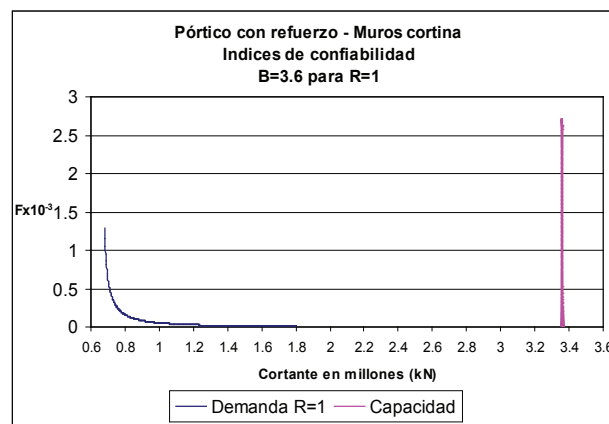


Figura 2.25. Curva de probabilidad de demanda del pórtico con refuerzo (R=1)

Tabla 2.1. 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 en la Tabla 2.1 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. Así mismo las estructuras con refuerzo mediante diagonales de acero y con muro cortina, tienen un β de 2.9 (P_f anual ~ 0.00187) (Ver figura 2.24) y 3.6 (P_f anual $\sim 1.59E-4$) (ver figura 2.25) respectivamente considerando R de uno. En el caso de la estructura con refuerzo mediante diagonales y considerando el coeficiente de disipación de energía mayor que uno, se obtuvo un índice de confiabilidad de 8.5 (P_f anual $\sim 9.48E-18$).

3. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- La estructura existente sin refuerzo 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, 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, lo que representa también una seguridad aceptable.

- Teniendo en cuenta únicamente los costos de 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 (10) 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 (p_f anual es de 0.117), es similar a las obtenidas mediante el análisis de cortante.

al título de Ingeniero Civil. Pontificia Universidad Javeriana.

- Sánchez, Mauricio (2004). "Introducción a la confiabilidad y evaluación de riesgos". Facultad de Ingeniería, Universidad de los Andes, Bogotá, Colombia.
- Prieto, Jorge (2003) "Programa de generación de espectros para diferentes periodos de retorno". Bogotá, Colombia
- Prieto, J., Amézquita, A. y Ramos, A. (2005) Funciones de densidad de probabilidad para los concretos en Colombia. En proceso.
- Prieto, Muñoz, Ruiz, Ramos (2005). Estimación de la incertidumbre aleatoria del punto de des empeño de una edificación esencial. Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Antisísmica, IX Jornadas. Artículo N° A04-02.

REFERENCIAS

- Ambraseys N. N, Simpson K. A, Bommer J. J. (2000) "Prediction of Horizontal Response Spectra in Europe". Departamento de Ingeniería Civil, Imperial College of Science and Technology and Medicine. Londres.
- ATC40 (1996) Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Building Vol1. Seismic Safety Commission. California, USA.
- Gómez (2005). Análisis No Lineal Estático Tridimensional de Pushover de un Módulo de un Hospital Universitario. Trabajo de grado para optar